

Projeto Geométrico de Rodovias

2ª edição

Carlos R. T. Pimenta
Márcio P. Oliveira

RiMa

São Carlos
2004

© 2001, 2004 Carlos R. T. Pimenta e Márcio P. Oliveira

Todos os direitos para a língua portuguesa reservados pela RiMa Editora. Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida, guardada pelo sistema "retrieval" ou transmitida de qualquer modo ou por qualquer outro meio, seja este eletrônico, mecânico, de fotocópia, de gravação, ou outros, sem prévia autorização, por escrito, da Editora.

Capa, editoração, revisão e fotolitos
RiMa Artes e Textos

Dados de Catalogação na Publicação

Pimenta, Carlos R. T. e Oliveira, Márcio P.
Projeto Geométrico de Rodovias
2ª edição

São Carlos, RiMa Editora, 2004

ISBN: 85-86552-91-7

RiMa

DIRENE RIBEIRO MARTINS
PAULO DE TARSO MARTINS
Av. Dr. Carlos Botelho, 1816 – Salas 30/31
13560-250 – São Carlos, SP
Fone: (0xx16) 272-5269
Fax: (0xx16) 272-3264

www.rimaeditora.com.br

Sumário

Apresentação	IX
1. O Traçado de uma Estrada	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Fatores que Influenciam a Escolha do Traçado	2
1.3 Anteprojeto	3
1.4 Projeto Final	9
1.5 Representação Gráfica do Projeto	9
2. Elementos Básicos para o Projeto	15
2.1 Introdução	15
2.2 Velocidades	15
2.2.1 Velocidade de Projeto (V_p)	16
2.2.2 Velocidade Média de Percurso (V_m)	18
2.3 Distância de Visibilidade	19
2.3.1 Distância de Visibilidade de Frenagem (D_f)	19
2.3.2 Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (D_u)	23
3. Curvas Horizontais Circulares	29
3.1 Introdução	29
3.2 Geometria das Curvas Horizontais Circulares	30
3.3 Locação das Curvas Horizontais Circulares	31
4. Curvas Horizontais com Transição	35
4.1 Introdução	35
4.2 Tipos de Curva de Transição	37
4.3 Características Geométricas da Espiral	38
4.4 Parâmetros da Curva	39
4.5 Comprimento de Transição	42
4.6 Concordância da Curva de Transição	46
4.7 Estacas dos Pontos Notáveis da Curva	48
4.8 Desenho da Curva	48
4.9 Locação da Curva	48

4.10	Curvas Horizontais com Transição Assimétrica	50
4.11	Transição entre Duas Curvas Circulares	52
4.11.1	Parâmetros da Curva	53
4.11.2	Locação da Curva	54
4.12	Recomendações sobre o Traçado	55
5.	Seção Transversal	57
5.1	Elementos Básicos – Dimensões	57
5.1.1	Faixa de Tráfego e Pista de Rolamento	57
5.1.2	Acostamentos	58
5.1.3	Taludes Laterais	60
5.1.4	Plataforma	61
5.1.5	Espaços para Drenagem	61
5.1.6	Separador Central	61
5.1.7	Guias	61
5.1.8	Faixa de Domínio	62
5.1.9	Pistas Duplas Independentes	62
5.2	Seções Transversais	63
5.3	Inclinações Transversais	63
6.	Superelevação e Superlargura	69
6.1	Introdução	69
6.2	Superelevação	69
6.2.1	Paralelogramo dos Valores Aceitáveis	75
6.2.2	Critério para Escolha da Superelevação no Trecho Circular..	75
6.3	Superlargura	82
6.3.1	Distribuição da Superlargura	85
6.4	Distribuição da Superelevação em Pistas Simples	86
6.4.1	Variação da Inclinação Transversal	87
6.4.2	Variação das Cotas do Eixo e das Bordas	88
6.5	Superelevação em Estradas com Pista Dupla	91
6.6	Superelevação com Superlargura	92
6.7	Condição de Visibilidade nas Curvas Horizontais	93
7.	Perfil Longitudinal	95
7.1	Introdução	95
7.2	Rampas	98
7.2.1	Comportamento dos Veículos nas Rampas	98
7.2.2	Controle de Rampas para Projetos	98
7.3	Curvas Verticais de Concordância	102
7.3.1	Propriedades da Parábola	103
7.3.2	Curvas Verticais Parabólicas	103
7.4	Considerações Gerais sobre o Traçado e o Perfil Longitudinal	111
8.	Projeto da Terraplenagem	119
8.1	Cálculo de Áreas e Volumes	119
8.1.1	Seções Transversais	120
8.1.2	Cálculo das Áreas	121
8.1.3	Cálculo dos Volumes	121
8.2	Distribuição do Material Escavado	122
8.3	Redução	123
8.4	Compensação de Volumes	124
8.5	Diagrama de Massas	126
8.6	Linha de Bruckner	127
8.6.1	Propriedades da Linha de Bruckner	127
8.7	Distância Econômica de Transporte	129
8.8	Linha de Distribuição	130
8.8.1	Escolha da Linha Econômica	130
8.9	Cálculo Simplificado do Momento de Transporte	137
9.	Exercícios	139
9.1	O Traçado de uma Estrada	139
9.1.1	Exercícios Propostos	139
9.2	Elementos Básicos para o Projeto	140
9.2.1	Exercícios Propostos	140
9.3	Curvas Horizontais Circulares	140
9.3.1	Exercícios Resolvidos	140
9.3.2	Exercícios Propostos	145
9.4	Curvas Horizontais com Transição	148
9.4.1	Exercícios Resolvidos	148
9.4.2	Exercícios Propostos	158
9.5.	Seção Transversal	160
9.5.1	Exercícios Resolvidos	160
9.5.2	Exercícios Propostos	161
9.6	Superelevação e Superlargura	161
9.6.1	Exercícios Resolvidos	161
9.6.2	Exercícios Propostos	172
9.7	Perfil Longitudinal	173
9.7.1	Exercícios Resolvidos	173
9.7.2	Exercícios Propostos	182
9.8	Projeto da Terraplenagem	186
9.8.1	Exercícios Resolvidos	186
	Bibliografia	197

Apresentação

Nas últimas três décadas, os autores deste livro, professor Márcio e professor Pimenta, têm se dedicado com entusiasmo e competência à pesquisa e ao ensino do projeto geométrico de rodovias no curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC, USP. Ambos são engenheiros civis, formados pela EESC no início dos anos 60, e durante suas vidas profissionais trabalharam em organismos rodoviários, iniciativa privada e instituições de ensino superior.

A obra, que ora tenho a honra de apresentar, é fruto do aprimoramento contínuo de uma primeira apostila, *Projeto de Estradas – Curvas Horizontais*, elaborada e publicada pelos autores em 1977, e que, por uma feliz coincidência, utilizei durante meu curso de graduação. Essa apostila foi atualizada ao longo dos anos com o objetivo de apresentar todos os conceitos necessários ao projeto geométrico de rodovias, devidamente adaptados às normas vigentes.

Da constante preocupação em fornecer aos alunos material didático de qualidade, nasceu a idéia deste livro, constituído por nove capítulos que vão desde as considerações sobre a escolha do traçado de uma estrada até o projeto de terraplenagem, passando por elementos básicos para o projeto, curvas horizontais e verticais, seção transversal, perfil longitudinal etc. No último capítulo é apresentada uma série de exercícios resolvidos e propostos, que foi compilada pelos autores durante os anos de trabalho, com a finalidade de proporcionar ao leitor detalhes da apresentação e da resolução de problemas relativos ao projeto geométrico de rodovias.

Tenho certeza de que este livro preenche uma lacuna da literatura técnica brasileira na área de projeto geométrico e que deverá, como as apostilas que o geraram, ser adotado em grande parte dos cursos de graduação em engenharia civil do país.

Aos autores, desejo êxito em mais este desafio e expresso minha admiração pela grata oportunidade de tê-los como professores durante a graduação e ter, atualmente, a felicidade de compartilhar com eles o ambiente de trabalho.

Glauco Túlio Pessa Fabbri

Doutor em Engenharia, na área de Transportes, e chefe do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC, USP.

CAPÍTULO 1

O Traçado de uma Estrada

1.1 Considerações Gerais

O problema da escolha do traçado de uma estrada nasce, em linhas gerais, da necessidade ou da conveniência da ligação entre dois locais.

Raramente a linha reta que une esses locais (caminho mais curto) poderá ser tomada como eixo da ligação, em virtude de uma série de condicionamentos existentes na área intermediária entre os locais a serem ligados.

Esses condicionamentos interferem e assumem importância porque, dentro da conceituação da engenharia, não basta pensar na ligação pura e simples; é necessário também que essa ligação seja feita de forma a atender melhor aos interesses da comunidade com o menor custo possível.

É preciso, portanto, que haja um balanço entre o custo total da obra a ser executada, incluindo custos de projeto, construção, desapropriações e manutenção (pelo menos parte), e os benefícios diretos e indiretos advindos da implantação da obra.

A definição da oportunidade de construir uma determinada estrada, em uma determinada época, deve começar por um planejamento dos transportes em geral que, analisando necessidades e características regionais, defina os meios de transporte a serem utilizados para atender convenientemente a essas necessidades.

O planejamento geral de transportes deve gerar o plano viário que definirá a oportunidade de construção de uma determinada estrada.

A estrada é um ente tridimensional que deve se ajustar de forma harmônica à topografia da região. De modo geral, o projeto deve alterar a topografia, se possível, sem agredi-la.

Assim, um bom projeto deve atender às necessidades de tráfego, respeitar as características técnicas de um bom traçado e de um bom perfil, estar em harmonia com a região atravessada e, na medida do possível, ter um baixo custo.

As características básicas da estrada, como capacidade de tráfego, número de pistas e de faixas de tráfego, velocidade de projeto etc., devem ser objeto de uma análise prévia de necessidades, benefícios e custos.

A escolha dessas características deve também levar em consideração possíveis variações de volume ou mesmo de características que o tráfego possa sofrer durante a vida útil da estrada.

Grande número de veículos muda suas características ao longo do tempo, alterando seu comportamento nas estradas. Interesses diversos podem causar mudanças no uso dos diversos meios de transportes, alterando os volumes e a composição do tráfego das estradas ao longo dos anos.

Assim, deve-se ter um cuidado especial com a projeção das necessidades de transporte.

1.2 Fatores que Influenciam a Escolha do Traçado

Na escolha do local por onde passará a estrada, todos os fatores que possam influir no custo ou nas características do projeto deverão ser avaliados e balanceados para que se possa conseguir um local adequado à construção de uma estrada de boas características técnicas e de baixo custo.

A variedade de fatores a serem analisados é muito grande, o que torna muito difícil maximizar condições técnicas e minimizar custos.

Topografia – Na maioria dos projetos, a topografia é o fator predominante para a escolha da localização da estrada. O movimento de terra, que geralmente representa parcela significativa no custo total de construção da estrada, depende da topografia do local atravessado. O projeto tem parâmetros mínimos que devem ser respeitados. Em consequência, uma região topograficamente desfavorável pode levar a grandes cortes e aterros, de elevado custo, ou até à necessidade de obras civis caras, como túneis e viadutos.

Para melhor caracterizar essas influências, os projetistas de estradas resolveram classificar a topografia da região em três grandes grupos:

- **Terreno plano** – Quando a topografia da região é suficientemente suave, de forma a permitir um projeto com boas condições de visibilidade, pequeno movimento de terra e sem necessidade de obras caras.
- **Terreno ondulado** – Quando o terreno natural possui inclinações não muito fortes e/ou algumas escarpas ocasionais que exigem um movimento de terra médio.
- **Terreno montanhoso** – Quando a topografia apresenta mudanças significativas nas elevações do terreno, sendo necessários grandes movimentos

de terra e, algumas vezes, túneis e viadutos para obter-se um perfil aceitável para a estrada.

Condições geológicas e geotécnicas – As características do solo dos locais por onde passará a estrada também são importantes. A dureza do material a ser escavado pode exigir técnicas especiais de escavação, gerando custos adicionais; cortes que atingem o lençol freático geram obras adicionais de drenagem; problemas de estabilidade de taludes de cortes podem exigir obras caras. Em alguns casos, obras de contenção de taludes ou de estabilização de aterros sobre solos moles podem ter custos muito elevados.

Locais com condições geotécnicas desfavoráveis devem ser evitados sempre que possível.

Hidrologia – O traçado deve ser escolhido de forma a reduzir ao mínimo travessias de rios e córregos, de forma a minimizar o número de obras civis, como pontes e galerias. Quando as travessias são inevitáveis é importante escolher locais e posições favoráveis (o mais perpendicular possível), a fim de reduzir o tamanho das obras civis necessárias e evitar obras de retificação dos rios ou dos córregos atravessados.

Desapropriações – A existência de benfeitorias nos locais escolhidos para a estrada aumenta os custos das desapropriações. Construções, loteamentos etc. devem ser evitados sempre que possível.

Interferências no ecossistema – A estrada, devido a suas dimensões incomuns (uma grande extensão com pequena largura), é geralmente um agente agressivo ao meio ambiente. Por onde passa, divide a região em duas áreas isoladas entre si. Em regiões onde a preservação do meio ambiente é relevante, deve-se sempre procurar traçados alternativos que evitem o problema. O projetista deve sempre ter em mente que a construção da estrada exige a derrubada da vegetação e que a execução de cortes e aterros altos podem acarretar danos ao ecossistema local.

Às vezes, um traçado alternativo, que não represente a melhor solução técnica para o projeto, pode beneficiar a região atravessada pela estrada dando uma nova opção que melhor atenda aos interesses locais.

Outros fatores de interesse local, social, estratégicos regionais ou mesmo nacionais podem influir tanto na escolha do traçado como na definição dos demais elementos do projeto da estrada.

1.3 Anteprojeto

Inicialmente, é necessário um conhecimento adequado da região a ser atravessada pela estrada, incluindo todos os elementos que possam influir na localização a ser definida para o traçado.

O anteprojeto deve ser precedido pelo levantamento e pela análise dos dados da região, que nortearão a definição dos possíveis locais por onde a estrada poderá passar.

A topografia e a hidrologia da área a ser estudada podem ser obtidas de plantas topográficas com precisão adequada. Em locais onde existem levantamentos aerofotogramétricos, restituições na escala 1:10.000 são suficientes para o estudo dos anteprojeto. Para o projeto final, geralmente são necessárias plantas em escala maior, com uma melhor resolução do terreno.

Áreas que não foram aerofotografadas podem ser levantadas por processos topográficos tradicionais. Atualmente existem equipamentos e processos avançados que permitem levantamentos de grandes áreas com precisão adequada e custos razoáveis.

A formação geológica e geotécnica da área pode ser inicialmente avaliada com base na interpretação de fotografias aéreas e por meio de mapas geológicos da região. Essa avaliação inicial é importante para que, na localização de traçados, possam ser evitadas áreas potencialmente problemáticas.

Para a escolha de um ou mais anteprojeto, é importante o conhecimento de aspectos sociais e econômicos da região, sua produção agrícola e industrial e especialmente suas necessidades de transporte.

Sempre que possível, o traçado deverá ser localizado de forma a atender melhor às necessidades da região.

Também é necessário o levantamento de informações sobre a existência de projetos de concessionárias de serviços públicos ou de projetos particulares que, no futuro, possam interferir na estrada. Muitas vezes, pequenas alterações em um projeto podem evitar futuros problemas com outros tipos de obras.

Procedimento para a escolha de um traçado – Do ponto de vista prático, uma estrada sempre é feita para ligar dois pontos conhecidos. A linha reta que une esses dois pontos nem sempre é recomendada, por razões de segurança. Mesmo que a topografia permita, traçados com longos trechos retos devem ser evitados, pois a monotonia da estrada gera sonolência e desatenção dos motoristas.

Apenas como ponto de partida, tomemos a reta que une os pontos extremos do projeto e analisemos os problemas que apareceriam se o nosso traçado fosse essa reta: cortes e aterros de volume excessivo, travessias de rios, desapropriações caras, ocorrência de material rochoso de escavação cara etc.

A identificação desses problemas nos leva a escolher pontos por onde a estrada deverá passar, fora da reta diretriz, acomodando melhor o traçado à topografia e alongando o mínimo possível a extensão total. Esses pontos são ditos “pontos obrigados” porque se nos afastamos deles, em direção à reta diretriz, voltamos a

enfrentar os problemas; em sentido contrário, aumentamos o percurso e, provavelmente, o custo de construção e/ou operação da estrada.

Feita a primeira alteração, o problema repete-se: novas retas aparecem e novas análises devem ser feitas até que se obtenha um traçado que seja técnica e economicamente satisfatório.

Como exemplos de “pontos obrigados” podemos citar: áreas que contornam elevações íngremes, áreas a montante de grotas acentuadas, seções mais estreitas de rios, travessias adequadas de ferrovias, eventual aproveitamento de obras existentes etc. e, de forma geral, toda solução que acarreta melhoria das condições técnicas ou redução de custo.

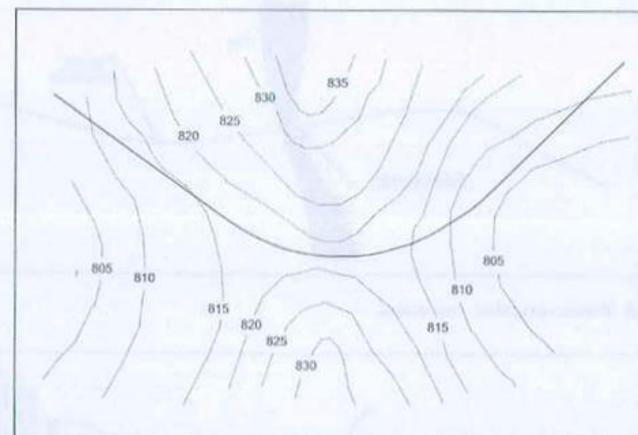


Figura 1.1 Pontos obrigados – garganta.

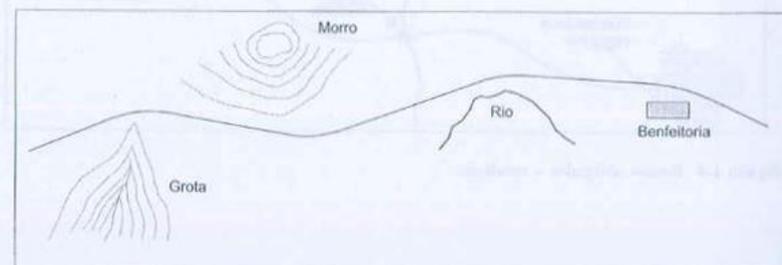


Figura 1.2 Pontos obrigados – obstáculos a contornar.

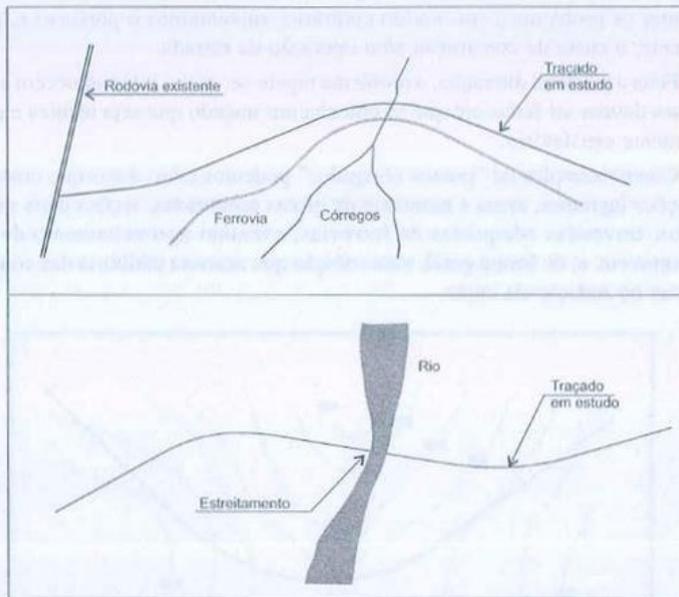


Figura 1.3 Pontos obrigados – travessias.

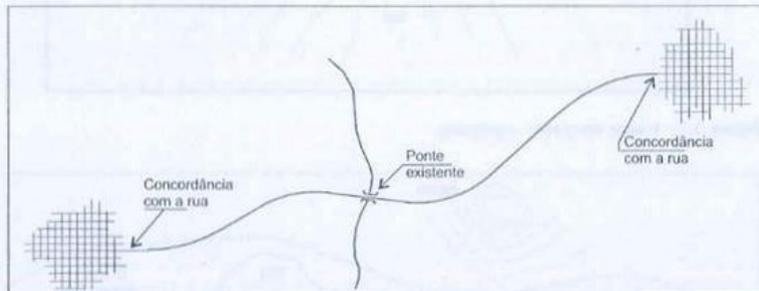


Figura 1.4 Pontos obrigados – condição.

Para finalizar, queremos mostrar dois tipos característicos de traçado: o traçado de espigão e o traçado de vale.

O traçado desenvolvido ao longo de um espigão ou ao longo de um vale geralmente apresenta condições técnicas e econômicas melhores que aqueles desenvolvidos a meia encosta ou transversalmente a vales e espigões.

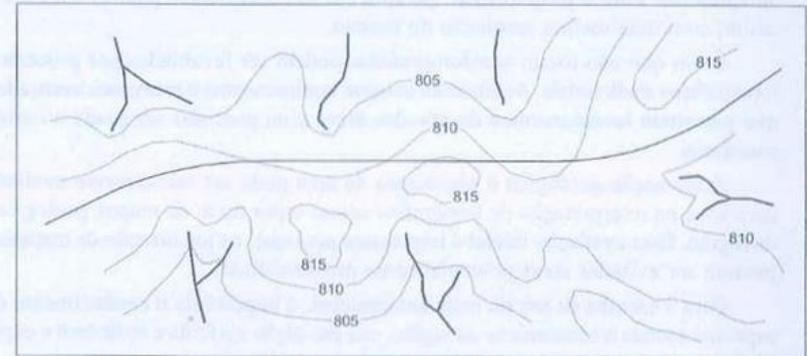


Figura 1.5 Traçado de espigão.

O traçado de espigão tem como grande vantagem a redução dos custos das obras de drenagem pelo fato de a estrada atravessar terreno seco. Além disso, geralmente esse tipo de traçado passa por terreno com declividade longitudinal favorável.

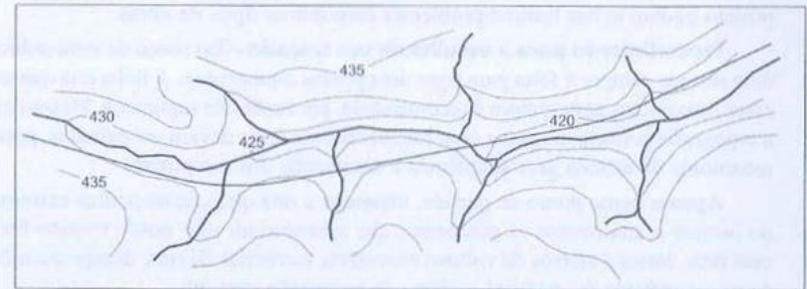


Figura 1.6 Traçado do vale.

O traçado de vale atravessa região de topografia muito favorável. Geralmente é preferido nos projetos de estradas de ferro, que usam valores baixos para as rampas.

Como nesses percursos a estrada, muitas vezes, acompanha rios ou córregos, os problemas de drenagem são agravados pelas águas que descem pelas encostas na direção do rio ou do córrego, aumentando o número e o custo das obras de drenagem.

Os traçados de meia encosta, além de não apresentarem as vantagens dos outros dois, atravessam rios, córregos ou pelo menos talvegues e não apresentam bom perfil longitudinal. Entretanto, existem porque nem sempre espigão ou vale está na direção desejada.

Implantação do anteprojeto – O lançamento do anteprojeto apresenta, normalmente, a seguinte seqüência:

- exame do terreno ao longo da diretriz;
- identificação dos pontos obrigados;
- escolha dos pontos de interseção das tangentes (PI);
- definição das coordenadas dos PIs;
- cálculo dos comprimentos das tangentes e das deflexões (AC);
- escolha dos raios mais convenientes para as curvas circulares, de forma a acomodar a estrada à topografia, evitando os obstáculos conhecidos;
- cálculo das coordenadas dos pontos notáveis das curvas: ponto de início da curva (PC) e ponto final da curva (PT);
- cálculo do estaqueamento do traçado (pontos distanciados em 20 m ou 50 m entre si);
- levantamento do perfil do terreno sobre o traçado escolhido;
- escolha dos pontos de interseção das rampas (PIV) em perfil;
- determinação de cotas e estacas dos PIVs escolhidos;
- cálculo das rampas resultantes: inclinação e extensão;
- escolha das curvas verticais: cálculo de cotas e estacas dos pontos de início (PCV) e fim das curvas (PTV).

O detalhamento do projeto geométrico normalmente só é feito na fase de projeto final.

Paralelamente à execução do anteprojeto geométrico, são iniciados estudos da infra-estrutura e da superestrutura da estrada, objetivando o levantamento de problemas não detectados inicialmente, que poderão mostrar a conveniência de alteração do traçado escolhido.

Muitas vezes, quando começamos o estudo de uma região para a implantação de uma estrada, surgem várias faixas de terreno aparentemente adequadas para a localização do traçado. Nesses casos, normalmente é executado um anteprojeto para cada uma das faixas selecionadas.

Escolhidas as áreas que serão estudadas para a localização do traçado, as informações obtidas da interpretação de fotos aéreas da região e/ou de levantamentos "in loco" fornecem os dados necessários para o planejamento dos levantamentos geológicos e geotécnicos de campo, as sondagens e os ensaios dos materiais dos locais a serem atravessados.

Com os dados obtidos nessa fase, é possível uma primeira avaliação de custos e benefícios dos diversos anteprojetos propostos e, assim, eleger o mais adequado.

1.4 Projeto Final

O projeto geométrico final é o produto do detalhamento e da eventual modificação do anteprojeto escolhido.

Com base nas informações levantadas e na análise das soluções possíveis para os diversos problemas encontrados, o anteprojeto selecionado sofrerá as alterações necessárias até atingir sua forma final.

Na elaboração do projeto final são escolhidos e calculados todos os elementos necessários para a perfeita definição do traçado, do perfil longitudinal e das seções que mostram o desenvolvimento transversal da estrada.

Paralelamente à elaboração do projeto geométrico são também executados projetos de terraplenagem, drenagem, superestrutura, obras civis, paisagismo, sinalização, serviços complementares etc.

O projeto final da estrada será o conjunto de todos esses projetos parciais, completados por memórias de cálculo, justificativas de soluções adotadas, quantificação de serviço, especificações de materiais, métodos de execução quando necessário e orçamentos.

1.5 Representação Gráfica do Projeto

A representação gráfica tradicional do projeto geométrico de um trecho de estrada é feita por um conjunto de desenhos denominados: *planta*, *perfil longitudinal* e *seções transversais*.

A *planta* é a representação, em escala conveniente, da projeção da estrada sobre um plano horizontal (Figura 1.7).

O *perfil longitudinal* é a representação, em escala conveniente, da interseção da estrada com a superfície cilíndrica vertical que contém o eixo da estrada (Figura 1.7).

Seções transversais são representações, em escala conveniente, de cortes da estrada feitos por planos verticais, perpendiculares à projeção horizontal do eixo da estrada. São normalmente localizadas nas estacas inteiras (em intervalos de 20 metros) e em outros pontos onde necessárias (Figura 1.7).

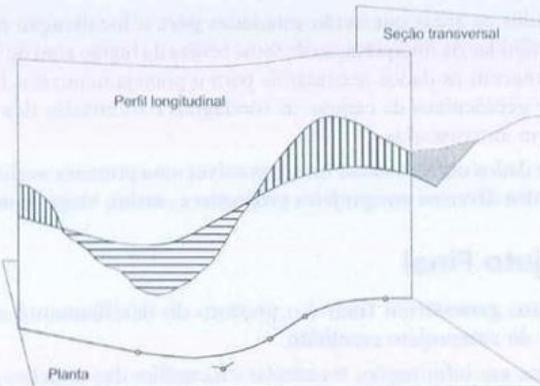


Figura 1.7 Representação gráfica do projeto geométrico.

Assim, um determinado trecho de estrada é representado por uma planta, por um perfil longitudinal e por várias seções transversais, tantas quantas forem necessárias para a perfeita definição do projeto. O projeto geométrico total da estrada é representado pelo conjunto de desenhos de seus diversos trechos.

Com a evolução dos métodos e dos equipamentos topográficos, o uso da aerofotogrametria, o GPS etc., atualmente é possível a digitalização da topografia do terreno no qual se pretende construir a estrada e a informatização dos projetos.

Existem vários programas, disponíveis para computadores, que calculam, analisam e desenharam projetos de estrada, utilizando alinhamentos escolhidos pelo projetista.

Embora com base em uma tecnologia avançada, os projetos informatizados continuam usando a representação gráfica tradicional para definir a estrada. Alguns programas, além dos desenhos tradicionais, executam perspectivas que auxiliam muito na visualização do projeto.

Exemplos de planta, perfil longitudinal e seção transversal são mostrados nas Figuras 1.8 a 1.11.

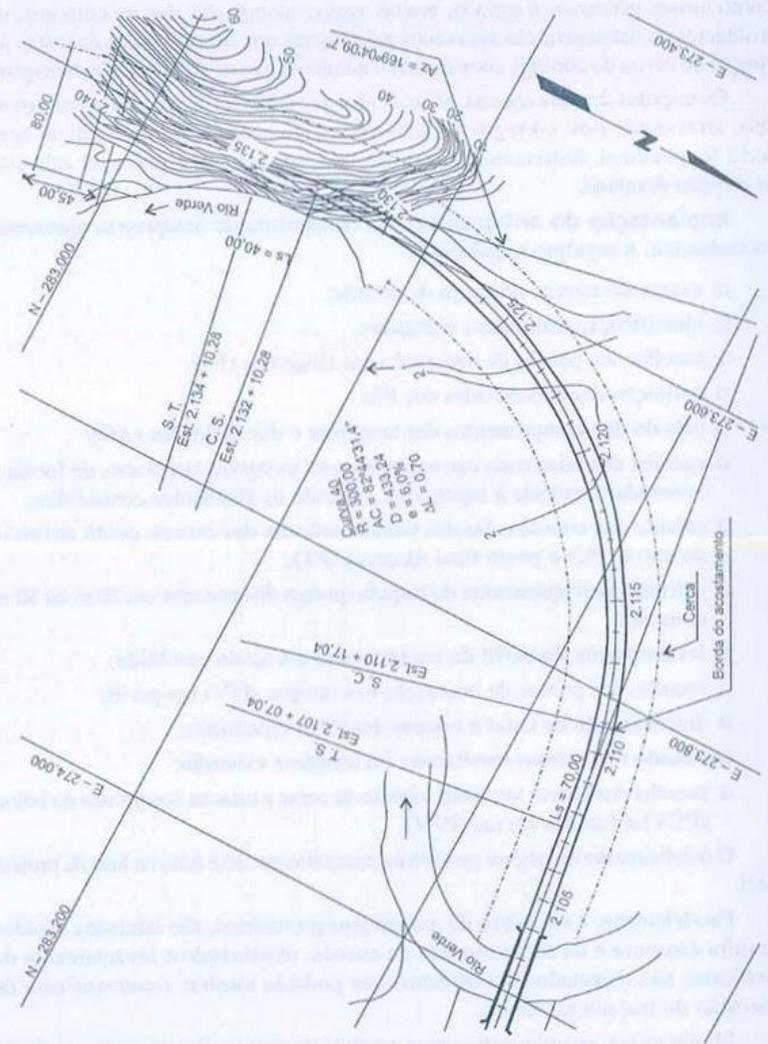


Figura 1.8 Planta.

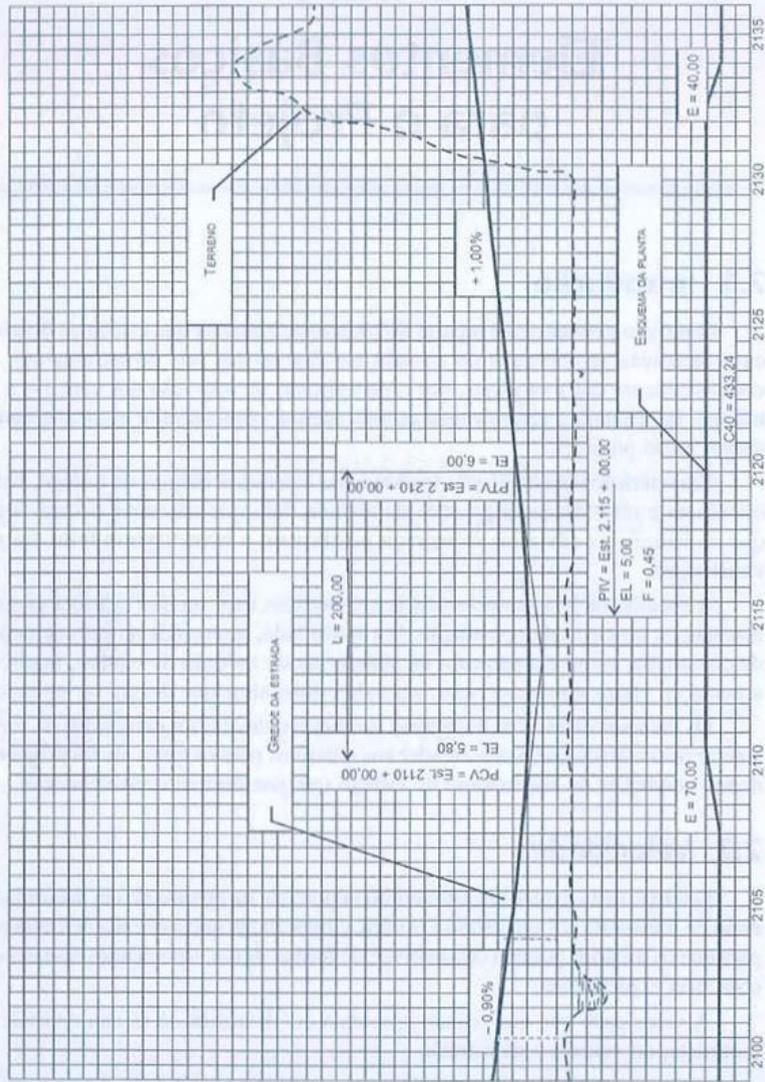


Figura 1.9 Perfil longitudinal.

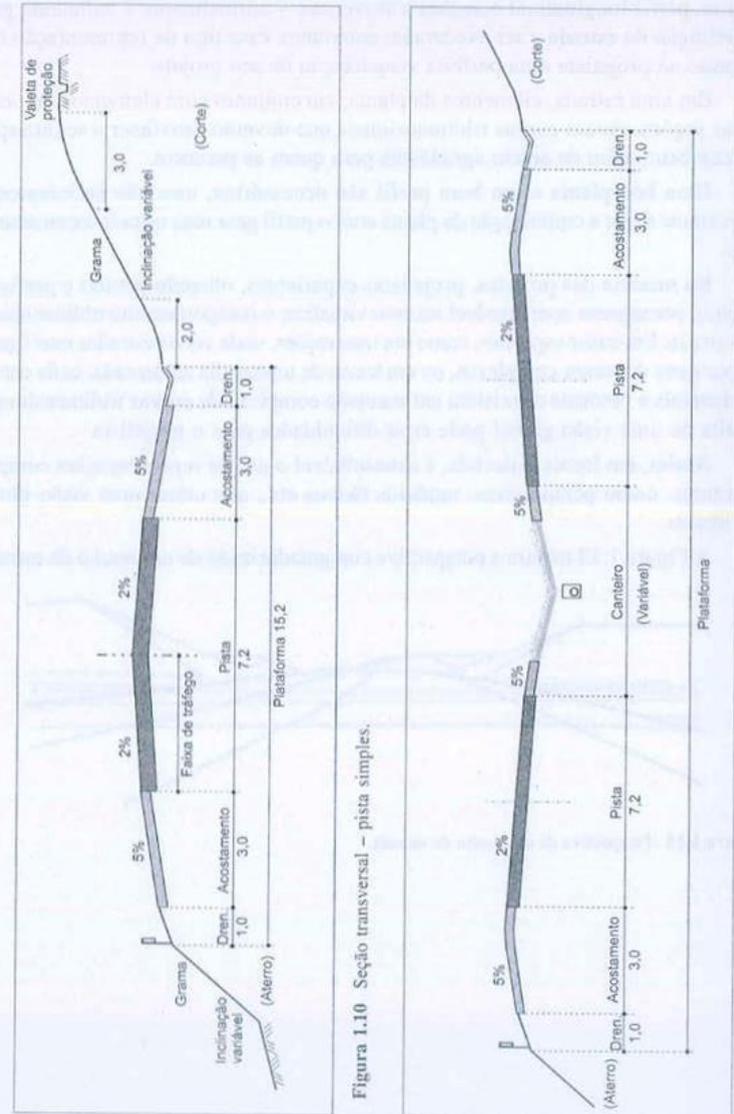


Figura 1.10 Seção transversal - pista simples.

Figura 1.11 Seção transversal - pista dupla.

A representação do projeto geométrico por meio do conjunto de desenhos – planta, perfil longitudinal e seções transversais – normalmente é suficiente para a definição da estrada a ser executada; entretanto, esse tipo de representação não permite ao projetista uma perfeita visualização de seu projeto.

Em uma estrada, elementos da planta, em conjunto com elementos do perfil e das seções, geram curvas tridimensionais que deverão satisfazer à segurança e ao conforto, além de serem agradáveis para quem as percorre.

Uma boa planta e um bom perfil são necessários, mas não suficientes; o importante é que a combinação da planta com o perfil gere uma estrada tecnicamente boa.

Na maioria dos projetos, projetistas experientes, olhando plantas e perfis de trechos, conseguem com razoável sucesso visualizar o comportamento tridimensional da estrada. Em casos especiais, como em interseções, onde várias estradas interligam-se por meio de ramos complexos, ou em locais de topografia acidentada, onde curvas horizontais e verticais coexistem em sucessão complexa de curvas tridimensionais, a falta de uma visão global pode criar dificuldades para o projetista.

Assim, em locais especiais, é aconselhável o uso de representações complementares, como perspectivas, modelos físicos etc., que criam uma visão global do trecho.

A Figura 1.12 mostra a perspectiva computadorizada de um trecho de estrada.

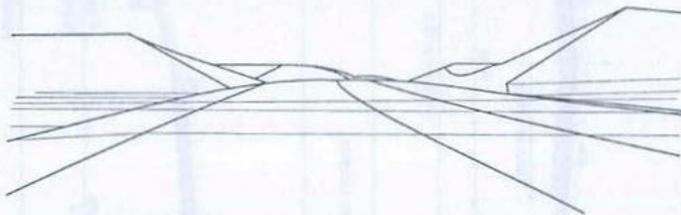


Figura 1.12 Perspectiva de um trecho de estrada.

CAPÍTULO 2

Elementos Básicos para o Projeto

2.1 Introdução

O projeto geométrico é a parte do projeto de estradas que estuda as diversas características geométricas do traçado em função das leis do movimento, do comportamento dos motoristas, das características de operação dos veículos e do tráfego, de maneira a garantir uma estrada segura, confortável e eficiente, com o menor custo possível.

Características geométricas inadequadas causam acidentes de tráfego, baixa eficiência e obsolescência precoce da estrada, fato que não deve ocorrer antes que os benefícios advindos da estrada justifiquem o investimento feito em sua construção.

A escolha de boas características geométricas nem sempre acarreta grandes acréscimos no custo da construção. Por outro lado, alterações na estrada depois de construída, como alargamento da plataforma ou redução de rampas, implicam a perda de vários outros serviços, gerando custos altos que devem ser evitados.

Os diversos elementos do projeto geométrico devem ser escolhidos de forma a gerar uma estrada que possa atender aos objetivos para os quais ela foi projetada, dando condições de escoamento de tráfego que justifiquem o investimento.

2.2 Velocidades

O tempo de viagem é um fator muito importante na escolha de um determinado meio de transporte por um usuário. Assim, é importante que a estrada dê condições para que os usuários possam desenvolver, de forma segura, velocidades compatíveis com suas expectativas.

A velocidade que um veículo apresenta em determinado trecho depende do motorista, do veículo e da estrada.

Quanto ao motorista, depende de sua capacidade ou habilidade, de sua vontade, de seu estado psicológico etc.

Quanto ao veículo, depende do tipo, do peso, da potência do motor, do estado de conservação, do combustível etc.

Quanto à estrada, depende das características geométricas (rampas, raio das curvas, visibilidade, superelevação etc.), do estado da superfície de rolamento, do volume e da composição do tráfego, das condições climáticas, da velocidade máxima legal, do policiamento etc.

Em uma estrada sempre há veículos trafegando com velocidades diferentes; assim, é necessário que sejam definidos valores de velocidade para o estudo das características geométricas. Destacamos dois conceitos de velocidade: *velocidade de projeto* (V_p) e *velocidade média de percurso* (V_m).

2.2.1 Velocidade de Projeto (V_p)

Velocidade de projeto é a maior velocidade que um veículo-padrão pode desenvolver, em um trecho de estrada, em condições normais, com segurança.

A escolha do valor a ser adotado para a velocidade de projeto é fator decisivo na definição do padrão da estrada. Todas as características geométricas terão de ser definidas de forma que a estrada, em todos os seus pontos, ofereça segurança ao usuário que a percorra na velocidade de projeto estabelecida. Isso significa que velocidades de projeto altas implicam estradas de melhor padrão e maior custo, pois o custo da construção está diretamente ligado aos parâmetros mínimos adotados e à topografia da região atravessada.

A velocidade de projeto está sempre associada à função da estrada. Estradas com funções importantes justificam valores altos para a velocidade de projeto; estradas de importância secundária devem ter velocidades de projeto mais baixas por motivo de economia.

Deve-se, sempre que possível, adotar uma velocidade de projeto única para toda a estrada. Só é justificável o uso de velocidades diferentes para trechos da estrada que apresentem diferenças sensíveis nas condições topográficas da região atravessada.

Para o usuário da estrada é importante o tempo gasto para percorrê-la.

Vamos supor um veículo percorrendo uma estrada de extensão E à velocidade de projeto V_p , que é a condição mais desfavorável, e chamar de t o tempo gasto para percorrê-la.

Temos:

$$t = \frac{E}{V_p}$$

em que:

E = extensão da estrada

t = tempo de percurso

V_p = velocidade de projeto

Como toda redução do tempo de percurso representa um benefício para o usuário e todo aumento na velocidade de projeto, um acréscimo no custo da estrada, se as variáveis da Figura 2.1 representarem diretamente o custo e o benefício, à medida que um ponto da curva se desloca no sentido crescente das velocidades, enquanto estas são baixas, o aumento do benefício será maior que o aumento do custo, sendo vantajoso aumentar a velocidade. Para velocidades de projeto altas acontece o inverso. O ponto onde a curva apresenta inclinação de 45° corresponderá a uma velocidade de projeto para a qual o aumento do custo será igual ao do benefício, sendo uma primeira indicação da velocidade a ser adotada. Como o custo e o benefício são funções, do tempo e da velocidade, difíceis de serem definidas porque dependem de um grande número de fatores, não é fácil definir uma velocidade de projeto ótima.

O importante é saber que para cada extensão de estrada há uma velocidade de projeto ideal do ponto de vista econômico. Essa velocidade aumenta à medida que a extensão da estrada também aumenta, como mostram as curvas da Figura 2.1.

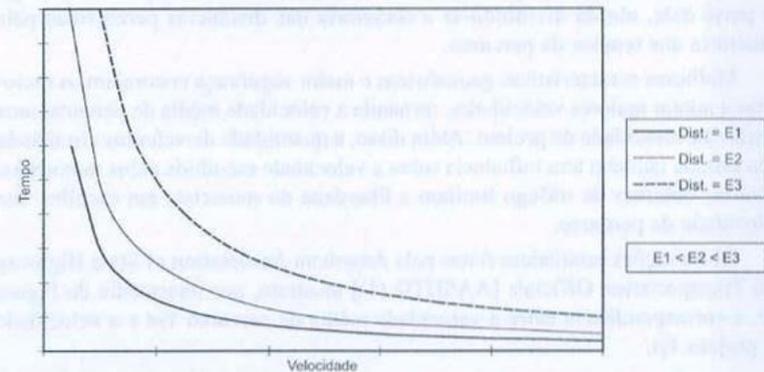


Figura 2.1 Relação tempo de percurso-velocidade de projeto.

Como, por questão de segurança, há limitações para as velocidades nas rodovias, para distâncias grandes é recomendável a utilização de meios de transporte mais rápidos, por exemplo, o transporte aéreo, os trens de alta velocidade etc.

Tabela 2.1 Valores da velocidade de projeto recomendados pelo DER-SP.

Classe da Rodovia	VDM *	Tipo de Terreno	Velocidade de projeto (km/h)	
			Desejável	Mínima
E	4401 a 50000	plano	120	100
		ondulado	100	80
		montanhoso	80	60
I	1501 a 4400	plano	100	100
		ondulado	80	80
		montanhoso	60	60
II	501 a 1500	plano	80	80
		ondulado	60	60
		montanhoso	40	40
III	até 500	plano	60	60
		ondulado	40	40
		montanhoso	30	30

*VDM: volume diário médio de tráfego esperado.

2.2.2 Velocidade Média de Percurso (V_m)

Velocidade média de percurso é a média das velocidades de todo o tráfego ou parte dele, obtida dividindo-se a somatória das distâncias percorridas pela somatória dos tempos de percurso.

Melhores características geométricas e maior segurança encorajam os motoristas a adotar maiores velocidades, tornando a velocidade média de percurso uma função da velocidade de projeto. Além disso, a quantidade de veículos circulando pela estrada também tem influência sobre a velocidade escolhida pelos motoristas. Grandes volumes de tráfego limitam a liberdade do motorista em escolher sua velocidade de percurso.

Observações estatísticas feitas pela American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO (1)] mostram, por intermédio da Figura 2.2, a correspondência entre a velocidade média de percurso V_m e a velocidade de projeto V_p .

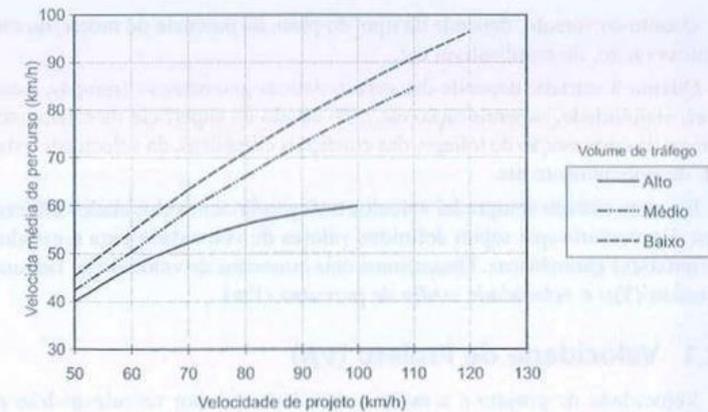


Figura 2.2 Relação entre velocidade de projeto e velocidade média de percurso.

2.3 Distância de Visibilidade

Distância de visibilidade é a extensão da estrada que pode ser vista à frente pelo motorista.

A segurança de uma estrada está diretamente relacionada com a visibilidade que ela oferece. O projetista sempre deverá procurar soluções que gerem espaços com boa visibilidade.

Cuidados especiais devem ser tomados nos acessos à estrada, de forma que todos os veículos que vão entrar nas correntes de tráfego possam ser vistos a uma distância suficientemente segura.

Quanto melhor forem as condições gerais de visibilidade, mais segura será a estrada. Alguns valores mínimos devem ser respeitados, entre os quais destacamos: *distância de visibilidade de frenagem (D_f)* e *distância de visibilidade de ultrapassagem (D_u)*.

2.3.1 Distância de Visibilidade de Frenagem (D_f)

É a distância de visibilidade mínima necessária para que um veículo que percorre a estrada, na velocidade de projeto, possa parar, com segurança, antes de atingir um obstáculo que possa surgir em sua trajetória.

A distância de frenagem tem de ser respeitada em todas as estradas, ao longo de todo o seu percurso.

Tempo de reação (t_r) – É o intervalo de tempo entre o instante em que o motorista avista um obstáculo em sua faixa de tráfego e o início da frenagem. Inclui o tempo de percepção.

A distância de frenagem é calculada como a soma de duas parcelas. A primeira parcela (d_1) é a distância percorrida pelo veículo durante o tempo de reação; a segunda parcela (d_2) é a distância percorrida pelo veículo durante a frenagem propriamente dita.

Para o cálculo da distância (d_1) é necessário estimar um valor para o tempo de reação do motorista.

Quando o motorista percebe um objeto em sua faixa de tráfego, ele gasta um certo tempo para reconhecê-lo como obstáculo (tempo de percepção) e outro tempo para acionar o freio.

Em certas condições, quando o motorista está muito atento, em uma corrente de tráfego intenso, ou quando um piscar de luzes anuncia uma emergência, o tempo de reação é pequeno.

Em condições normais, o tempo para reagir e iniciar a frenagem é maior. Esse tempo depende da distância do obstáculo, da acuidade visual do motorista, das condições atmosféricas de visibilidade, do tipo, da cor e da forma do obstáculo e, principalmente, da atenção de quem dirige o veículo.

Muitos estudos de laboratório e testes de estradas foram feitos com o objetivo de encontrar um valor adequado para o tempo de reação. A AASHTO (1) considera o tempo de 2,5 s adequado para uso no projeto e recomenda esse valor para o cálculo da distância d_1 (esse valor já inclui um coeficiente de segurança).

Assim, temos:

$$d_1 = V \cdot t_r$$

Nas unidades usuais e adotando $t_r = 2,5$ s, temos:

$$d_1 = 0,7 V$$

em que:

d_1 = distância percorrida durante o tempo t_r (m)
 V = velocidade do veículo (km/h)

A distância percorrida durante a frenagem (d_2) pode ser calculada com base na perda de energia cinética do veículo. Admitindo que a força que freia o veículo (F) seja constante durante toda a frenagem, o trabalho desenvolvido por essa força será igual à perda da energia cinética do veículo. Logo,

$$F \cdot d_2 = \frac{m \cdot V^2}{2}$$

em que:

$$F = m \cdot g \cdot f$$

m = massa do veículo

V = velocidade do veículo no início da frenagem, que na condição mais desfavorável é igual à velocidade de projeto V_p

g = aceleração da gravidade

f = coeficiente de atrito longitudinal pneu \times pavimento

Daí,

$$d_2 = \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot f}$$

Nas unidades usuais, para V em km/h, d_2 em metros e substituindo g por seu valor, temos:

$$d_2 = 0,0039 \cdot \frac{V^2}{f}$$

sendo,

$$Df = d_1 + d_2$$

temos:

$$Df = 0,7 \cdot V + 0,0039 \cdot \frac{V^2}{f}$$

em que:

Df = distância de frenagem (m)

V = velocidade do veículo (km/h)

t_r = tempo de reação (s)

f = coeficiente de atrito longitudinal

O valor de f a ser adotado não é constante para todas as velocidades. Testes mostram que esse coeficiente de atrito decresce à medida que a velocidade aumenta.

Vários fatores influem no valor do coeficiente f : material, desenho dos sulcos e pressão dos pneus, tipo e condição da superfície do pavimento e, principalmente, a presença de água. O coeficiente de atrito para pavimento seco é bem maior que o coeficiente para pavimento molhado.

Para o cálculo da distância de frenagem, a AASHTO (1) adotou, por questão de segurança, valores do coeficiente de atrito para a condição de pavimento molhado.

Testes analisados por esse órgão mostram que os valores adotados na Tabela 2.2, para pavimento molhado em boas condições, também são válidos para pavimento seco muito deteriorado, próximo ao fim de sua vida útil.

A distância de frenagem *desejável* é calculada com toda a segurança, adotando-se para V a velocidade de projeto V_p . Conforme vemos na Tabela 2.2, os valores dessa distância são bem altos.

Como os motoristas normalmente reduzem a velocidade de seus veículos na presença de chuva ou em estradas com pavimentos ruins, é possível adotar, para V , a velocidade média de percurso V_m para a condição de baixo volume de tráfego, em lugar da velocidade de projeto, sem comprometer a segurança do veículo.

A distância de frenagem, calculada com base na velocidade média de percurso V_m , é definida como *distância mínima de frenagem*. Valores dessa distância são mostrados na última coluna da Tabela 2.2.

Na elaboração de um projeto, deve-se adotar a distância de frenagem *desejável* sempre que as condições locais permitirem o emprego de grandes raios sem acréscimo significativo de custo e adotar a distância de frenagem *mínima* quando valores maiores gerarem custos excessivos.

Tabela 2.2 Valores adotados pela AASHTO (1).

Velocidade De projeto (km/h)	Vel. Média De percurso (km/h)	Tempo de Reação (s)	Coef. De Atrito (f)	Distância de Frenagem (m)	
				Desejável*	Mínima**
30	30	2,5	0,40	29,8	29,8
40	40	2,5	0,38	44,4	44,4
50	47	2,5	0,35	62,9	57,5
60	55	2,5	0,33	84,5	74,3
70	63	2,5	0,31	110,6	94,0
80	70	2,5	0,30	139,2	112,7
90	77	2,5	0,30	168,3	131,0
100	85	2,5	0,29	204,5	156,7
110	91	2,5	0,28	245,5	179,0
120	98	2,5	0,28	284,6	202,4

* Valores calculados para $V = V_p$.

** Valores calculados para $V = V_m$, baixo volume de tráfego.

Efeito das rampas sobre a distância de frenagem

Nos trechos em rampa, a componente do peso dos veículos na direção da rampa ajuda o veículo a parar nas subidas e dificulta nas descidas.

Chamando de i a inclinação da rampa, isto é, a tangente do ângulo formado entre a rampa e a horizontal, e atribuindo a i o sinal positivo nas rampas ascendentes e negativo nas rampas descendentes, teremos:

$$d_2 = 0,0039 \frac{V^2}{f+i}$$

$$Df = 0,7 \cdot V + 0,0039 \frac{V^2}{f+i}$$

em que:

d_2 = distância percorrida durante a frenagem (m)

Df = distância de frenagem (m)

V = velocidade do veículo (V_p ou V_m) (km/h)

f = coeficiente de atrito longitudinal

i = inclinação de rampa (subida positiva)

Essa equação também pode ser usada em trechos de curvas verticais, onde o valor de i varia de ponto para ponto e, conseqüentemente, muda o efeito do greide sobre a frenagem; nesses casos, pode-se adotar para i o valor médio entre a rampa inicial e a rampa final do trecho considerado.

2.3.2 Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (D_u)

Nas estradas de pista única, com dois sentidos de tráfego, é necessário que existam trechos com visibilidade suficiente para que os veículos mais rápidos possam ultrapassar os mais lentos.

À medida que as restrições geométricas ou o volume de tráfego aumentam, as oportunidades de ultrapassagem decrescem, causando a formação de pelotões de veículos na corrente de tráfego.

Para que a ultrapassagem possa ser feita com segurança, o motorista precisa ver, na faixa de sentido oposto, um vazio na corrente de tráfego suficiente para o início da manobra.

Para uso no projeto, define-se como distância de visibilidade de ultrapassagem (D_u) o comprimento de estrada necessário para que um veículo possa ultrapassar outro, pela faixa de tráfego oposta, com segurança.

Há ocasiões em que é necessário considerar ultrapassagens múltiplas, isto é, quando dois ou mais veículos ultrapassam ou são ultrapassados; situações desse tipo não devem ser consideradas no cálculo do valor da distância mínima de ultrapassagem, pois levariam a valores muito altos que certamente implicariam aumentos dos custos de construção desnecessários. Na estrada, certamente haverá trechos com condições de visibilidade bem maiores que os mínimos valores fixados para Du , onde ultrapassagens múltiplas poderão ocorrer.

A definição de um valor mínimo para Du tem por objetivo estabelecer uma condição mínima de visibilidade a ser respeitada em pelo menos alguns trechos da estrada.

A freqüência e o tamanho desses espaços depende, principalmente, das condições topográficas locais. Grandes trechos (maiores que 2.000 m) sem visibilidade para ultrapassagem reduzem a capacidade de tráfego e afetam a segurança.

Locais com grandes distâncias de visibilidade aparecem normalmente ao longo do projeto. Em trechos de topografia acidentada, algumas vezes, é mais econômico criar uma faixa adicional para a ultrapassagem do que criar um trecho com visibilidade suficiente.

Estabelecer um critério adequado para o cálculo da distância Du é uma tarefa difícil. Os motoristas reagem de forma diferente quando decidem executar ultrapassagens. A AASHTO (1) adotou critérios para o cálculo de Du com base no comportamento médio de motoristas. Os valores obtidos com esses critérios foram utilizados em projetos de estradas em todo o mundo com bons resultados.

Sabemos que o motorista médio brasileiro tem características próprias, entretanto, não dispomos de estudos conclusivos sobre o assunto, mas os critérios propostos pela AASHTO (1), aplicados a nossos projetos, têm apresentado bons resultados.

Critério de cálculo da AASHTO

Inicialmente, adotaremos as seguintes hipóteses (ver Figura 2.3):

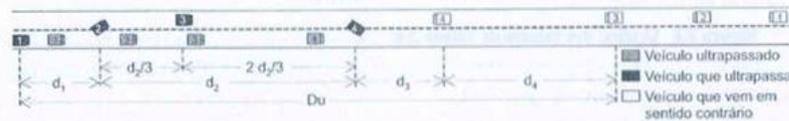


Figura 2.3 Manobra de ultrapassagem.

- O veículo a ser ultrapassado trafega a uma velocidade constante menor que Vp .
- O veículo que vai ultrapassar reduz sua velocidade e acompanha o veículo a ser ultrapassado até visualizar um espaço suficiente para executar a manobra (posição 1 da figura).

- Quando aparece um espaço suficiente, o motorista gasta um certo tempo de percepção e inicia a aceleração de seu veículo para a ultrapassagem (posição 2 da figura).
- O veículo que ultrapassa executa a manobra pela faixa de tráfego de sentido oposto; o motorista acelera seu veículo na faixa da esquerda até obter uma velocidade média 15 km/h mais alta que a velocidade do veículo ultrapassado.
- Quando o veículo que ultrapassa termina a manobra, voltando a sua faixa de tráfego, haverá um espaço de segurança (d_3) entre ele e um eventual veículo que venha no sentido contrário (posição 4 da figura).

Com base nessas hipóteses, a AASHTO (1) calcula a distância de visibilidade de ultrapassagem (Du) como a soma das seguintes parcelas (ver Figura 2.3):

d_1 = distância percorrida durante o tempo de percepção e aceleração inicial (m)

d_2 = distância percorrida durante a ocupação da faixa de tráfego oposta (m)

d_3 = distância de segurança (m)

d_4 = distância percorrida pelo veículo que trafega na faixa de tráfego oposta (m)

Para a determinação da distância d_1 , foi estabelecido que a manobra de ultrapassagem só será completada se o veículo que ultrapassa já tiver percorrido $1/3$ da distância d_2 no instante em que aparecer um veículo no sentido oposto; caso contrário a ultrapassagem será abandonada.

Assim, na condição mais desfavorável,

$$d_1 = \frac{2 \cdot d_2}{3}$$

Uma série de observações do comportamento dos motoristas durante as manobras de ultrapassagem levou a AASHTO (1) a criar quatro grupos de velocidades e adotar valores para cada um, conforme a Tabela 2.3.

Com base nos dados da Tabela 2.3, podemos calcular:

$$d_1 = 0,278 \cdot t_1 \cdot \left(Vu - m + a \frac{t_1}{2} \right)$$

$$d_2 = 0,278 \cdot Vu \cdot t_2$$

$$d_3 = \text{valor tabelado}$$

$$d_4 = \frac{2 \cdot d_2}{3}$$

$$Du = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

em que:

Vu = velocidade média de ultrapassagem (km/h)

m = diferença entre a velocidade média de ultrapassagem e a velocidade do veículo que é ultrapassado. Adotado 15 km/h.

O valor de Du calculado pela equação anterior representa, para cada velocidade Vu , a mínima distância de visibilidade necessária para que um veículo possa ultrapassar outro, 15 km/h mais lento, com segurança.

Tabela 2.3 Distância de visibilidade de ultrapassagem.

Grupo de velocidades (km/h)	50-65	66-80	81-95	96-110
Vel. Média de ultrapassagem (km/h)	56,2	70,0	84,5	99,8
Manobra inicial				
a = aceleração média (km/h/s)	2,25	2,30	2,37	2,41
t_1 = tempo (s)	3,6	4,0	4,3	4,5
d_1 = distância percorrida (m)	45	65	90	110
Ocupação da faixa da esquerda				
t_2 = tempo (s)	9,3	10,0	10,7	11,3
d_2 = distância percorrida (m)	145	195	250	315
espaço de segurança				
d_3 = espaço (m)	30	55	75	90
Veículo que trafega no sentido oposto				
d_4 = distância percorrida (m)	95	130	165	210
$Du = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$ (m)	315	445	580	725

Observação: Valores adotados pela AASHTO (1).

As condições em que ocorre a manobra de ultrapassagem dependem essencialmente do volume de tráfego. Para volumes de tráfego baixos, existem poucos veículos que precisam ser ultrapassados. Para volumes de tráfego altos, existem poucas (se houver) oportunidades de ultrapassagem. A AASHTO (1) adota, em função da velocidade de projeto Vp , valores da velocidade do veículo ultrapassado, do veículo que ultrapassa e da distância de ultrapassagem Du conforme a Tabela 2.4.

Os pontos $Du = f(Vp)$ estão praticamente sobre uma reta, podendo ser interpolados valores intermediários.

Tabela 2.4 Distância de visibilidade de ultrapassagem.

Velocidade de projeto (km/h)	Velocidades adotadas		Distância de ultrapassagem (m)
	Veículo ultrapassado (km/h)	Veículo que ultrapassa (km/h)	
30	29	44	217
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	407
70	59	74	482
80	65	80	541
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	728
120	91	106	792

Observação: Valores tabelados pela AASHTO (1).

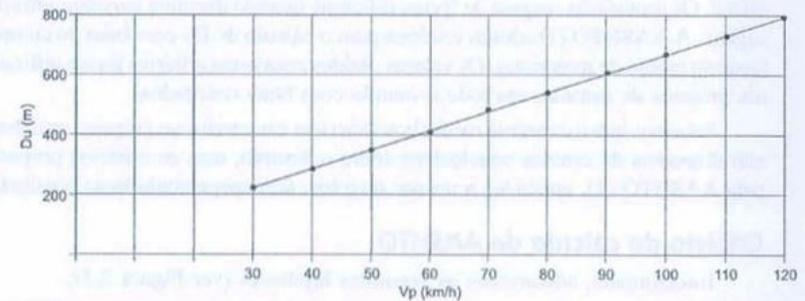


Figura 2.4 Gráfico dos valores da Tabela 2.4.

CAPÍTULO 3

Curvas Horizontais Circulares

3.1 Introdução

O traçado de uma rodovia é constituído por trechos retos e trechos curvos alternadamente. Os trechos retos recebem o nome de *tangentes* e os trechos curvos, de *curvas horizontais*.

Uma forma de definir o traçado é acomodar as retas no terreno em função da topografia e demais obstáculos existentes e depois concordá-las por meio de curvas.

Outra forma é localizar os “pontos obrigados”, conforme visto na escolha do traçado (Capítulo 1), colocar as curvas nesses pontos e depois ligá-las com retas tangentes. Daí o nome *tangentes* para os trechos retos.

Geralmente, a topografia da região, as características geológicas e geotécnicas dos terrenos atravessados, os problemas de desapropriações e outros, obrigam o uso de inúmeras curvas.

Reduzir o número de curvas não é tão importante quanto ter curvas com raios grandes. O traçado deve acompanhar a topografia da região, alterando-a quando necessário.

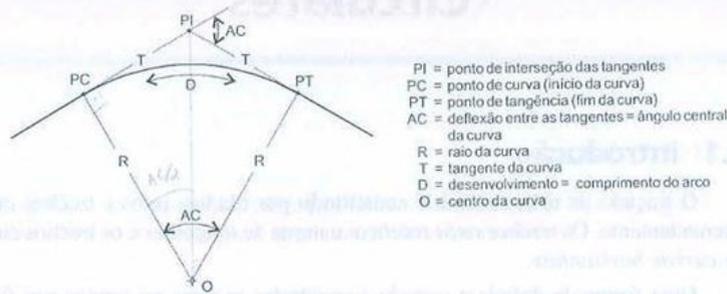
Enquanto costumamos dizer que o traçado de uma estrada é formado por retas concordadas entre si por curvas horizontais, há normas de projeto que definem o traçado como sendo uma seqüência de curvas ligadas entre si por trechos retos.

A princípio vamos considerar as curvas horizontais como sendo formadas por arcos de circunferência que se ligam diretamente às tangentes. Essas curvas são denominadas *curvas horizontais circulares*.

O raio adotado para cada curva circular deve ser aquele que melhor adapte o traçado ao terreno, respeitando valores mínimos que garantam a segurança dos veículos que percorrem a estrada na velocidade de projeto.

3.2 Geometria das Curvas Horizontais Circulares

A Figura 3.1 mostra a concordância das curvas horizontais circulares com as tangentes do traçado e a nomenclatura adotada.



- PI = ponto de interseção das tangentes
- PC = ponto de curva (início da curva)
- PT = ponto de tangência (fim da curva)
- AC = deflexão entre as tangentes = ângulo central da curva
- R = raio da curva
- T = tangente da curva
- D = desenvolvimento = comprimento do arco
- O = centro da curva

Figura 3.1 Parâmetros geométricos da curva.

Relação entre os parâmetros:

No triângulo retângulo O-PC-PI:

$$\frac{T}{R} = \operatorname{tg} \frac{AC}{2} \Rightarrow T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{AC}{2}$$

$$\frac{D}{2 \cdot \pi \cdot R} = \frac{AC}{360} \Rightarrow D = \frac{\pi \cdot R \cdot AC}{180} \quad \text{para } AC \text{ em graus}$$

ou $D = AC \cdot R$ para AC em radianos

$$\frac{G}{20} = \frac{360}{2 \cdot \pi \cdot R} \Rightarrow G = \frac{1.145,9156}{R} \quad \text{para } G \text{ em graus}$$

em que G é o grau da curva = ângulo central correspondente a um arco de 20 m.

Observação: é comum usar $G = \frac{1.146}{R}$. Essa precisão é suficiente para a maioria dos casos, entretanto, para a elaboração de tabelas de locação é recomendável maior precisão, a fim de evitar o acúmulo de erros.

Cálculo das estacas dos pontos notáveis da curva

Para locar um ponto do traçado, usamos a estaca como unidade de comprimento. Uma estaca corresponde à extensão de 20 metros (50 metros em anteprojetos, porque se utiliza uma escala menor).

Quando um ponto a ser localizado não corresponde a um número exato de estacas, sua posição é definida pela estaca anterior mais a distância em metros a partir desta (geralmente com precisão de centímetro).

Exemplo: o ponto P, distante 335,48 m do ponto inicial do traçado (estaca zero), será identificado pela estaca 16 + 15,48 m.

Neste trabalho, para identificar uma estaca, usaremos a seguinte notação:

$$[A + B]$$

em que:

A = número inteiro de estacas

B = distância em metros (fração de estaca)

No exemplo anterior, [16 + 15,48].

Dada a estaca do ponto de interseção das tangentes (PI), podemos calcular:

estaca do PC = estaca do PI - distância T

estaca do PT = estaca do PC + distância D

3.3 Locação das Curvas Horizontais Circulares

Escolhido o projeto, é a locação que define a posição da estrada no campo.

Independentemente do processo utilizado, inicialmente são locados os PIs, verificados os ângulos de deflexão das tangentes e, posteriormente, locadas as curvas e os demais elementos geométricos. A locação das curvas do projeto pode ser feita pelo processo das deflexões e cordas, conforme descrito a seguir:

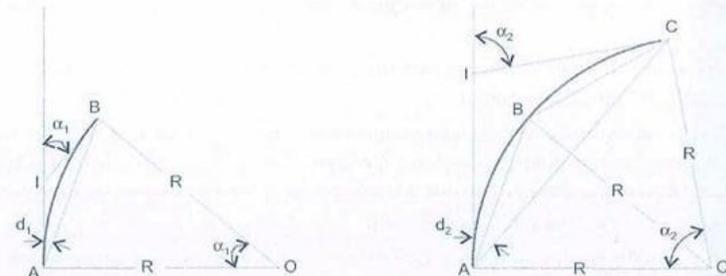


Figura 3.2 Deflexões e cordas.

Para locar o ponto B, distante L_1 metros de um ponto A, é necessário que se calcule inicialmente a deflexão d_1 .

Chamando de α_1 o ângulo central que corresponde ao arco de comprimento L_1 , temos:

$$\frac{G}{20} = \frac{\alpha_1}{L_1} \quad \text{logo,} \quad \alpha_1 = \frac{G \cdot L_1}{20}$$

Sendo \overline{AO} perpendicular a \overline{IA} e o triângulo A-I-B isósceles, temos:

$$d_1 = \frac{\alpha_1}{2} \quad \text{ou} \quad d_1 = \frac{G \cdot L_1}{40}$$

analogamente, podemos calcular a deflexão d_2 para a locação do ponto C, distante L_2 do ponto A:

$$d_2 = \frac{\alpha_2}{2} \quad \text{ou} \quad d_2 = \frac{G \cdot L_2}{40}$$

Observe que a deflexão é proporcional ao comprimento do arco e a constante $G/40$ é a deflexão para locar um arco de 1 metro de comprimento. Portanto, a deflexão para locar um arco de comprimento L será:

$$d = L \frac{G}{40}$$

Assim, para a locação de uma curva a partir do PC, supondo que a estaca do PC seja $[N_{PC} + f_{PC}]$, em que N_{PC} é o número de estacas inteiras e f_{PC} , a fração da estaca, a deflexão para locar a primeira estaca inteira da curva (estaca $N_{PC} + 1$) é:

$$d_1 = (20 - f_{PC}) \frac{G}{40}$$

Para locar as demais estacas inteiras, basta somar ao valor da deflexão inicial d_1 valores $G/2$, sucessivamente.

Como geralmente os raios são grandes em relação à distância entre as estacas locadas, os arcos podem ser confundidos com suas cordas sem a introdução de erro significativo, o que permite que a locação seja feita por meio de uma seqüência de cordas de comprimento L (geralmente, $L = 20$ m).

Para facilitar a locação é aconselhável elaborar uma tabela como a mostrada a seguir.

Tabela 3.1 Planilha de locação de curva circular.

Estaca	Distância	Corda	Deflexão
$(N_{PC}) + f_{PC}$	0	0	0
$(N_{PC}+1) + 0,00$	$20 - f_{PC}$	$20 - f_{PC}$	d_1
$(N_{PC}+2) + 0,00$	$40 - f_{PC}$	20	$d_1 + G/2$
⋮	⋮	⋮	⋮
$(N_{PT}) + f_{PT}$	D	f_{PT}	$AC/2$

Se o valor de G não for exato, essa seqüência de cálculo vai acumulando erro no valor da deflexão, prejudicando o "fechamento" no final da curva. Para evitar isso, é conveniente dividir a deflexão para o PT, que é $AC/2$, pelo comprimento da curva, obtendo a deflexão para 1 metro; multiplicando este valor pela distância a partir do PC, obtemos a deflexão em cada ponto (ver Exercício 3.2 do Capítulo 9).

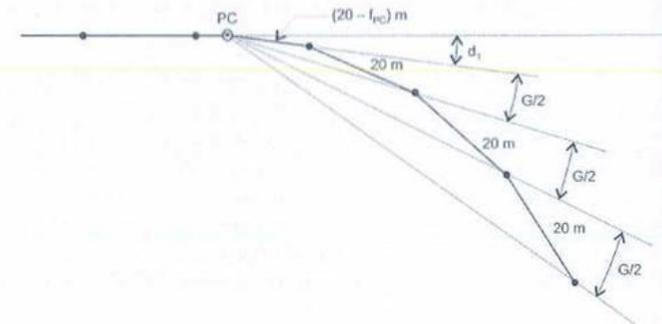


Figura 3.3 Locação de curva circular.

Considerando-se uma precisão de meio centímetro, a corda de 20 m coincide com o arco para raios maiores que 258,20 m; cordas de 10 m coincidem com o arco para raios maiores que 91,28 m e cordas de 5 m, para raios maiores que 32,26 m.

O Manual de Implantação Básica do DNER (6) recomenda o uso de cordas de 10 m para raios inferiores a 300 m e corda de 5 m para raios inferiores a 100 m.

Curvas Horizontais com Transição

4.1 Introdução

A definição do traçado de uma estrada por meio de linhas retas concordando diretamente com curvas circulares cria problemas nos pontos de concordância.

A descontinuidade da curvatura no ponto de passagem da tangente para a circular (PC) e no ponto de passagem da circular para a tangente (PT) não pode ser aceita em um traçado racional.

Assim, é necessário que, tanto nos PCs quanto nos PTs, exista um trecho com curvatura progressiva para cumprir as seguintes funções:

a) Permitir uma variação contínua da superelevação

Enquanto estamos na tangente, não há necessidade de superelevação, ou seja, a inclinação transversal é teoricamente nula. No trecho circular, há necessidade de superelevação (conforme será visto no Capítulo 6), a qual depende da velocidade e do raio, podendo atingir valores de 10% ou até 12% em certos casos. Seria impossível construir uma estrada nessas condições, pois teríamos um degrau intransponível no PC. A passagem, desde zero até a inclinação necessária no trecho circular, é feita obrigatoriamente de maneira gradativa ao longo de uma certa extensão do traçado.

Se fizermos essa variação dentro da curva, no caso do comprimento desta ser suficiente, teremos a inconveniente condição de necessitarmos da inclinação total logo após o PC, quando o valor desta ainda é praticamente zero. Essa situação será muito mais grave se a força centrípeta necessária for maior que a força de atrito máxima. O veículo não conseguirá descrever a curva e sairá da estrada.

Se fizermos a variação antes da curva, teremos, da mesma forma, uma condição inconveniente que é criar a força transversal na reta. Para que o veículo não saia da estrada, devemos "segurá-lo" com a força de atrito, girando o volante em sentido contrário ao da curva que se aproxima.

Na prática, alguns projetistas fazem parte da variação na curva e parte na tangente, diminuindo a intensidade do problema. Isso não é recomendável, pois antes do PC teremos excesso de superelevação e, logo depois, falta.

A criação de um trecho de curvatura variável entre a tangente e a curva circular permite uma variação contínua da inclinação transversal da pista até atingir a superelevação do trecho circular.

b) Criar uma variação contínua de aceleração centrípeta na passagem do trecho reto para o trecho circular

Sendo a força centrípeta $F_c = m \cdot V^2/R$, em que m é a massa do veículo, V , a velocidade e R , o raio da curva, seu valor é nulo na reta e, dependendo do raio, pode assumir valor significativo imediatamente após o PC.

O aparecimento de uma força transversal de maneira brusca causa impacto no veículo e em seus ocupantes, acarretando desconforto para estes e falta de estabilidade para aquele.

c) Gerar um traçado que possibilite ao veículo manter-se no centro de sua faixa de rolamento

Na prática, o veículo em movimento não passa do trecho reto para o trecho circular instantaneamente. Para que isso acontecesse, o volante deveria ser girado repentinamente da posição correspondente à reta para a posição correspondente à curva circular. Na realidade, esse giro é feito em um intervalo de tempo no qual o veículo percorre uma trajetória de raio variável, diferente do traçado da estrada.

Uma curva de raio variável possibilita que a trajetória do veículo coincida com o traçado ou, pelo menos, aproxime-se bastante deste.

d) Proporcionar um trecho fluente, sem descontinuidade da curvatura e esteticamente agradável

Isso ocorre devido à suave variação da curvatura, como mostra a Figura 4.1 (13).

A descontinuidade na curvatura gera insegurança no motorista, que pode não sentir confiança para entrar na curva.

Essas curvas de curvatura progressiva são chamadas de *curvas de transição* e possuem raio instantâneo variando de ponto para ponto desde o valor R_c (em concordância com o trecho circular de raio R_c) até o valor infinito (em concordância com o trecho reto).

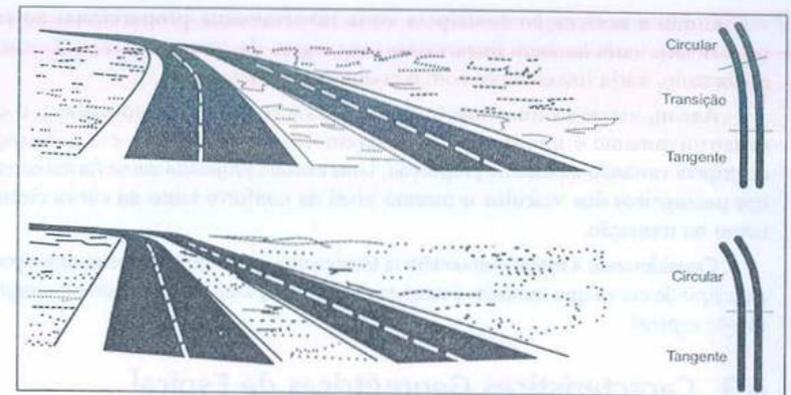


Figura 4.1 Perspectiva de curva horizontal.

4.2 Tipos de Curva de Transição

De certa forma, qualquer curva cujo raio varie de infinito até o valor do raio circular, em uma extensão conveniente, pode ser usada como curva de transição; entretanto, algumas curvas, por suas características geométricas, são melhores, do ponto de vista técnico, para essa função.

As curvas mais usadas são:

- Clotóide ou espiral:** de equação $R \cdot L = K$, em que R é o raio, L , o comprimento percorrido e K , uma constante.
- Lemniscata:** de equação $R \cdot P = K$, em que P é o raio vetor.
- Parábola cúbica:** de equação $y = ax^3$, em que a é uma constante.

Para o caso normal de traçados, em que o ângulo de transição θ_s é pequeno, as três curvas apresentam resultados semelhantes.

Entre as diversas curvas que podem ser usadas como transição, a clotóide é a mais vantajosa do ponto de vista técnico e é a mais indicada para um traçado racional porque:

- É a curva descrita por um veículo, em velocidade constante, quando o volante é girado com velocidade angular constante.
- O grau G (que é proporcional à curvatura) varia linearmente com o comprimento percorrido.

$$R \cdot L = K \quad \Leftrightarrow \quad G = K' \cdot L$$

Como a aceleração centrípeta varia inversamente proporcional ao raio ($a_c = V^2/R$), varia também linearmente com o grau da curva ($a_c = V^2 \cdot G \cdot \text{const}$) e, portanto, varia linearmente com o comprimento percorrido.

Assim, variando linearmente a superelevação com o comprimento, o que construtivamente é muito vantajoso, teremos a superelevação e a aceleração centrípeta variando na mesma proporção. Uma estrada projetada dessa forma oferece aos passageiros dos veículos o mesmo nível de conforto tanto na curva circular como na transição.

Considerando a maior conveniência técnica do uso da clotóide, usaremos apenas esse tipo de curva que também é conhecida como *espiral de transição* ou simplesmente *espiral*.

4.3 Características Geométricas da Espiral

Escolha da constante K da espiral

Sendo a espiral uma curva de equação $R \cdot L = K$, o valor a ser adotado para a constante K está relacionado ao comprimento escolhido para a transição e ao raio do trecho circular.

Chamando de L_s o comprimento da curva de transição, nos pontos de concordância das espirais com a circular o raio instantâneo da espiral será R_c (raio do trecho circular) e o comprimento da transição será L_s , definindo o valor de K :

$$K = L_s \cdot R_c$$

O parâmetro K determina o comprimento do arco que será percorrido para que a curvatura varie de zero até o valor $1/R_c$, onde começa o trecho circular. Em outras palavras, o grau da curva varia de zero até o valor $G = 1.146/R_c$ (essa variação é linear).

Cada valor de K corresponde a uma determinada curva dentro da família das clotóides, conforme a Figura 4.2.

Eleger um valor para K significa escolher a clotóide que será usada como curva de transição.

Cada curva atinge o valor R_c após percorrer um determinado comprimento L_s durante um tempo t_s . Esse tempo será usado como um dos critérios para estabelecer o comprimento mínimo.

Também podemos notar, na Figura 4.2, que cada curva proporciona uma diferente velocidade de variação da curvatura e, conseqüentemente, da aceleração centrípeta. Esse valor será usado em outro critério para estabelecer o comprimento mínimo.

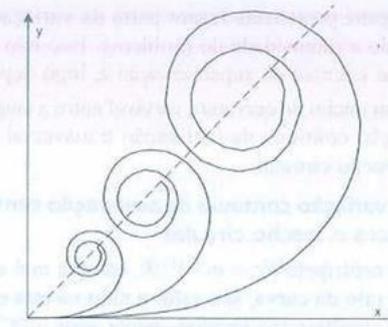


Figura 4.2 Clotóides com valores diferentes de K .

4.4 Parâmetros da Curva

Sendo L_s o comprimento de transição e R_c o raio do trecho circular, temos:

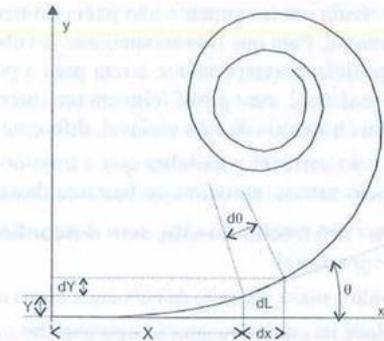


Figura 4.3 Parâmetros da clotóide.

$$dL = R \cdot d\theta$$

$$d\theta = \frac{dL}{R} = \frac{dL}{K/L} = \frac{L \cdot dL}{K}$$

integrando, tem-se: $\theta = \frac{1}{K} \cdot \frac{L^2}{2}$, em que $\theta = \frac{L^2}{2 \cdot L_s \cdot R_c}$ em radianos

$$dX = dL \cdot \cos\theta$$

$$X = \int_0^L \cos\theta \cdot dL$$

desenvolvendo $\cos\theta$ em série e integrando, tem-se:

$$X = L \cdot \left(1 - \frac{\theta^2}{10} + \frac{\theta^4}{216} - \dots \right)$$

$$dY = dL \cdot \text{sen}\theta$$

$$Y = \int_0^L \text{sen}\theta \cdot dL$$

desenvolvendo $\text{sen}\theta$ em série e integrando, tem-se:

$$Y = L \cdot \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{42} + \frac{\theta^5}{1.320} - \dots \right)$$

Em particular, no ponto SC da curva (veja Figura 4.4), onde R assume o valor R_c e L é o comprimento da espiral, que chamamos de L_s , temos:

$$\theta_s = \frac{L_s}{2 \cdot R_c} \quad (\text{em radianos})$$

$$X_s = L_s \left(1 - \frac{\theta_s^2}{10} + \frac{\theta_s^4}{216} - \dots \right)$$

$$Y_s = L_s \left(\frac{\theta_s}{3} - \frac{\theta_s^3}{42} + \frac{\theta_s^5}{1.320} - \dots \right)$$

$$Q = X_s - R_c \cdot \text{sen}\theta_s$$

$$p = Y_s - R_c \cdot (1 - \text{cos}\theta_s)$$

$$TT = Q + (R_c + p) \cdot \text{tg} \frac{AC}{2}$$

$$Dc = (AC - 2 \cdot \theta_s) \cdot R_c$$

$$E = (R_c + p) / \text{cos}(AC/2) - R_c$$

$$TL = X_s - Y_s \text{cotg}\theta_s$$

$$TC = Y_s / \text{sen}\theta_s$$

O valor de TT localiza os pontos TS e ST em relação ao PI; o valor de Q , abscissa do centro, serve para localizar o centro O' em relação ao TS (ou ST); o valor de p mede o afastamento da curva circular em relação às tangentes.

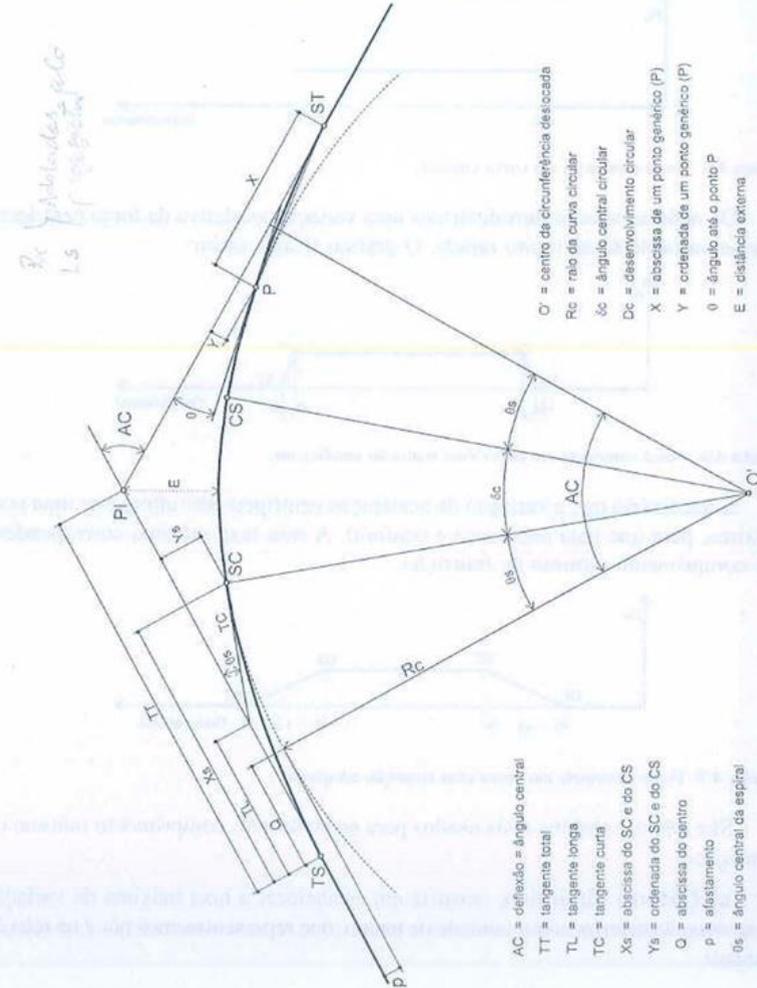


Figura 4.4 Curva com transição.

4.5 Comprimento de Transição

Na Seção 4.1 foi dito que um dos motivos para usar a curva de transição é evitar o impacto causado pelo aparecimento brusco de uma força transversal. Com efeito, se fizermos um gráfico da força centrípeta ao longo de um traçado com curva circular simples teremos uma figura como a seguinte:



Figura 4.5 Força centrípeta em curva circular.

De nada adiantaria introduzirmos uma variação gradativa da força centrípeta se essa variação fosse muito rápida. O gráfico ficaria assim:



Figura 4.6 Força centrípeta em curva com transição insuficiente.

É necessário que a variação da aceleração centrípeta não ultrapasse uma taxa máxima, para que haja segurança e conforto. A essa taxa máxima corresponderá um comprimento mínimo de transição.

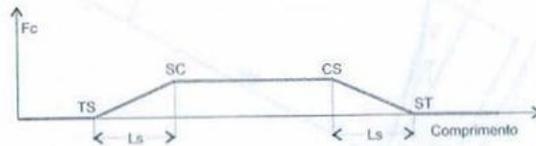


Figura 4.7 Força centrípeta em curva com transição adequada.

São três os critérios mais usados para estabelecer o comprimento mínimo de transição:

a) **Critério dinâmico:** consiste em estabelecer a taxa máxima de variação da aceleração centrípeta por unidade de tempo, que representaremos por J na relação a seguir.

$$J = \frac{a_c}{t} = \frac{V^2/Rc}{Ls/V} = \frac{V^3}{Rc \cdot Ls}, \quad \text{em que } Ls = \frac{V^3}{J \cdot Rc}$$

Na condição mais desfavorável, quando $J = J_{\max}$ e $V = Vp$, tem-se:

$$Ls_{\min} = \frac{Vp^3}{J_{\max} \cdot Rc}$$

A experiência internacional estabeleceu para J o valor máximo de $0,6 \text{ m/s}^2/\text{s}$. Substituindo o valor de J e transformando a velocidade para km/h, porque na prática é muito raro trabalhar com m/s, fica:

$$Ls_{\min} = \frac{0,036 \cdot Vp^3}{Rc}, \quad \text{para } Vp \text{ em km/h; e } Rc \text{ e } Ls_{\min} \text{ em metros.}$$

b) **Critério de tempo:** estabelece o tempo mínimo de dois segundos para o giro do volante e, conseqüentemente, para o percurso da transição.

$$Ls_{\min} = 2 \cdot Vp \quad \text{para unidades de um mesmo sistema.}$$

Usando Vp em km/h e Ls_{\min} em metros, temos $Ls_{\min} = Vp/1,8$.

c) **Critério estético:** estabelece que a diferença de greide entre a borda e o eixo não deve ultrapassar um certo valor, que depende da velocidade de projeto.

Barnett (2) estabeleceu a inclinação de 1:200 (0,5%) para a diferença de greide entre as bordas e o eixo para uma velocidade de projeto de 80 km/h, admitindo o uso de inclinações maiores para velocidades de projeto menores. A AASHTO (1) adotou esses valores, extrapolou para outras velocidades e recomenda-o como critério para cálculo do comprimento mínimo para o trecho de variação da superelevação.

A Tabela 4.1 mostra os valores propostos pela AASHTO (1) para a máxima inclinação das bordas em relação ao eixo das estradas, para pista única com duas faixas de tráfego.

Tabela 4.1 Inclinação máxima da borda em relação ao eixo.

Velocidade de projeto em km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Inclinação relativa em %	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	0,48	0,45	0,42	0,40

A AASHTO (1) recomenda ainda que o comprimento mínimo de transição seja o mesmo utilizado para a variação da superelevação.

Observamos que a variação da inclinação relativa máxima com a velocidade de projeto $ir_{\max} = f(Vp)$ pode ser representada por duas retas:

$$i_{r_{m\acute{a}x}} = 0,9 - 0,005 \cdot V_p \quad \text{para } V_p \leq 80 \text{ km/h e } i_r \text{ em } \%$$

$$i_{r_{m\acute{a}x}} = 0,71 - 0,0026 \cdot V_p \quad \text{para } V_p \geq 80 \text{ km/h e } i_r \text{ em } \%$$

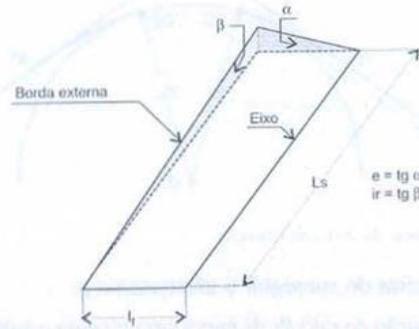


Figura 4.8 Esquema da inclinação relativa da borda externa.

Da Figura 4.8 temos:

$$L_s \cdot i_r = e \cdot l_f \Leftrightarrow L_{s_{m\acute{a}n}} = e \cdot l_f / i_{r_{m\acute{a}x}}$$

portanto,

$$L_{s_{m\acute{a}n}} = e \cdot l_f / (0,9 - 0,005 \cdot V_p) \quad \text{para } V_p \leq 80 \text{ km/h}$$

$$L_{s_{m\acute{a}n}} = e \cdot l_f / (0,71 - 0,0026 \cdot V_p) \quad \text{para } V_p \geq 80 \text{ km/h}$$

para e em (%), l_f em (m) e V_p em (km/h).

Com esses valores e fazendo $l_f = 3,6$ m, podemos obter a Tabela 4.2.

A Tabela 4.3, apresentada pela AASHTO (1), tem os valores arredondados para múltiplos de cinco metros e substitui pelo comprimento mínimo de transição, calculado pelo critério de tempo, os valores menores que estes (área sombreada da tabela).

Podemos adotar como comprimento mínimo o maior dos três valores encontrados e, assim, estaremos satisfazendo os três critérios.

Além do valor mínimo que é estabelecido para garantir segurança e conforto, há um limite máximo de natureza geométrica. Quando o SC e o CS encontram-se no centro da curva, o comprimento de transição não pode mais ser aumentado, pois não haveria continuidade de direção entre os dois ramos (transição de entrada e saída).

Tabela 4.2 Comprimento mínimo de variação da superelevação.

Superelevação em %	Comprimento mínimo do trecho de variação da superelevação (m)									
	Velocidade de projeto (km/h)									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
2	10	10	11	12	13	14	15	16	17	18
4	19	21	22	24	26	29	30	32	34	36
6	29	31	33	36	39	43	45	48	51	54
8	38	41	44	48	52	57	61	64	68	72
10	48	51	55	60	65	72	76	80	85	90
12	58	62	66	72	79	86	91	96	102	109

Tabela 4.3 Comprimento mínimo de variação da transição – valores recomendados pela AASHTO.

Superelevação em %	Comprimento mínimo do trecho de variação da superelevação (m)									
	Velocidade de projeto (km/h)									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
2	20	25	30	35	40	50	55	60	65	70
4	20	25	30	35	40	50	55	60	65	70
6	30	35	35	40	40	50	55	60	65	70
8	40	45	45	50	55	60	60	65	70	75
10	50	55	55	60	65	75	75	80	85	90
12	60	65	65	75	80	90	90	95	105	110

Observação: Pista simples com faixas de 3,6 metros.

Para obter o comprimento máximo, que corresponde a $SC \equiv CS$, basta impor $\delta c = 0$ na equação $AC = 2\theta s + \delta c$ (ver Figura 4.4). Temos $AC = 2\theta s$, logo $\theta s = \frac{AC}{2}$.

$$\text{Sendo } L_s = 2\theta s \cdot R_c,$$

$$L_{s_{m\acute{a}x}} = AC \cdot R_c, \text{ para } L_{s_{m\acute{a}x}} \text{ e } R_c \text{ em metros e } AC \text{ em radianos}$$

ou

$$L_{s_{m\acute{a}x}} = \frac{\pi \cdot AC \cdot R_c}{180}, \text{ para } L_{s_{m\acute{a}x}} \text{ e } R_c \text{ em metros e } AC \text{ em graus.}$$

O comprimento de transição L_s pode ser um valor qualquer escolhido entre os limites $L_{s_{m\acute{a}n}}$ e $L_{s_{m\acute{a}x}}$.

A escolha de comprimentos de transição muito grandes geram elevados valores de p (afastamento), afastando muito a curva circular de sua posição primitiva.

A experiência mostra que valores de $J = 0,3 \text{ m/s}^2/\text{s}$ são bastante confortáveis, não sendo necessário o uso de valores menores.

Assim, sugerimos adotar, sempre que possível, $L_s = 2 L_{s_{\min}}$ (calculado pelo critério dinâmico), que corresponde a $J = 0,3 \text{ m/s}^2/\text{s}$. Chamaremos o valor assim obtido de L_s desejável.

Um critério interessante para a escolha dos L_s baseia-se na adoção de um mesmo valor de J para todas as curvas, uniformizando a maneira como o veículo entrará nas curvas – girando o volante com mesma velocidade angular (9).

Isso significa que usaremos em todas as curvas a mesma espiral, pois, se J é o mesmo, K também será o mesmo, visto que:

$$J = \frac{V^3}{L_s \cdot R_c} \quad \Leftrightarrow \quad J = \frac{V^3}{K}, \quad \text{em que } V^3 \text{ é constante.}$$

Para usar o mesmo J em todas as curvas, podemos adotar o seguinte procedimento:

1. Calcular, para cada curva de transição, o comprimento mínimo (considerando os três critérios) e o comprimento máximo, adotando, para esse parâmetro, o menor valor entre $L_{s_{\text{des}}} = 0,072 \cdot V^3/R_c$ e $L_{s_{\text{máx}}} = AC \cdot R_c$.
2. Com o comprimento mínimo e o comprimento máximo obtemos, para cada curva, o $J_{\text{máx}}$ e o $J_{\text{mín}}$, respectivamente.
3. Tomando o maior $J_{\text{mín}}$ e o menor $J_{\text{máx}}$, determinamos um intervalo de variação do J , comum a todas as curvas, dentro do qual escolheremos o valor do J único.
4. Podemos escolher o limite inferior do intervalo (menor J comum a todas as curvas), pois, assim, estaremos com uma boa reserva de conforto e segurança sem incorrer no inconveniente de uma curva longa em demasia, porque o J desejável foi incluído no cálculo do intervalo.

Observação: para que o uso desse critério seja possível, é necessária uma escolha adequada dos raios das curvas circulares, isto é, uma curva com deflexão pequena não pode ter desenvolvimento pequeno. Deve ser respeitado o valor mínimo estabelecido pelo DNER (5), conforme a Seção 6.2 (página 74).

4.6 Concordância da Curva de Transição

Para que seja geometricamente possível a concordância da transição com a tangente e a curva circular é necessário criar um espaço, que chamaremos de afastamento (p), entre a curva circular e a tangente.

A cada valor de K na equação $R \cdot L = K$ corresponde uma única curva de transição.

Adotado um valor L_s para o comprimento de transição e conhecendo-se o raio R_c da curva circular, fica definida a constante $K = R_c \cdot L_s$ e também o afastamento p .

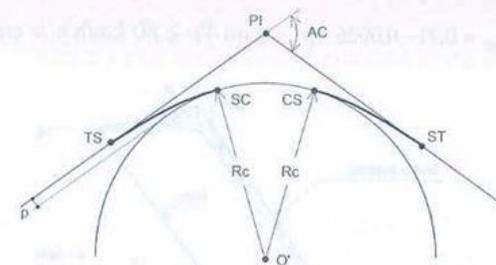


Figura 4.9 Concordância da curva de transição.

Há três maneiras de conseguir o afastamento p :

- a) Com a redução do raio R_c da curva circular para o valor $(R_c - p)$, mantendo o mesmo centro (O) da curva circular. Método do *centro conservado*.
- b) Mantendo a curva circular em sua posição original e afastando as tangentes a uma distância p . Método do *centro e raio conservados*.
- c) Afastando o centro (O) da curva circular para uma nova posição (O'), de forma que seja conseguido o afastamento desejado (p) conservando o raio e as tangentes. Método do *raio conservado*.

A Figura 4.10 mostra esquematicamente os três procedimentos.

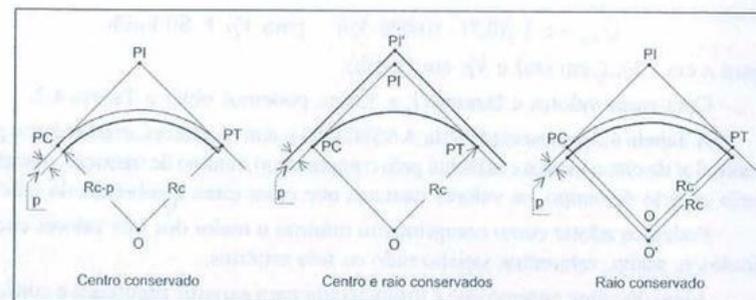


Figura 4.10 Métodos para a obtenção do afastamento.

A alteração da posição das tangentes traz, como consequência, a modificação do traçado e a alteração das curvas imediatamente anterior e posterior à curva estudada.

O método do raio conservado é, geralmente, o mais usado, apresentando a vantagem de não alterar o raio preestabelecido para a curva circular nem a posição das tangentes. Em casos especiais, o uso de um dos outros métodos pode ser mais indicado.

4.7 Estacas dos Pontos Notáveis da Curva

Conhecida a estaca do PI, temos:

Estaca do TS = estaca do PI - TT

Estaca do SC = estaca do TS + L_s

Estaca do CS = estaca do SC + D_c

Estaca do ST = estaca do CS + L_s

4.8 Desenho da Curva

As tangentes e o raio circular são conhecidos previamente; estabelecido o comprimento de transição (L_s), conforme Seção 4.5, fica determinada a constante da espiral ($K = L_s \cdot Rc$).

Calculamos, então, os parâmetros na seguinte ordem: θ_s , X_s , Y_s , Q , p , TT .

Marcamos o segmento TT do PI para trás, determinando o ponto TS. Por simetria, determinamos o ponto ST na segunda tangente.

A partir do TS, marcamos os segmentos Q e X_s , fazendo o mesmo, em sentido inverso, a partir do ST. Pelos dois pontos obtidos com o segmento Q , traçamos perpendiculares às tangentes, cujo cruzamento é o centro da circunferência (O'). Com o centro em O' e o raio Rc traçamos a circunferência. A distância do centro às tangentes será ($Rc + p$).

A seguir, pelos pontos obtidos com o segmento X_s , traçamos perpendiculares às tangentes e marcamos sobre estas o segmento Y_s , obtendo os pontos SC e CS, que devem ficar sobre a circunferência.

Traçamos o arco entre o CS e o SC e também as clotóides, entre o TS e o SC e entre o CS e o ST, concordando nos extremos e passando pelo centro do afastamento p .

4.9 Locação da Curva

A locação da curva de transição pode ser feita de duas formas:

- Com o uso das coordenadas X e Y calculadas com as equações da Seção 4.4, com origem no TS (ou ST), o eixo x na direção da respectiva tangente e o sentido do TS (ou ST) para o PI (Figura 4.11).

- Pelas deflexões d em cada ponto.

Para facilitar a locação, constrói-se uma tabela como a 4.4.

Normalmente, são locadas as estacas inteiras da curva; para raios pequenos pode ser necessária a locação de pontos a cada 10 metros.

Tabela 4.4 Planilha de locação de curva de transição.

Estaca	L	θ	X	Y	Deflexão
TS (ou ST)	0	0	0	0	0
N ₁	L ₁	θ_1	X ₁	Y ₁	d ₁
N ₂	L ₂	θ_2	X ₂	Y ₂	d ₂
N ₃	L ₃	θ_3	X ₃	Y ₃	d ₃
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
SC (ou CS)	L _s	θ_s	X _s	Y _s	d _s

Os valores de L , θ , X , Y e d são calculados pelas equações:

L = distância do TS (ou ST) ao ponto considerado, ao longo da curva.

$$\theta = \frac{L^2}{2 \cdot Rc \cdot L_s}$$

$$X = L \cdot \left(1 - \frac{\theta^2}{10} + \frac{\theta^4}{216} - \dots \right)$$

$$Y = L \cdot \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{42} + \frac{\theta^5}{1.320} - \dots \right)$$

$$d = \text{deflexão} = \arctg \frac{Y}{X}$$

Para locar pelas coordenadas, basta medir X ao longo da tangente e Y na perpendicular, determinando o ponto.

Para locar pelas deflexões visamos cada ponto com a deflexão calculada na tabela, estando o zero do teodolito apontado para o PI, e interceptamos com uma corda de 20 ou 10 metros a partir do ponto anterior. Se for o primeiro ponto, a corda deve ser a fração que falta para atingir a primeira estaca inteira ou a estaca mais 10 metros. Se for o último ponto, a fração do SC.

O trecho circular é locado, normalmente, como uma curva simples e a segunda espiral é locada de maneira análoga à primeira, em sentido inverso, a partir do ST em direção ao CS.

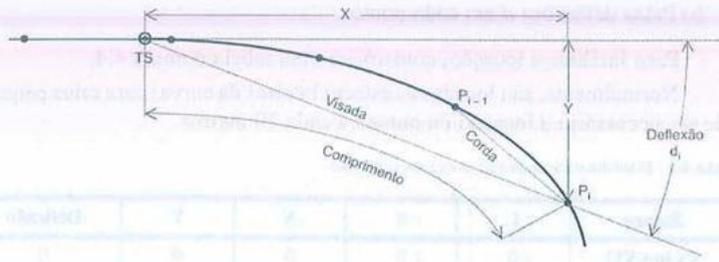


Figura 4.11 Locação de curva de transição.

4.10 Curvas Horizontais com Transição Assimétrica

Curvas horizontais com espirais não simétricas são curvas circulares com transição, nas quais o comprimento escolhido para a transição de entrada é diferente do comprimento da transição de saída, isto é, em vez de a curva ter um Ls único para as duas transições, a transição de entrada tem um comprimento Ls_1 e a de saída, um comprimento Ls_2 .

Curvas desse tipo são desaconselhadas em traçados de estradas, sendo usadas apenas em casos especiais.

Cálculo das transições não simétricas

Conhecida a posição das tangentes (deflexão AC), a posição do PI (estaca do PI), o raio da curva circular Rc e escolhidos os valores Ls_1 e Ls_2 dos comprimentos das transições, podemos calcular os elementos θ_s , X_s , Y_s , Q e p para cada uma das transições, usando as equações da Seção 4.4, resultando:

$$\theta_{s1} = \frac{Ls_1}{2 \cdot Rc} \quad (\text{em radianos})$$

$$\theta_{s2} = \frac{Ls_2}{2 \cdot Rc} \quad (\text{em radianos})$$

$$X_{s1} = Ls_1 \cdot \left(1 - \frac{\theta_{s1}^2}{10} + \frac{\theta_{s1}^4}{216} - \dots \right)$$

$$X_{s2} = Ls_2 \cdot \left(1 - \frac{\theta_{s2}^2}{10} + \frac{\theta_{s2}^4}{216} - \dots \right)$$

$$Y_{s1} = Ls_1 \cdot \left(\frac{\theta_{s1}}{3} - \frac{\theta_{s1}^3}{42} + \dots \right)$$

$$Y_{s2} = Ls_2 \cdot \left(\frac{\theta_{s2}}{3} - \frac{\theta_{s2}^3}{42} + \dots \right)$$

$$Q_1 = X_{s1} - Rc \cdot \text{sen} \theta_{s1}$$

$$Q_2 = X_{s2} - Rc \cdot \text{sen} \theta_{s2}$$

$$p_1 = Y_{s1} - Rc \cdot (1 - \text{cos} \theta_{s1})$$

$$p_2 = Y_{s2} - Rc \cdot (1 - \text{cos} \theta_{s2})$$

Sendo $Ls_1 \neq Ls_2$, conseqüentemente, $p_1 \neq p_2$, isto é, a circular terá afastamentos diferentes em relação às tangentes.

Chamando de Δp a diferença entre os afastamentos,

$$\Delta p = p_2 - p_1$$

teremos as tangentes totais:

$$TT_1 = Q_1 + (Rc + p_1) \cdot \text{tg} \frac{AC}{2} + \Delta p / \text{sen} AC$$

$$TT_2 = Q_2 + (Rc + p_2) \cdot \text{tg} \frac{AC}{2} - \Delta p / \text{sen} AC$$

e o comprimento do trecho circular:

$$Dc = Rc \cdot (AC - \theta_{s1} - \theta_{s2}) \quad \text{para } AC, \theta_{s1} \text{ e } \theta_{s2}, \text{ em radianos}$$

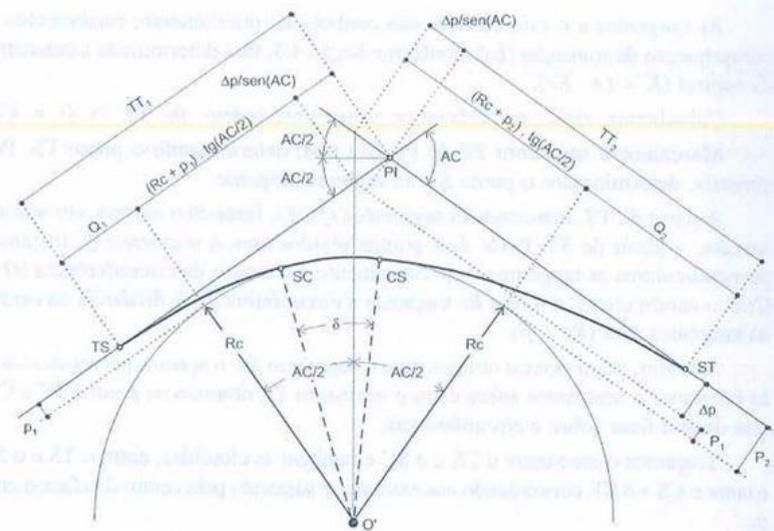


Figura 4.12 Curva horizontal com transição assimétrica.

4.11 Transição entre Duas Curvas Circulares

Trata-se da concordância entre duas curvas circulares consecutivas de raios diferentes, como mostra a Figura 4.13.

Os mesmos problemas de descontinuidade de curvatura da passagem de um trecho reto para uma curva circular, analisados na Seção 4.1, ocorrem na passagem de um trecho circular para outro de raio diferente.

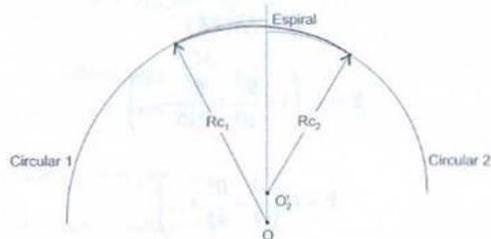


Figura 4.13 Transição entre curvas circulares.

Analogamente à transição entre reta e curva circular, usaremos um trecho de clotóide (espiral) para a concordância entre as circulares de raios Rc_1 e Rc_2 (Figura 4.14).

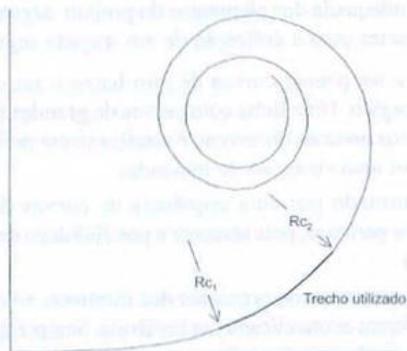


Figura 4.14 Trecho da clotóide utilizado para transição entre curvas circulares.

4.11.1 Parâmetros da Curva

Dada uma curva composta por duas circulares de raios Rc_1 e Rc_2 , a condição necessária para concordá-las com o uso de uma curva de transição é que a circunferência menor esteja contida na maior.

Definindo um valor adequado para L_s (comprimento do trecho de transição), analogamente à concordância entre curva circular e tangente, temos:

$$\text{Equação da espiral: } R \cdot L = K$$

Adotando índice 1 para os parâmetros da curva 1, índice 2 para os da curva 2 e chamando de:

- L_1 o comprimento da espiral entre a origem A e o ponto CS (início da transição entre as curvas);
- L_2 o comprimento da espiral entre a origem A e o ponto SC (fim da transição entre as curvas).

Temos:

$$L_s = L_2 - L_1$$

$$Rc_1 \cdot L_1 = K$$

$$Rc_2 \cdot L_2 = K$$

$$L_1 = L_s \cdot Rc_2 / (Rc_1 - Rc_2)$$

$$L_2 = L_s \cdot Rc_1 / (Rc_1 - Rc_2)$$

$$\theta_1 = L_1 / (2 \cdot Rc_1)$$

$$\theta_2 = L_2 / (2 \cdot Rc_2)$$

$$X_1 = L_1 \cdot \left(1 - \frac{\theta_1^2}{10} + \frac{\theta_1^4}{216} - \dots \right)$$

$$X_2 = L_2 \cdot \left(1 - \frac{\theta_2^2}{10} + \frac{\theta_2^4}{216} - \dots \right)$$

$$Y_1 = L_1 \cdot \left(\frac{\theta_1}{3} - \frac{\theta_1^3}{42} + \frac{\theta_1^5}{1.320} - \dots \right)$$

$$Y_2 = L_2 \cdot \left(\frac{\theta_2}{3} - \frac{\theta_2^3}{42} + \frac{\theta_2^5}{1.320} - \dots \right)$$

$$Q_1 = X_1 - Rc_1 \cdot \text{sen} \theta_1$$

$$Q_2 = X_2 - Rc_2 \cdot \text{sen} \theta_2$$

$$p_1 = Y_1 - Rc_1 \cdot (1 - \text{cos} \theta_1)$$

$$p_2 = Y_2 - Rc_2 \cdot (1 - \text{cos} \theta_2)$$

Calculados os afastamentos p_1 e p_2 (entre as circunferências e a tangente de referência), podemos calcular o afastamento p_c entre as curvas circulares medido sobre a linha que une os centros O_1 e O_2 das duas curvas.

$$\theta_c = \arctg \{ (Q_2 - Q_1) / [(Rc_1 + p_1) - (Rc_2 + p_2)] \}$$

$$\alpha = \theta_c - \theta_1$$

$$\beta = \theta_2 - \theta_c$$

$$\theta_s = \alpha + \beta = \theta_2 - \theta_1$$

θ_s = ângulo de transição relativo ao trecho da espiral compreendido entre os pontos CS e SC.

$$p_c = (Rc_1 - Rc_2) - [(Rc_1 + p_1) - (Rc_2 + p_2)] / \cos\theta_c$$

ou

$$p_c = (Rc_1 - Rc_2) - (Q_2 - Q_1) / \text{sen}\theta_c$$

O significado dos parâmetros calculados pode ser visto na Figura 4.15.

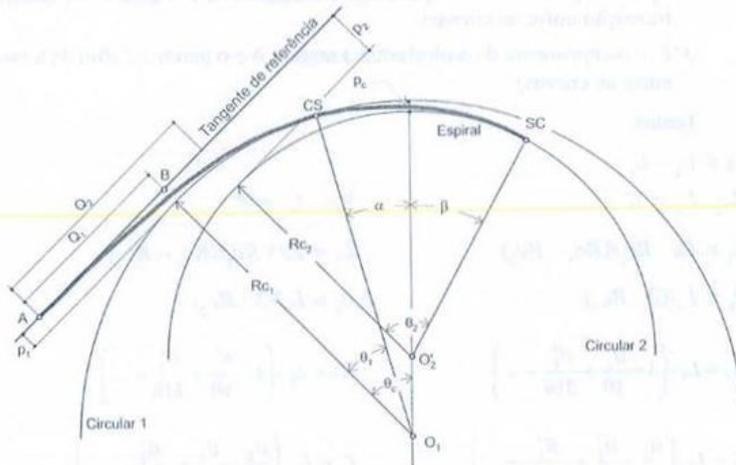


Figura 4.15 Parâmetros da curva.

4.11.2 Locação da Curva

Dadas duas curvas circulares de raios Rc_1 e Rc_2 , a inclusão da transição entre elas tem a seguinte seqüência de operações.

- Manter a circular de raio maior em sua posição original e afastar a curva de raio menor. Supondo ser Rc_1 o raio maior, mudamos o centro O_2 para a posição O_2' sobre a reta O_1O_2 , que dista p_c de O_2 , criando o afastamento.
- Marcar os pontos CS e SC com o uso dos ângulos α e β , respectivamente.

c) Determinar a posição da tangente de referência com o uso do ângulo θ_c e do comprimento $Rc_1 + p_1$ (a tangente de referência será perpendicular à reta BO_1).

d) Sobre a tangente de referência, marcar o ponto A à distância Q_1 do ponto B.

e) Qualquer ponto da espiral pode ser determinado por suas coordenadas X e Y em relação à tangente de referência e à origem A, para qualquer L compreendido no intervalo $L_1 \leq L \leq L_2$.

$$\theta = L^2 / (2K)$$

$$X = L \cdot \left(1 - \frac{\theta^2}{10} + \frac{\theta^4}{216} - \dots \right)$$

$$Y = L \cdot \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{42} + \dots \right)$$

Um exemplo de locação completa de curvas de dois raios concordadas com transição pode ser visto no Capítulo 9, Exercício 4.7.

4.12 Recomendações sobre o Traçado

Além da escolha adequada dos elementos do projeto, algumas considerações adicionais são importantes para a definição de um traçado seguro e confortável.

- O traçado deve ter poucas curvas de raio baixo e ser consistente com a topografia da região. Uma linha com curvas de grandes raios concordando com os contornos naturais do terreno é esteticamente preferível a um longo trecho reto com uma sucessão de lombadas.
- Um traçado formado por uma seqüência de curvas de pequeno raio é desconfortável e perigoso, pois aumenta a possibilidade de erros de operação dos motoristas.
- O uso de raios mínimos, ou próximos dos mínimos, só deve ocorrer onde raios maiores forem economicamente inviáveis. Sempre que possível, deve-se utilizar curvas de grandes raios.
- O traçado deve ser razoavelmente homogêneo; curvas de pequenos raios nunca devem ser colocadas no final de longas tangentes. Mudanças bruscas de trechos com curvas suaves para trechos com curvas fechadas devem ser evitadas.
- Para curvas com ângulos centrais pequenos deve-se usar raios grandes (veja Seção 6.2), a fim de evitar desenvolvimentos curtos.

- Nas curvas dentro de cortes é necessário que haja boas condições de visibilidade. Raios próximos do mínimo, quanto à visibilidade (veja Seção 6.7), devem ser evitados.
- Cuidados especiais devem ser tomados no uso de curvas compostas (curvas de dois ou mais raios). Essas curvas são perigosas, pois, normalmente, o motorista não espera uma redução de raio no interior da curva. Esse tipo de solução só é admissível quando a topografia e as condições técnicas locais não permitem o uso de curvas de raio único. Quando forem utilizadas curvas compostas, a mudança de um raio para outro terá de ser feita, necessariamente, por meio de curva de transição (ver Seção 4.11).
- Entre duas curvas circulares reversas é necessário que haja espaço suficiente para a inclusão de transições com comprimentos suficientes para uma confortável variação da superelevação.
- Curvas consecutivas de mesmo sentido, muito próximas, devem ser evitadas utilizando-se, em seu lugar, uma única curva. Se isso não for possível, é aconselhável que a distância mínima entre as curvas seja de 400 m.
- O traçado só pode ser avaliado após a escolha do perfil. A estrada é tridimensional e não pode ser analisada só em planta.

CAPÍTULO 5

Seção Transversal

5.1 Elementos Básicos – Dimensões

Perpendicularmente ao eixo, a estrada é constituída pelos seguintes elementos:

5.1.1 Faixa de Tráfego e Pista de Rolamento

Faixa de tráfego é o espaço destinado ao fluxo de uma corrente de veículos.

Pista de rolamento é o conjunto de faixas de tráfego adjacentes. A largura de uma pista é a soma das larguras de todas as faixas que a compõem.

A largura de cada faixa de tráfego tem grande influência na segurança e no conforto dos veículos. É composta pela largura do veículo-padrão (U) acrescida dos espaços de segurança (c): $L = U + 2c$.

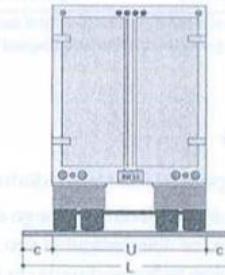


Figura 5.1 Largura da faixa de tráfego.

Quanto maior for o espaço c , maior será a segurança e o conforto que a estrada proporcionará, entretanto, o custo da construção também cresce significativamente com o aumento da largura dos elementos que compõem o projeto.

Faixas de tráfego com largura de 3,60 m são consideradas seguras e confortáveis; esse valor é obtido com o uso de veículo comercial padrão, com largura $U = 2,60$ m e espaços de segurança $c = 0,50$ m.

Um grande número de estradas brasileiras usa faixas de tráfego com largura $L = 3,50$ m, que corresponde a espaços de segurança de 0,45 m. Nas auto-estradas paulistas construídas pelo DERSA e no projeto do Anel Rodoviário da cidade de São Paulo foram adotadas faixas de tráfego com 3,60 m de largura.

Para estradas secundárias, de baixo volume de tráfego ou baixa velocidade de projeto, é aceitável o uso de espaços de segurança menores. Faixas de tráfego com largura de 3,30 m têm sido adotadas em estradas secundárias, para reduzir o custo, e em áreas urbanas, onde a redução da largura das pistas é muito importante.

A Tabela 5.1 mostra valores propostos pelas Normas de Projetos de Estradas de Rodagem do DNER (5).

Tabela 5.1 Largura da faixa de tráfego.

Classe de Projeto	Largura da faixa de tráfego (m)		
	Topografia da região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Classe 0	3,75	3,75	3,60
Classe I	3,60	3,60	3,60
Classe II	3,60	3,60	3,50
Classe III	3,60	3,50	3,30
Classe IV*	3,50-3,30	3,50-3,30	3,30-3,00

* No caso de rodovias não pavimentadas, a largura total desejável para a plataforma é 9,20m para aterros e 10,20m para cortes, incluindo dispositivos de drenagem. A largura mínima é 8,60m.

5.1.2 Acostamentos

São espaços adjacentes à pista de rolamento, destinados a paradas de emergência.

É desejável que existam acostamentos ao longo de toda a estrada. Em rodovias com grande volume de tráfego, os acostamentos são imprescindíveis para garantir que não haja parada de veículos sobre as faixas de tráfego.

Benefícios dos acostamentos

- Criam os espaços necessários para que as faixas de tráfego fiquem livres.
- Servem como áreas de escape para que veículos possam fugir ou pelo menos diminuir os efeitos de possíveis acidentes.

- Ajudam a drenagem da pista e, quando pavimentados, protegem as bordas da pista.
- Melhoram as condições de visibilidade nas curvas horizontais.
- Garantem a inexistência de obstáculos próximos da pista, o que reduziria a capacidade de tráfego da estrada.
- Criam espaços que podem, eventualmente, ser utilizados como parada de ônibus.

Largura dos acostamentos

Em rodovias de alto padrão, com altas velocidades de projeto, são utilizados acostamentos com 3,50 m ou 3,60 m de largura; esses acostamentos permitem que um veículo comercial fique afastado de 0,90 m a 1,00 m da borda da pista.

É desejável que os acostamentos tenham no mínimo 3,00 m de largura, entretanto, como a redução da largura reduz o custo de construção, são comuns acostamentos com 2,50 m.

Em estradas secundárias, são utilizados acostamentos com até 1,20 m de largura.

Independentemente da largura, a divisa entre pista e acostamento deve ser sempre bem sinalizada; o emprego de cores contrastantes seria a solução ideal.

As Tabelas 5.2 e 5.3 mostram valores propostos pelas Normas para Projeto de Estradas de Rodagem do DNER (5).

Tabela 5.2 Largura do acostamento direito.

Classe de Projeto	Largura do acostamento direito (m)		
	Topografia da região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
Classe 0*	3,50	3,00	3,00
Classe I*	3,50	2,50	2,50
Classe II	3,00	2,50	2,00
Classe III	2,50	2,00	2,00
Classe IV	2,00	2,00-1,50	1,50-1,20**

* Adotar 3,50m onde for projetado um volume horário unidirecional de veículos comerciais superior a 250.

** Valor mínimo absoluto 1,20 m.

Tabela 5.3 Largura do acostamento esquerdo.

Número de faixas	Pistas de mão única – classe 0 ou 1		
	Largura do acostamento esquerdo (m)		
	Topografia da região		
	Plana	Ondulada	Montanhosa
2	0,60	0,60	0,50
3*	3,00-2,50	2,50-2,00	2,50-2,00
4	3,00	3,00	3,00-2,50

* Valores desejáveis e mínimo respectivamente.

5.1.3 Taludes Laterais

Os taludes dos cortes e dos aterros devem ser suaves, acompanhando o terreno, de forma a dar à estrada um aspecto harmonioso com a topografia do local.

Quando os cortes ou os aterros são baixos – não maiores que 4 m a 5 m – o uso de inclinações suaves nos taludes não implica aumentos significativos no movimento de terra, aumenta a segurança da estrada, melhora as condições de visibilidade nas curvas em corte e oferece melhores condições para o plantio de grama e o paisagismo na faixa de domínio.

Taludes com inclinação 1:4 arredondados nas concordâncias com a plataforma da estrada e com o terreno natural são uma boa solução (exemplo na Figura 5.2).

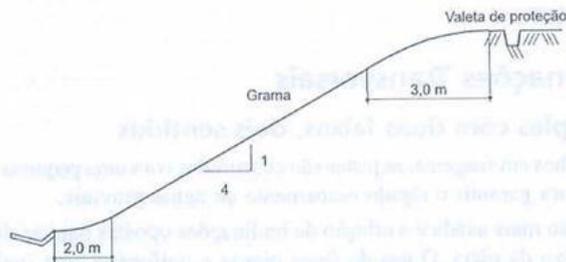


Figura 5.2 Esquema de talude.

Quando os taludes de corte e aterro são altos, o uso de taludes suaves acarreta aumento significativo do movimento de terra e conseqüente aumento no custo de construção da estrada. Além disso, taludes altos e suaves podem necessitar de uma área de trabalho mais larga que a faixa de domínio estabelecida no projeto.

Nesses casos, é necessária uma análise específica para a escolha de uma inclinação adequada. No caso de taludes de corte, a inclinação deve ser definida

em função das características do solo a ser escavado; no caso de aterros, em função do material e do grau de compactação adotado.

Em ambos os casos, deve ser garantida a estabilidade da estrada sem criar custos desnecessários.

5.1.4 Plataforma

Denomina-se plataforma o espaço compreendido entre os pontos iniciais dos taludes, isto é, a base do talude no caso de corte e o topo do talude no caso de aterro.

A plataforma contém pistas, acostamentos, espaços para drenagem e separador central no caso de pistas duplas.

5.1.5 Espaços para Drenagem

A vida do pavimento está intimamente ligada à existência de uma drenagem eficiente que escoe para fora da estrada a água superficial em razão das chuvas e impeça a eventual chegada de águas subterrâneas à base do pavimento.

É necessário que haja espaços suficientes na plataforma para a implantação de dispositivos adequados de drenagem longitudinal.

Nas estradas de pista simples, é recomendado que sejam deixados espaços de 1,0 m adjacentes aos acostamentos. Nas de pista dupla, além dos espaços laterais, são colocados dispositivos de drenagem ao longo do canteiro central.

5.1.6 Separador Central

Nas estradas de pista dupla, é o separador central que divide as pistas de rolamento. Pode ser constituído por defensas metálicas ou de concreto, por calçadas com guias, ou por canteiros gramados, que evitam erosão e compõem o paisagismo.

Os dispositivos que separam pistas com sentidos de tráfego opostos têm grande importância na segurança dos veículos. No caso de canteiros, deverão ter largura suficiente e forma adequada para evitar que veículos que saiam acidentalmente de uma pista possam atingir a pista de tráfego oposto.

Canteiros centrais largos têm ainda a vantagem de reduzir o ofuscamento pelos faróis. Normalmente são projetados com uma depressão central que oferece condições favoráveis para os dispositivos de drenagem, além de dificultar a passagem acidental de veículos para a pista de tráfego oposto.

5.1.7 Guias

As guias são usadas para disciplinar a drenagem, delinear e proteger as bordas do pavimento, melhorando a estética da estrada e reduzindo os custos de manutenção.

São recomendadas para rodovias em áreas urbanas, onde a execução de valetas laterais é inviável. Nas áreas rurais, não é aconselhável o uso de guias. Dependendo do tipo e da posição, podem afetar a segurança e prejudicar o uso da estrada, pois, muitas vezes, dificultam o escoamento da água superficial.

Em estradas com guias, as curvas verticais convexas deverão ter no máximo 5.000 m de raio para garantir o adequado escoamento de água nas proximidades do vértice da curva.

5.1.8 Faixa de Domínio

É a faixa de terra destinada à construção, à operação e às futuras ampliações da estrada. Deve ser definida de forma a oferecer o espaço necessário à construção da estrada, incluindo cristas de cortes, saias de aterro, obras complementares e uma folga de, no mínimo, 5 m para cada lado.

Quando há previsão para ampliação da estrada, a faixa de domínio deverá conter também o espaço necessário.

Geralmente, nas proximidades de áreas urbanas são adotadas faixas mais largas, pois o desenvolvimento urbano valoriza os terrenos lindeiros, encarecendo eventuais desapropriações futuras.

A Tabela 5.4 mostra as larguras das faixas de domínio adotadas pelo DER de São Paulo.

Tabela 5.4 Largura da faixa de domínio.

Largura da faixa de domínio (m)		
Classe da rodovia	Mínima	Proximidade de cidades
Classe E	100	120
Classe I	50	80
Classe II	50	80
Classe III	50	80

Sempre que possível, as faixas de domínio deverão ter largura constante para cada trecho.

5.1.9 Pistas Duplas Independentes

Nas estradas de pista dupla projetadas em regiões onduladas ou montanhosas, a manutenção de uma largura fixa para os canteiros centrais pode não ser conveniente.

As pistas são projetadas com traçados e perfis independentes, mantendo-se apenas valores mínimos para a largura dos separadores centrais.

A execução de um traçado para cada pista, além de reduzir problemas de ofuscamento, reduz o custo da infra-estrutura devido à maior liberdade do projetista em escolher soluções mais econômicas para cada pista.

5.2 Seções Transversais

A seção transversal de um determinado ponto do traçado é o corte feito por um plano vertical perpendicular à projeção horizontal do eixo, que define e posiciona os diversos elementos que compõem o projeto na direção transversal.

A seção-padrão, utilizada nos trechos em tangente, é denominada *seção tipo*. A estrada pode ter uma seção tipo ou mais de uma, caso ocorram alterações nos elementos básicos do projeto em decorrência de mudanças do tráfego ou das condições físicas locais.

As seções tipo definem as dimensões e as inclinações-padrão dos elementos que compõem o projeto geométrico. Também são utilizadas para definir elementos-padrão dos projetos de drenagem, pavimentação, paisagismo e serviços auxiliares. As Figuras 5.3 e 5.4 são exemplos de seções transversais tipo.

Em todas as estacas inteiras e nos pontos onde há variação brusca do terreno ou outros acidentes são levantadas seções simplificadas que servem para definir dimensões e cotas dos elementos básicos e fornecer os dados necessários ao projeto de terraplenagem.

5.3 Inclinações Transversais

Pistas simples com duas faixas, dois sentidos

Nos trechos em tangente, as pistas são construídas com uma pequena inclinação transversal para garantir o rápido escoamento de águas pluviais.

A solução mais usada é a criação de inclinações opostas para as duas faixas, a partir do eixo da pista. O uso de faces planas e uniformes com inclinação de 2% para cada faixa é quase imperceptível para o motorista e satisfatória para a drenagem superficial (Figura 5.5a).

A seção transversal também pode ser arredondada. Nesse caso, são empregadas parábolas, fazendo com que a inclinação vá aumentando no sentido das bordas. O problema dessa solução é a maior dificuldade de construção (Figura 5.5b).

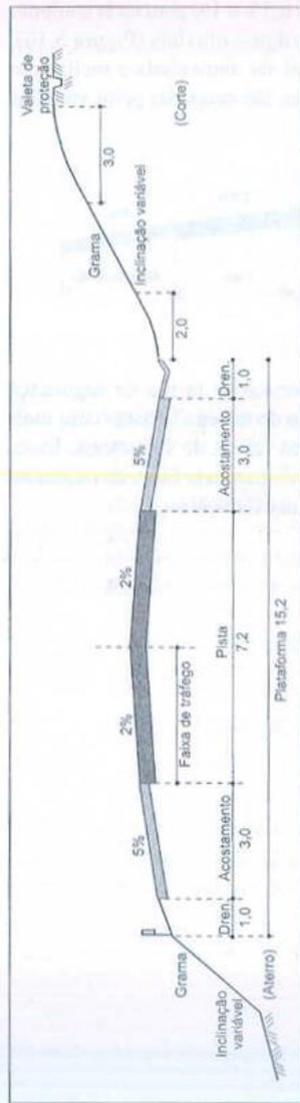


Figura 5.3 Rodovia de pista única - seção tipo.

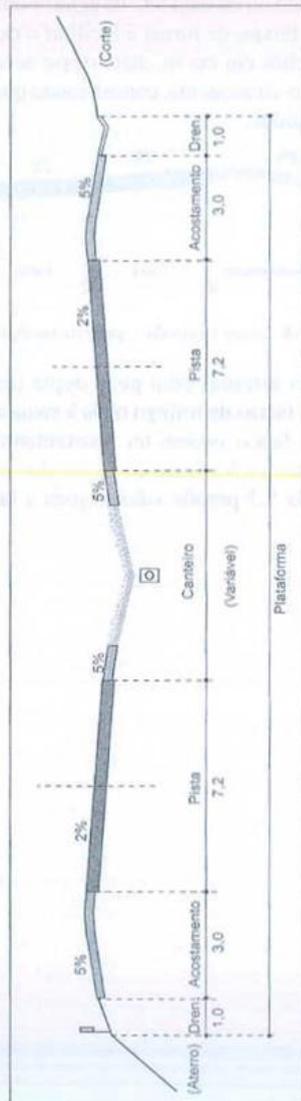


Figura 5.4 Rodovia de pista dupla - seção tipo.

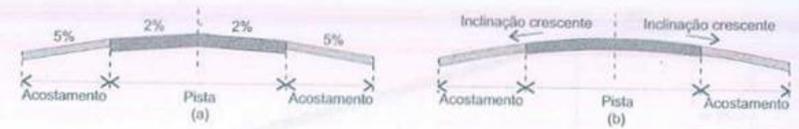
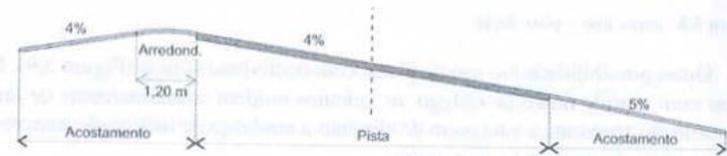


Figura 5.5 Seção normal - pista simples.

Os acostamentos devem, sempre que possível, ter inclinação transversal maior que a da pista, de forma a colaborar com a saída das águas pluviais. Acostamentos pavimentados devem ter inclinação entre 2% e 5% e não pavimentados, entre 4% e 6%.

Nos trechos em curva, a pista deverá ter inclinação transversal única, estabelecida no cálculo da superelevação (veja o Capítulo 6).

Para a inclinação do acostamento interno temos duas possibilidades: acompanhar a mesma inclinação da pista, respeitando o valor mínimo estabelecido para o trecho em tangente (normalmente 5%), ou manter a inclinação utilizada nos trechos em tangente. A primeira solução tem, como vantagem, um melhor escoamento de águas pluviais, porém pode comprometer o conforto ou até mesmo a segurança de veículos altos que eventualmente parem no acostamento. A segunda solução é menos eficiente quanto ao escoamento de águas superficiais, porém mais eficiente quanto à segurança.

Figura 5.6 Seção inclinada pista simples - e até 4%.

O acostamento externo normalmente deverá ter inclinação oposta à da pista, não inferior aos valores mínimos estabelecidos, criando um adequado escoamento das águas pluviais, não permitindo que a água que cai sobre o acostamento corra sobre a pista. Nesse caso, o acostamento deverá ter um trecho arredondado de aproximadamente 1,20 m para eliminar a brusca mudança de inclinação na passagem da pista para o acostamento (Figura 5.6).

Quando a diferença algébrica entre as inclinações da pista e do acostamento externo for maior que 8%, é melhor que as inclinações tenham o mesmo sentido. Nesse caso, parte da água da chuva que cai no acostamento escoará sobre a pista, o que não é desejável, mas essa solução evita a grande mudança de inclinação que comprometeria a segurança (Figura 5.7).

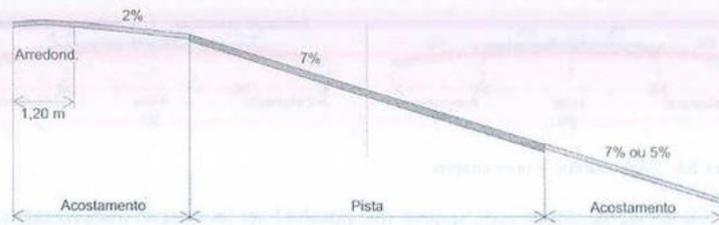


Figura 5.7 Seção inclinada pista simples – $e > 6\%$.

Estradas com pista dupla

Nos trechos em tangente, uma possibilidade é adotar para cada pista uma das soluções propostas para o caso de pista simples (Figura 5.8). Essa solução apresenta as vantagens de maior rapidez no escoamento de águas da chuva e menor diferença entre cotas da pista. É uma solução adequada para áreas sujeitas a muitas chuvas ou chuvas fortes.

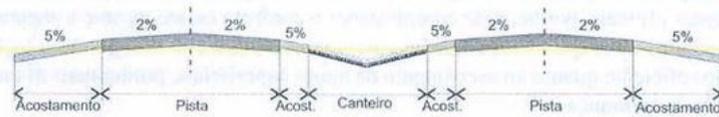


Figura 5.8 Seção tipo – pista dupla.

Outra possibilidade é o uso de pistas com declividade única (Figura 5.9). Nas pistas com sentido único de tráfego, os veículos mudam constantemente de faixa. Essa solução apresenta a vantagem de eliminar a mudança de inclinação transversal na passagem de uma faixa para outra.

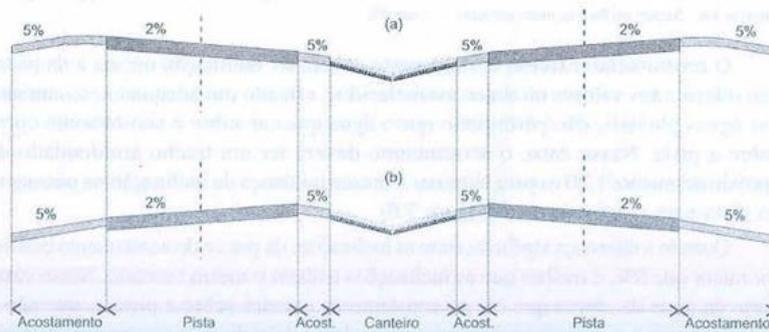


Figura 5.9 Seções normais – pista dupla.

Pistas com mais de duas faixas de tráfego com inclinação para o mesmo lado devem ter, nos trechos em tangente, inclinação de 2% nas duas primeiras faixas (no sentido do escoamento de água) e um acréscimo de 0,5% a 1% para cada conjunto de duas faixas, de forma a facilitar o escoamento das águas pluviais (Figura 5.10). Nos trechos em curva, além desse acréscimo, poderá ser aumentada a inclinação das faixas da esquerda, considerando que, normalmente, são ocupadas pelos veículos mais rápidos.

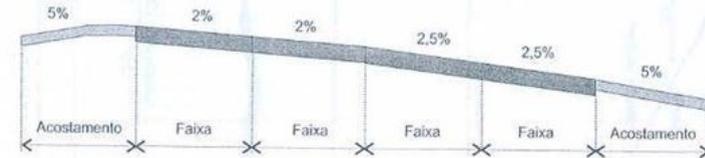


Figura 5.10 Seção inclinada – pista de múltiplas faixas.

Nas estradas com pista dupla também são necessárias faixas de segurança junto às faixas de tráfego mais à esquerda (no sentido do tráfego). Pistas com mais de duas faixas podem ter acostamentos no lugar das faixas de segurança. Esses acostamentos destinam-se ao uso dos veículos que trafegam pela faixa da esquerda. A Tabela 5.3 propõe valores para a largura desses acostamentos.

Superelevação e Superlargura

6.1 Introdução

Quando um veículo trafega em um trecho reto, com velocidade constante, a resultante das forças que atuam sobre ele é nula (movimento retilíneo uniforme).

Ao chegar a uma curva, é preciso que haja uma força na direção do centro da curva (força centrípeta), sem a qual o veículo não descreverá a curva, mas continuará em movimento retilíneo pelo princípio da inércia.

Se a pista for transversalmente horizontal, a força centrípeta será obtida pelo aparecimento da força de atrito ao girar o volante e colocar os pneus em posição que o pavimento exerça uma força de reação sobre eles.

A força centrípeta necessária para que o veículo descreva a curva é $F_c = \frac{m \cdot V^2}{R}$ e a força de atrito disponível é $F_{at} = N \cdot f =$ força normal multiplicada pelo coeficiente de atrito transversal entre o pneu e o pavimento.

A força de atrito é uma força de reação, que aumenta à medida que é solicitada. Entretanto, N é constante e o fator f possui um limite acima do qual não consegue aumentar. Assim, a força de atrito pode não ser suficiente para formar a força centrípeta necessária, principalmente se a velocidade for grande ou o raio pequeno.

6.2 Superelevação

Chama-se *superelevação* ou *sobrelevação* a inclinação transversal da pista, feita com o objetivo de criar uma componente do peso do veículo na direção do centro da curva que, somada à força de atrito, produzirá a força centrípeta (Figura 6.1).

O peso pode ser decomposto em duas forças: uma perpendicular à pista, que é neutralizada pela reação normal, e outra paralela, que irá compor a força centrípeta.

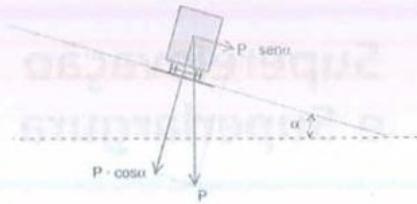


Figura 6.1 Decomposição da força peso.

A tangente do ângulo formado pelo plano da pista com o plano horizontal define o valor da superelevação (e na equação a seguir).

$$e = tg \alpha$$

Na prática, e é mostrada em porcentagem.

Quando um veículo trafega por uma curva horizontal circular de raio R com velocidade V constante, a resultante das forças atuantes será a força centrípeta F_c .

$$|F_c| = m \cdot V^2/R$$

A Figura 6.2 mostra um veículo percorrendo uma curva circular superelevada.

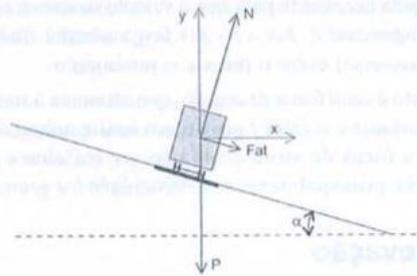


Figura 6.2 Forças que atuam sobre o veículo.

Supondo que as forças que atuam sobre o veículo estejam aplicadas ao centro de gravidade, temos:

$$\text{na direção do eixo } x \quad \{N \cdot \text{sen} \alpha + Fat \cos \alpha = \frac{m \cdot V^2}{R}\}$$

$$\text{na direção do eixo } y \quad \{N \cdot \text{cos} \alpha - Fat \text{sen} \alpha - P = 0\}$$

$$N \cdot \text{sen} \alpha + N \cdot f \cdot \text{cos} \alpha = \frac{m \cdot V^2}{R}$$

$$N \cdot \text{cos} \alpha - N \cdot f \cdot \text{sen} \alpha = m \cdot g$$

dividindo membro a membro e simplificando, temos: $\frac{\text{sen} \alpha + f \cdot \text{cos} \alpha}{\text{cos} \alpha - f \cdot \text{sen} \alpha} = \frac{V^2}{R \cdot g}$

dividindo denominador e numerador por $\text{cos} \alpha$, $\frac{tg \alpha + f}{1 - f \cdot tg \alpha} = \frac{V^2}{R \cdot g}$

como $tg \alpha$ e f são pequenos, o produto dos dois pode ser desprezado em relação aos demais. Então,

$$g(e + f) = \frac{V^2}{R}$$

Valores-limite da superelevação

O valor da superelevação e a ser adotado para uma determinada curva circular deve ser limitado a um valor máximo por razões de segurança.

Uma curva com superelevação excessivamente alta pode provocar o deslizamento do veículo para o interior da curva ou mesmo o tombamento, se a velocidade for muito baixa ou se o veículo parar por qualquer motivo.

Casos como esses podem ocorrer, por exemplo, em curvas localizadas em aclives fortes, onde caminhões pesados, com centro de gravidade alto, trafegam com baixas velocidades.

Os valores máximos para superelevação adotados em projetos são, segundo a AASHTO (1), determinados em função dos seguintes fatores:

- Condições climáticas, isto é, frequência de chuvas e eventual ocorrência de neve ou gelo.
- Condições topográficas do local.
- Localização (área rural ou urbana).
- Velocidade média do tráfego.

Em rodovias rurais ou urbanas com alta velocidade de projeto, é recomendada a inclinação máxima de 10% como valor máximo, podendo chegar a 12%.

Em regiões sujeitas à ocorrência de neve ou gelo não deve ser adotada inclinação maior que 8%.

Onde existe congestionamento de tráfego, ou freqüentemente o tráfego é lento, os valores da superelevação não devem ultrapassar 4% ou 6%.

Em locais previstos para baixa velocidade, como interseções em nível e dispositivos de canalização de tráfego, a superelevação pode ser desprezada.

Como limitação inferior, temos $e_{\text{mín}} = 0\%$, pois não teria sentido utilizar superelevação contrária à que necessitamos para o veículo descrever a curva. Observe que 0% é um

valor teórico; na prática, usamos uma pequena inclinação para escoamento de águas pluviais.

Valores máximos do coeficiente de atrito

A força de atrito surge como consequência do atrito transversal entre o pneu do veículo e o pavimento. Vimos, na introdução, que essa força, que é o produto da força normal pelo coeficiente de atrito, aumenta à medida que é solicitada até um valor máximo, quando o veículo começa a deslizar.

O valor do atrito máximo depende do tipo e das condições do pavimento e dos pneus; essas variáveis são difíceis de ser definidas, principalmente porque é necessário que o projeto utilize fatores que representem as condições mais desfavoráveis.

Para a escolha de um valor a ser utilizado no projeto (que chamamos de $f_{m\acute{a}x}$), a AASHTO (1) analisou diversas experiências a fim de determinar o maior valor de f que não cause ao motorista a sensação de escorregamento.

Os resultados das experiências analisadas pela AASHTO (1) são mostrados na Figura 6.3.

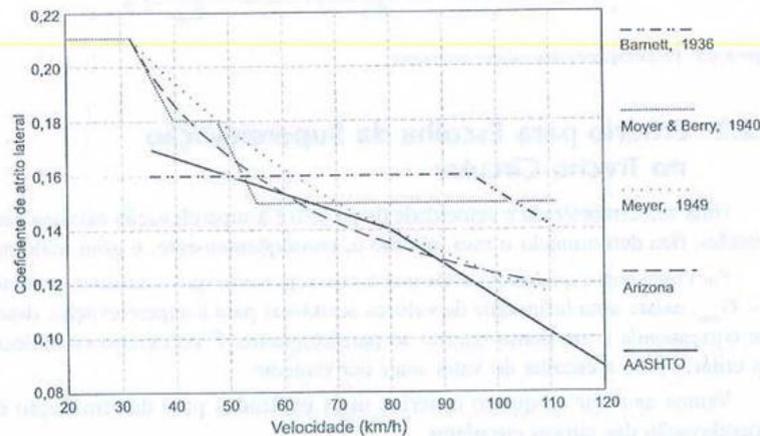


Figura 6.3 Valores propostos para o coeficiente de atrito máximo (figura publicada pela AASHTO (1)).

Os resultados apresentados mostram que $f_{m\acute{a}x}$ diminui à medida que a velocidade de projeto aumenta.

O traço contínuo indica os valores propostos pela AASHTO (1) para projetos de rodovias: os valores propostos para $f_{m\acute{a}x}$ variam linearmente de 0,17 para 30 km/h até 0,14 para 80 km/h. A partir de então variam também linearmente, até 0,09 para 120 km/h.

A Tabela 6.1 mostra os valores da Figura 6.3 propostos para projetos de rodovias rurais e urbanas de alta velocidade.

Tabela 6.1 Valores do coeficiente de atrito máximo.

Velocidade de projeto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$f_{m\acute{a}x}$	0,17	0,17	0,16	0,15	0,15	0,14	0,13	0,12	0,10	0,09

Os valores dessa tabela podem ser calculados pelas equações:

$$f_{m\acute{a}x} = 0,24 - Vp/800 \quad \text{para } Vp \geq 80 \text{ km/h}$$

$$f_{m\acute{a}x} = 0,188 - Vp/1.667 \quad \text{para } Vp \leq 80 \text{ km/h}$$

O coeficiente de atrito também é limitado inferiormente, para uso em projetos, pelo valor zero, apesar da possibilidade de ocorrer “atrito negativo”, o qual segura o veículo que tem tendência de deslizar em direção ao centro da curva.

Relação entre superelevação e raio

Da equação $g(e + f) = \frac{V^2}{R}$ podemos tirar as seguintes conclusões:

1. $g \cdot e + g \cdot f = \frac{V^2}{R} = Ac$ = aceleração centrípeta.

A aceleração centrípeta, que é a força centrípeta dividida pela massa do veículo, é formada por duas parcelas: uma devida ao atrito ($g \cdot f$) e outra devida à superelevação ($g \cdot e$), como esperávamos.

2. $R = \frac{V^2}{g \cdot (e + f)}$ fornece a relação entre a velocidade, a superelevação da curva e o atrito “utilizado”, com o raio da trajetória descrita pelo veículo.

Como, na prática, costuma-se usar a velocidade em km/h e o raio em metros, transformando as unidades temos (já substituindo g por seu valor $9,81 \text{ m/s}^2$):

$$R = \frac{V^2}{127 \cdot (e + f)}$$

para R em metros e V em km/h, sendo e e f adimensionais.

Os valores adotados pela AASHTO (1) na Tabela 6.1 foram escolhidos em função de uma condição de conforto, isto é, valores bem abaixo do atrito na iminência do escorregamento. Se usarmos a superelevação máxima admitida para a estrada e o coeficiente de atrito máximo para a velocidade de projeto, teremos o menor raio que pode ser utilizado para o trecho com segurança.

$$\text{Assim, } R_{\min} = \frac{Vp^2}{127 \cdot (e_{\max} + f_{\max})}$$

Outra limitação para o raio deve ser observada para curvas com deflexão até 5° , a fim de que o desenvolvimento não fique muito pequeno, o que não seria conveniente do ponto de vista estético. Para essas deflexões, o aumento do raio traz grandes benefícios e altera muito pouco a posição do traçado.

As Normas para Projeto de Estradas do DNER (5) estabelecem:

$$D = 30 \cdot (10 - AC)$$

em que:

D = desenvolvimento do trecho circular (m)

AC = deflexão = ângulo central (graus)

$$3. \quad e + f = \frac{V^2}{g \cdot R} = \frac{V^2 \cdot G}{g \cdot 1.146} \quad \Leftrightarrow \quad e = K \cdot G - f$$

em que $K = \frac{V^2}{1.146 \cdot g}$ é constante.

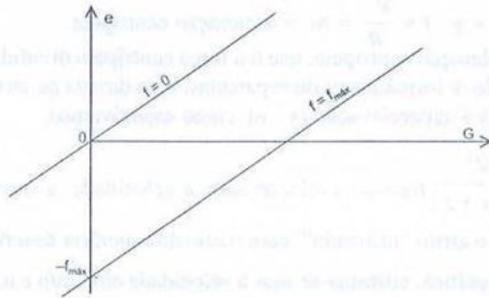


Figura 6.4 Relação entre superelevação e grau.

Para um dado valor de f , a superelevação é proporcional a G (grau da curva), ou seja, se fixarmos f , a relação entre e e G será linear. Isso nos permite traçar o gráfico de e em função de G , que, para um coeficiente de atrito nulo, é uma reta passando pela origem, cujo coeficiente angular é $V^2/1.146 \cdot g$. Da mesma forma, se quisermos o atrito máximo, teremos uma reta paralela à primeira, cortando o eixo das ordenadas em $-f_{\max}$.

Qualquer reta paralela às duas fornece a relação entre e e G para um determinado f que pode ser interpolado entre zero e f_{\max} .

6.2.1 Paralelogramo dos Valores Aceitáveis

Impostas as limitações ao coeficiente de atrito e à superelevação, o gráfico de e em função de G fica reduzido a um paralelogramo, sendo que há segurança para todos os pares de valores cujo ponto correspondente esteja em seu interior. Para os valores cuja representação gráfica se encontra fora do paralelogramo, não se pode garantir a segurança do veículo.

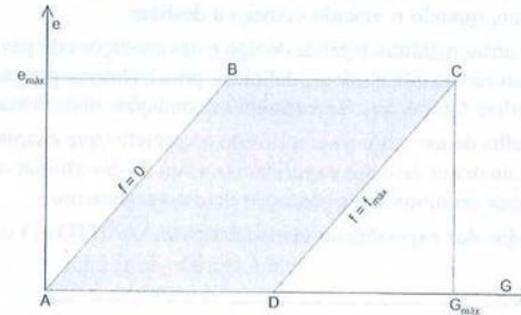


Figura 6.5 Paralelogramo dos valores aceitáveis.

6.2.2 Critério para Escolha da Superelevação no Trecho Circular

Uma vez estabelecida a velocidade de projeto e a superelevação máxima para o trecho, fica determinado o raio mínimo e , conseqüentemente, o grau máximo.

Para uma curva qualquer, desde que o raio seja maior que o mínimo, portanto $G < G_{\max}$, existe uma infinidade de valores aceitáveis para a superelevação, desde que corresponda a um ponto interno ao paralelogramo. É necessário estabelecer um critério para a escolha do valor mais conveniente.

Vamos analisar os quatro critérios mais utilizados para determinação da superelevação das curvas circulares.

Critério 1

Oferecer o máximo conforto possível aos veículos que trafeguem na velocidade de projeto. Quanto menor o atrito, maior o conforto dos passageiros e a estabilidade do veículo devido à menor tendência ao deslizamento. O maior conforto possível ocorre quando o ponto cai sobre a reta AB do paralelogramo da Figura 6.5 ou 6.6 ($f = 0$). Utilizar este critério seria escolher a superelevação de maneira que o ponto caia sempre sobre as retas AB ou BC.

Este critério oferece conforto máximo para veículos que trafegam à velocidade de projeto.

Critério 2

Consiste em escolher a superelevação de forma a proporcionar o conforto máximo ao veículo que percorrer a estrada na velocidade média de operação V_m , isto é, escolher a superelevação de forma que o ponto caia sobre a reta AE ou EC da Figura 6.6.

A reta obtida nas condições $V = V_m$ e $f = 0$ tem equação

$$e = \frac{V_m^2 \cdot G}{g \cdot 1.146}$$

em que:

G = grau da curva

g = aceleração da gravidade

Um exemplo de uso deste critério é o método de Barnett, usado no projeto de muitas estradas. Barnett (2) usa o critério 2, definindo o valor $V = \frac{3}{4} V_p$.

Critério 3

Escolher a superelevação de maneira que o ponto caia sempre sobre a diagonal maior do paralelogramo (Figura 6.6).

Neste critério, a superelevação e o coeficiente de atrito variam sempre na mesma proporção. Oferece mais conforto que os critérios anteriores para veículos que têm velocidade abaixo da média.

Este critério tem sido adotado em projetos de estradas onde é significativo o tráfego de veículos pesados ou são esperados altos volumes de tráfego com frequência. Foi adotado pelo DERSA do Estado de São Paulo no projeto das rodovias dos Imigrantes e dos Bandeirantes.

Critério 4

O critério conhecido como método da AASHTO (1) consiste em traçar a reta AE da Figura 6.6 (mesma reta do critério 2) e concordá-la com a reta EC, no ponto C (G_{max}), por meio de uma parábola. A linha assim obtida (linha 4 da Figura 6.6) dará a superelevação em função do grau.

Este método proporciona maior conforto aos veículos que trafegam próximos da velocidade média de percurso V_m nas curvas horizontais de raios grandes ou pequenos. Para curvas de raios médios, fornece valores intermediários entre os critérios 2 e 3. O método da AASHTO (1) é o critério mais utilizado em projetos de estradas.

A Figura 6.6 mostra o paralelogramo (ABCD) dos valores aceitáveis para e e as linhas que fornecem os valores da superelevação em função do grau da curva para os quatro critérios analisados (11).

A Figura 6.7 mostra como varia o coeficiente de atrito f , nos quatro critérios apresentados, para um veículo que percorrer a curva na velocidade de projeto V_p .

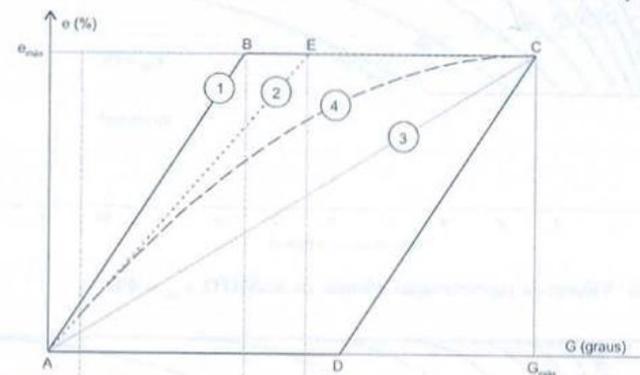


Figura 6.6 Métodos de obtenção da superelevação.

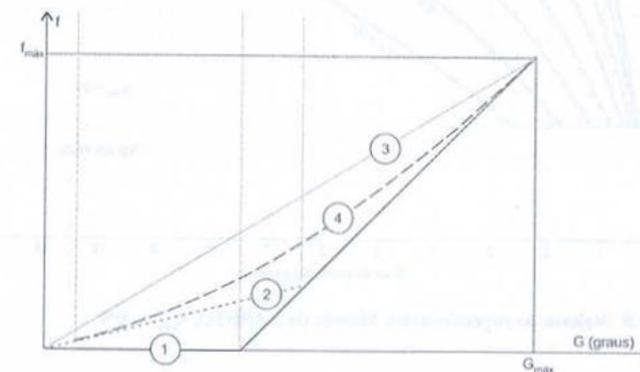


Figura 6.7 Variação do atrito.

As Figuras 6.8, 6.9, 6.10, 6.11 e 6.12 mostram as curvas da superelevação (e) em função do grau da curva (G), calculadas pelo método da AASHTO (1) para e_{\max} igual a 4%, 6%, 8%, 10% e 12%, respectivamente.

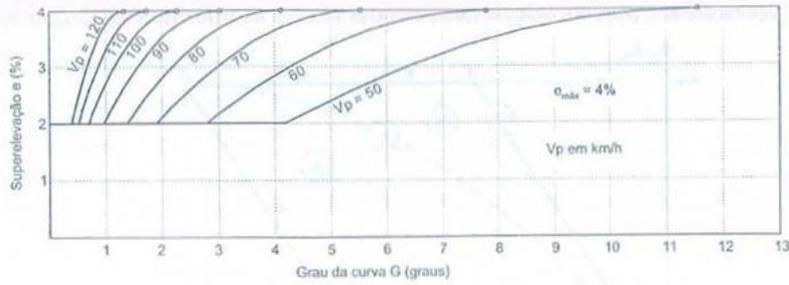


Figura 6.8 Valores da superelevação. Método da AASHTO, $e_{\max} = 4\%$.

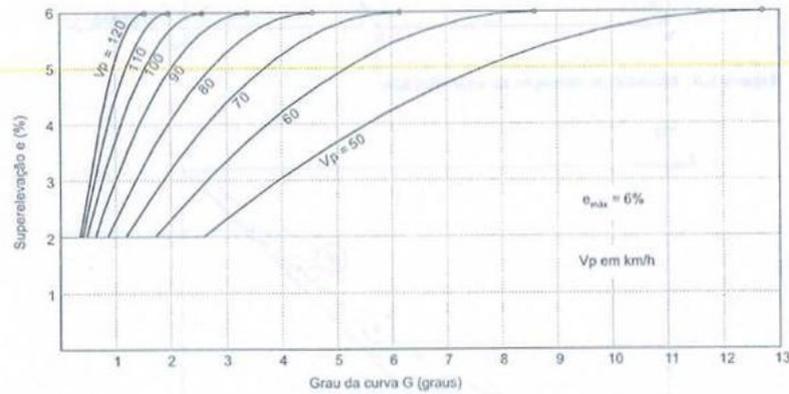


Figura 6.9 Valores da superelevação. Método da AASHTO, $e_{\max} = 6\%$.

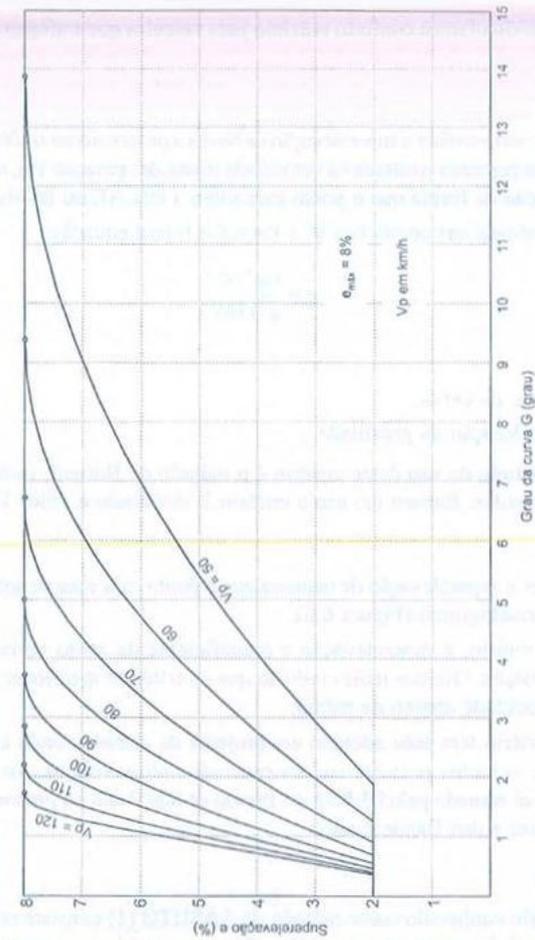


Figura 6.10 Valores da superelevação. Método da AASHTO, $e_{\max} = 8\%$.

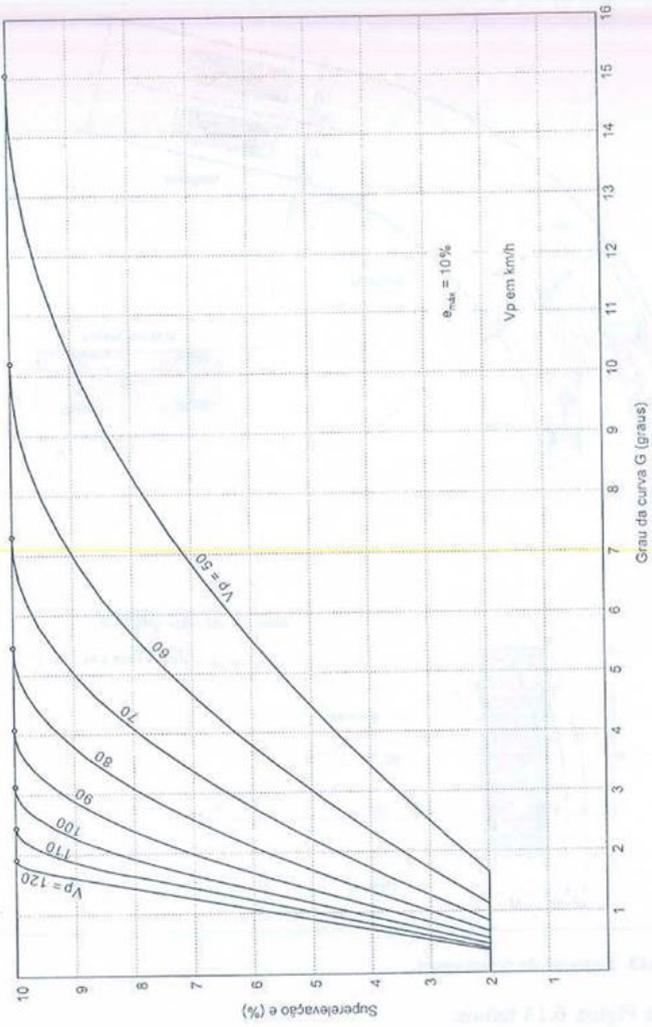


Figura 6.11 Valores da superelevação. Método da AASHTO. $e_{max} = 10\%$.

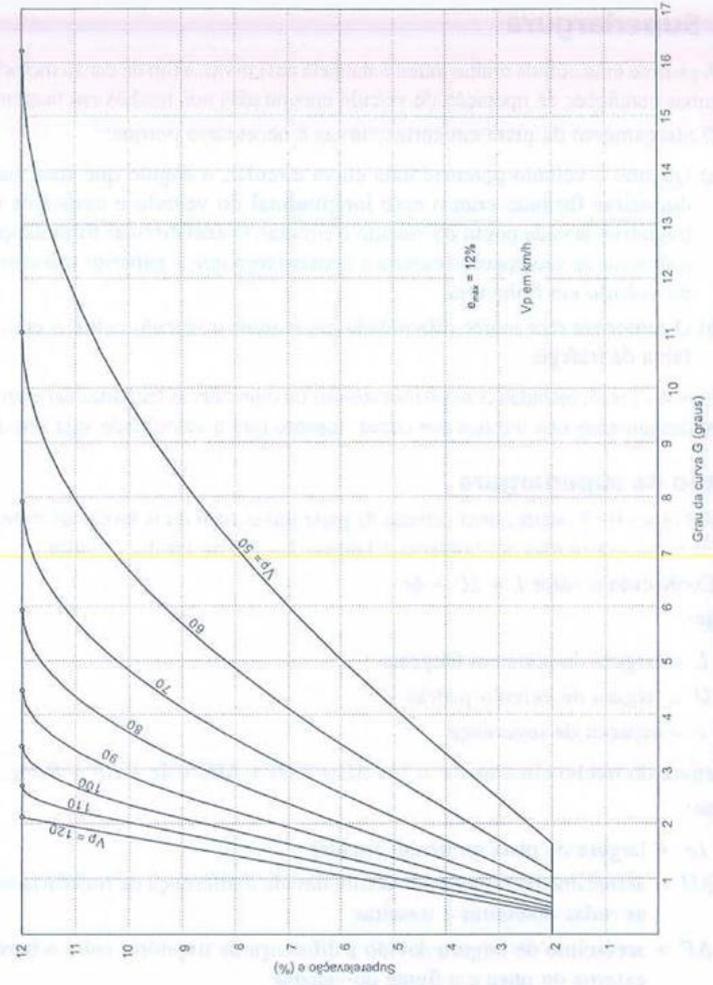


Figura 6.12 Valores da superelevação. Método da AASHTO. $e_{max} = 12\%$.

6.3 Superlargura

A pista de uma estrada muitas vezes é alargada nas curvas, a fim de dar ao motorista as mesmas condições de operação do veículo encontradas nos trechos em tangente.

O alargamento da pista em certas curvas é necessário porque:

- a) Quando o veículo percorre uma curva circular, o ângulo que suas rodas dianteiras formam com o eixo longitudinal do veículo é constante e a trajetória de cada ponto do veículo é circular. O anel circular formado pela trajetória de seus pontos externos é mais largo que o gabarito transversal do veículo em linha reta.
- b) O motorista tem maior dificuldade em manter o veículo sobre o eixo da faixa de tráfego.

Devido a isso, estradas com pistas estreitas ou com curvas fechadas necessitam de um alargamento nos trechos em curva, mesmo que a velocidade seja baixa.

Cálculo da superlargura

A Figura 6.13 mostra uma estrada de pista única com duas faixas de tráfego, com largura L no trecho em tangente e largura $L_c > L$ no trecho circular.

Conhecido o valor $L = 2U + 4c$

em que:

- L = largura da pista em tangente
- U = largura do veículo-padrão
- c = espaços de segurança

e a largura do trecho circular, $L_c = L + \Delta L = 2(U + \Delta U) + 4c + \Delta F + B + z$,

em que:

- L_c = largura da pista no trecho circular
- ΔU = acréscimo de largura do veículo devido à diferença de trajetória entre as rodas dianteiras e traseiras
- ΔF = acréscimo de largura devido à diferença de trajetória entre a borda externa do pneu e a frente do veículo
- B = distância entre a borda externa do pneu traseiro e a lateral do veículo
- z = espaço de segurança para compensar a maior dificuldade de operação do veículo nas curvas

a superlargura da estrada no trecho circular será: $\Delta L = L_c - L$,

ou seja, $\Delta L = 2\Delta U + \Delta F + B + z$.

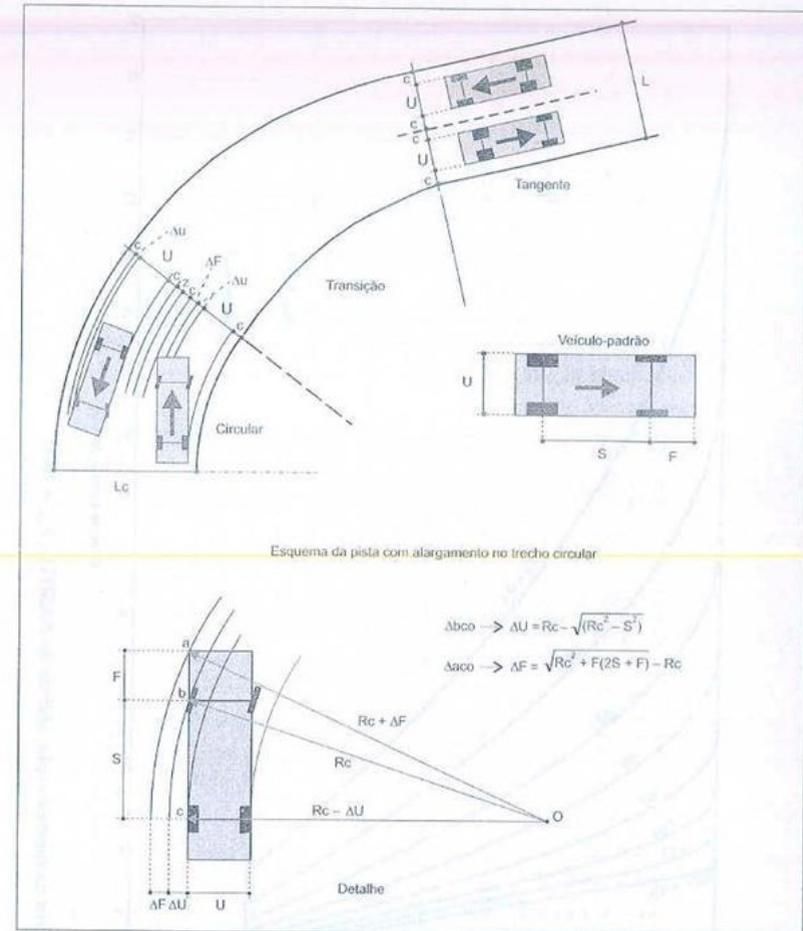


Figura 6.13 Esquema da superlargura.

Da Figura 6.13 temos:

$$\Delta U = Rc - \sqrt{Rc^2 - S^2}$$

$$\Delta F = \sqrt{Rc^2 + F \cdot (2S + F)} - Rc$$

em que:

R_c = raio da curva circular

S = distância entre eixos do veículo-padrão

F = distância entre o eixo dianteiro e a frente do veículo-padrão

Para z , aconselha-se o seguinte valor:

$$z = \frac{V_p}{10\sqrt{R_c}}$$

em que:

z = espaço de segurança (m)

V_p = velocidade de projeto (km/h)

R_c = raio da curva circular (m)

Para determinação do valor de ΔL é necessário, inicialmente, escolher o veículo representativo do tráfego esperado para a estrada, que servirá de base para o projeto (veículo-padrão). Nas estradas de tráfego misto – veículos de passeio e caminhões – é aconselhável o uso de um caminhão para veículo-padrão, pois é a condição mais desfavorável.

Há uma grande diferença de dimensões entre os diversos veículos, o que influi de forma significativa no projeto de interseções e de vias urbanas, mas, nas estradas que possuem raios maiores que 200 m e velocidade de projeto acima de 60 km/h, o espaço ocupado pelos diversos tipos de caminhões na pista é praticamente o mesmo; nem a existência de caminhões articulados precisa ser considerada.

A AASHTO (1) recomenda os seguintes valores para as dimensões do veículo-padrão:

Veículo de passeio:

largura	$U = 1,80$ m
distância entre eixos	$S = 3,40$ m
frente do veículo	$F = 1,50$ m
distância lateral	$B = 0,15$ m
espaços de segurança (para pista de 7,20 m)	$c = 0,90$ m

Caminhão SU:

largura	$U = 2,60$ m
distância entre eixos	$S = 6,10$ m
frente do veículo	$F = 1,80$ m

distância lateral

$B = 0,00$ m

espaços de segurança (para pista de 7,20 m)

$c = 0,50$ m

Para o cálculo do alargamento nas curvas de rodovias, pode-se usar o caminho-padrão SU.

Para pistas com mais de duas faixas de tráfego, pode-se usar o mesmo processo de cálculo adotado para as rodovias de duas faixas, resultando:

$$\Delta L = N \Delta U + (N - 1) (\Delta F + B) + z$$

$$L_c = N (U + \Delta U + 2c) + (N - 1) (\Delta F + B) + z$$

em que: N = número de faixas de tráfego da pista.

Estudos mostram que, em um trecho reto de estrada, o espaço de segurança lateral necessário para a ultrapassagem de veículos em pistas de duas faixas com mão única de direção é menor que o necessário para o cruzamento de veículos de sentidos opostos nas pistas de duas faixas com dois sentidos de tráfego. Não há evidência de que exista essa diferença nos trechos em curva.

Por essa razão, o processo de cálculo de L_c apresentado pode ser usado tanto para pistas com sentido único de tráfego como para pistas com dois sentidos.

A parte fixa do custo de execução do alargamento da pista é sempre significativa; por isso, recomenda-se assumir o valor 0,60 m sempre que o cálculo indicar valor menor que esse. Por outro lado, superlarguras menores que 0,20 m podem ser desprezadas porque o benefício é muito pequeno.

6.3.1 Distribuição da Superlargura

A Figura 6.13 mostra que, para a obtenção da largura L_c no trecho circular, há um trecho com largura variável onde, de forma gradativa, a pista passa da largura L para a largura L_c . O processo de obtenção dessa variação é chamado de *distribuição da superlargura*.

Nas curvas circulares sem transição, a superlargura deve ser feita no lado interno da curva. Nas curvas com transição, poderá ser feita metade de cada lado ou toda do lado interno. No primeiro caso, a borda externa da pista poderá apresentar uma pequena curva reversa. No segundo caso, a curva terá um aspecto melhor, além de execução mais fácil. Em ambos os métodos, a pintura de sinalização divisória das faixas de tráfego deverá ficar no meio da pista.

Para uma operação confortável, é desejável que o comprimento do trecho de largura variável seja grande, fazendo com que a variação da largura por metro de pista seja pequena. Uma boa solução é fazer a distribuição da superlargura coincidir com a distribuição da superelevação, entretanto, devido ao custo de construção, muitas vezes a distribuição da superlargura é feita em trechos menores.

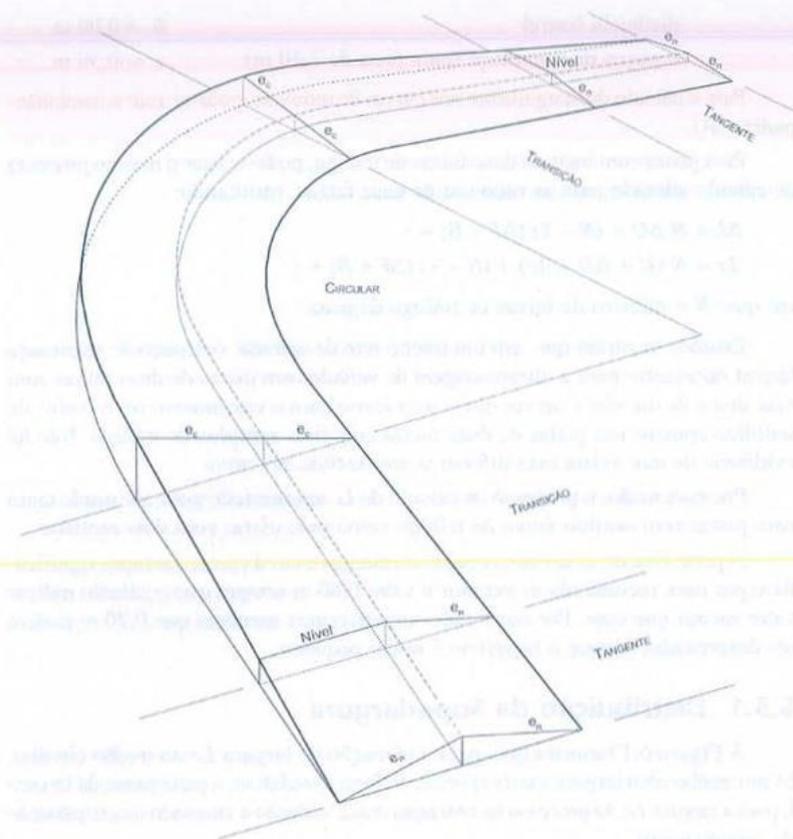


Figura 6.14 Variação da superelevação ao longo de uma curva – giro em torno da borda interna.

6.4 Distribuição da Superelevação em Pistas Simples

Já vimos que, para passar da seção normal para a seção com a superelevação calculada para o trecho circular, necessitamos de uma certa extensão a fim de que a variação da inclinação transversal seja feita gradativamente, garantindo um aspecto que inspire confiança ao motorista. Também é importante para evitar que o giro sofrido pelo veículo, ao redor de seu eixo longitudinal, seja muito rápido.

O comprimento mínimo necessário para a variação da seção transversal foi calculado na Seção 4.5, critério estético:

$$L_{s_{\min}} = e \cdot l_f / (0,9 - 0,005 \cdot Vp) \quad \text{para } Vp \leq 80 \text{ km/h}$$

$$L_{s_{\min}} = e \cdot l_f / (0,71 - 0,0026 \cdot Vp) \quad \text{para } Vp \geq 80 \text{ km/h}$$

A AASHTO (1) recomenda, ainda, que o comprimento assim obtido seja usado também como comprimento mínimo para a curva de transição, a fim de evitar valores diferentes, ou seja, recomenda que o giro seja feito na curva de transição. Foi exatamente o que fizemos ao incluir no cálculo do comprimento mínimo de transição o critério estético ou de rampa relativa. Assim, basta fazer a variação da inclinação transversal ao longo da espiral, adotando valor zero no TS.

6.4.1 Variação da Inclinação Transversal

A variação da inclinação será linear com o comprimento, pois, como vimos na Seção 4.2, se a curva adotada para a transição for uma espiral, o grau da curva varia linearmente com o comprimento percorrido.

Na reta, teoricamente não deveria haver inclinação transversal, entretanto, na prática adota-se uma pequena inclinação, geralmente de -2% , para escoamento das águas pluviais. Estamos adotando a convenção de sinal positivo quando sobe do eixo para a borda e negativo quando desce. Assim, na reta, temos uma inclinação negativa, que chamaremos de inclinação normal (e_n).

Como adotamos inclinação zero no TS, é necessária uma extensão na tangente (L_t) para eliminar a inclinação negativa, o que é feito com a mesma taxa de variação da curva de transição. Designaremos por SN (seção normal) o último ponto da tangente que possui inclinação normal. Portanto, $[SN] = [TS] - L_t$.

A inclinação da faixa interna, isto é, a que fica do lado do centro da curva, será negativa no trecho circular e na tangente. Assim, é conveniente manter esse valor até o ponto em que ocorreria se partisse de zero do TS, em vez de aumentar para depois diminuir. Isso ocorre no ponto em que a inclinação da faixa externa tem valor simétrico de e_n e fica na espiral, a uma distância L_t do TS. É o ponto em que as duas faixas passam a formar um só plano e que designaremos por SP (seção plana). SP é simétrico de SN em relação ao TS.

A variação da inclinação de cada faixa na transição de entrada está representada no esquema da Figura 6.15. A transição de saída é análoga e simétrica.

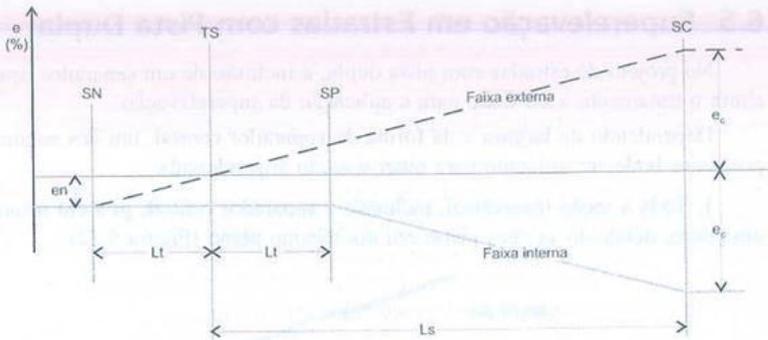


Figura 6.15 Inclinação transversal das faixas de tráfego.

6.4.2 Variação das Cotas do Eixo e das Bordas

Para obter a seção superelevada, devemos girar cada faixa de tráfego ao redor de um ponto fixo. Conforme o ponto da pista que adotamos como fixo, temos três maneiras de distribuir a superelevação ao longo da curva.

Giro ao redor do eixo

Nesse caso, a borda externa sobe, a borda interna desce e o eixo fica fixo em relação ao perfil de referência.

A Figura 6.16 é uma sucessão de algumas seções entre o SN e o SC, mostrando a inclinação das faixas e a posição relativa do eixo e das bordas.

O esquema da variação longitudinal das cotas em relação ao perfil de referência pode ser visto na Figura 6.19.

A vantagem dessa distribuição é que a cota do eixo não se altera com a superelevação e a variação das cotas das bordas é pequena.

Giro ao redor da borda interna

Neste caso, a borda interna, que é o ponto mais baixo, permanece fixa, o eixo sobe e a borda externa sobe mais ainda em relação ao perfil de referência.

A Figura 6.17 mostra uma sucessão de seções ao longo da curva.

O esquema da variação longitudinal das cotas pode ser visto na Figura 6.20.

Observe que, apesar de a taxa de variação da inclinação ser a mesma, a partir do SP dobra a taxa de variação da cota da borda externa (Figura 6.20). Isso porque, a partir desse ponto, dobra o braço de giro, como pode ser visto na Figura 6.17.

A vantagem dessa distribuição é que nenhum ponto da pista desce em relação ao perfil de referência. É o melhor processo do ponto de vista da drenagem superficial. Esse processo gera uma boa condição estética e a superelevação é mais visível, o que dá maior confiança ao motorista.

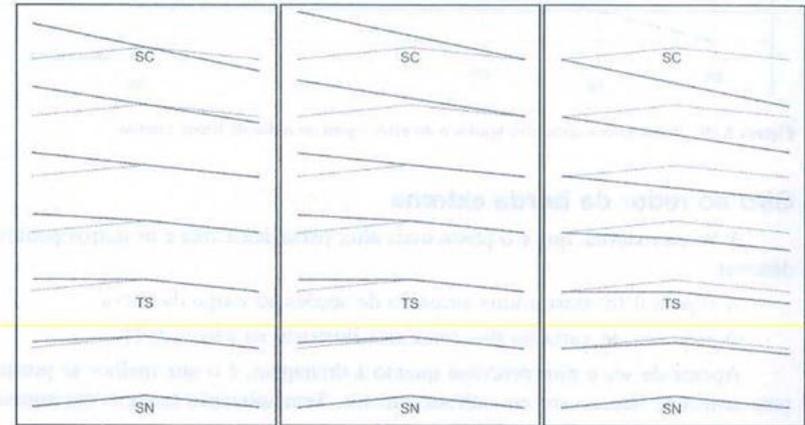


Figura 6.16 Giro ao redor do eixo.

Figura 6.17 Giro ao redor da borda interna.

Figura 6.18 Giro ao redor da borda externa.

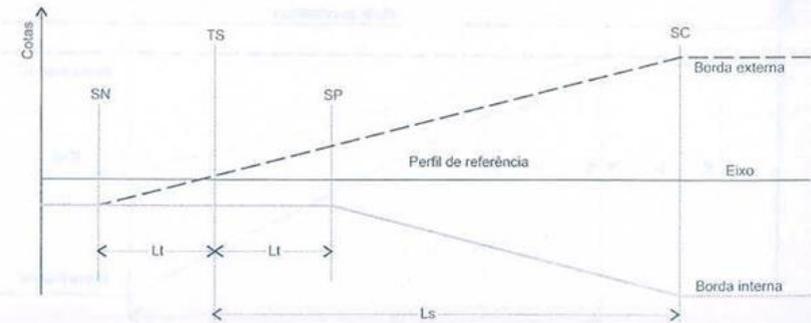


Figura 6.19 Variação das cotas das bordas e do eixo - giro ao redor do eixo.

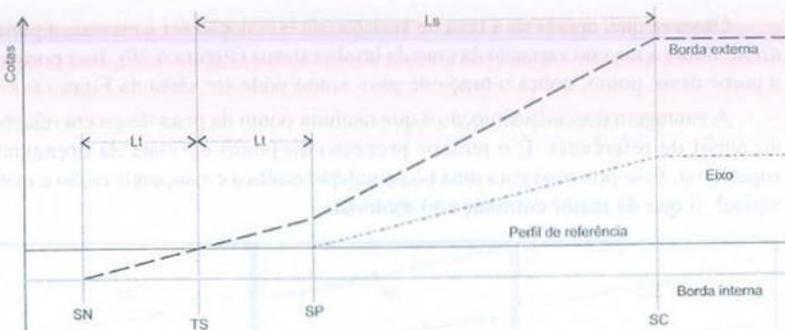


Figura 6.20 Variação das cotas das bordas e do eixo – giro ao redor da borda interna.

Giro ao redor da borda externa

A borda externa, que é o ponto mais alto, permanece fixa e os outros pontos descem.

A Figura 6.18 mostra uma sucessão de seções ao longo da curva.

O esquema de variação das cotas está ilustrado na Figura 6.21.

Apesar de ser o pior processo quanto à drenagem, é o que melhor se presta para ramos de intercesso em entroncamentos. Tem aplicação também em alguns casos de pista dupla.

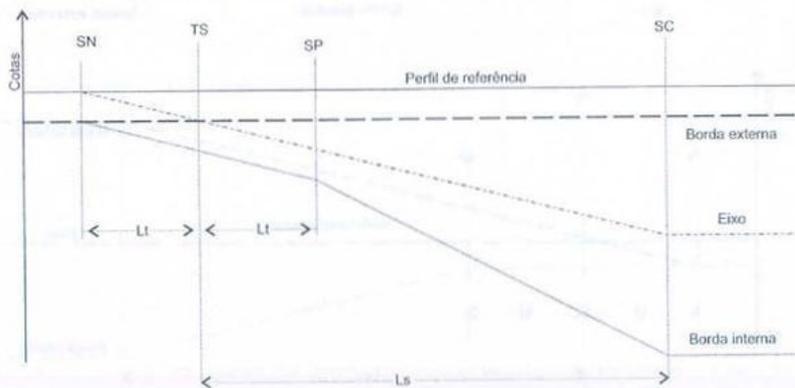


Figura 6.21 Variação das cotas das bordas e do eixo – giro ao redor da borda externa.

6.5 Super elevação em Estradas com Pista Dupla

No projeto de estradas com pista dupla, a inclusão de um separador central altera o tratamento a ser dado para a aplicação da super elevação.

Dependendo da largura e da forma do separador central, um dos seguintes processos pode ser utilizado para obter a seção super elevada:

1. Toda a seção transversal, inclusive o separador central, gira em torno de um ponto, deixando as duas pistas em um mesmo plano (Figura 6.22).

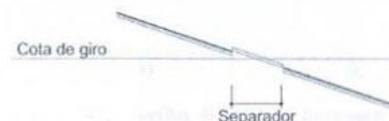


Figura 6.22 Giro ao redor do eixo da estrada.

2. O separador central é mantido na horizontal (com exceção da valeta de escoamento de águas pluviais) e as duas pistas giram separadamente em torno das bordas do separador (Figura 6.23).

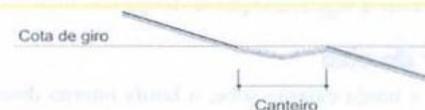


Figura 6.23 Giro ao redor das bordas da pista.

3. As duas pistas são tratadas separadamente, o que resulta em uma diferença de cotas entre as bordas do separador central (Figura 6.24).



Figura 6.24 Giro ao redor do centro das pistas.

O primeiro processo só é utilizado para separadores estreitos e valores baixos da super elevação, quando sua aplicação não leva a diferenças substanciais entre as cotas das bordas externas da pista. É adequado, para esse caso, um separador de concreto com guias.

O segundo processo é aplicável a separadores de qualquer largura, sendo mais usados para os de largura média. Mantém as bordas do separador no mesmo nível,

obtendo a superelevação com giro somente das pistas. Observe que uma pista sofre giro ao redor da borda interna e a outra ao redor da borda externa. São adequados para esse caso tanto separadores de concreto quanto canteiros gramados.

O terceiro processo é usado para canteiros largos, quando o espaço entre as bordas e a drenagem central não tem inclinações muito fortes.

Alguns projetos de auto-estradas com mais de uma pista tratam-nas como se fossem estradas independentes, isto é, cada pista pode ter o perfil ou o traçado diferente das demais. Os canteiros centrais podem ter largura variável. Nesse caso, a superelevação é projetada separadamente para cada pista.

6.6 Superelevação com Superlargura

Nas curvas com superelevação e superlargura concomitantes, quando a superlargura é colocada no lado interno da curva, as cotas podem ser calculadas da seguinte maneira:

1. Giro ao redor do eixo:

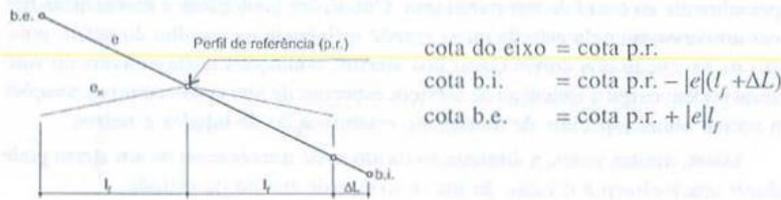


Figura 6.25 Giro ao redor do eixo.

Observação: o valor da inclinação transversal de cada faixa de tráfego é positivo quando sobe do eixo para a borda, e negativo quando desce.

2. Giro ao redor da borda interna:

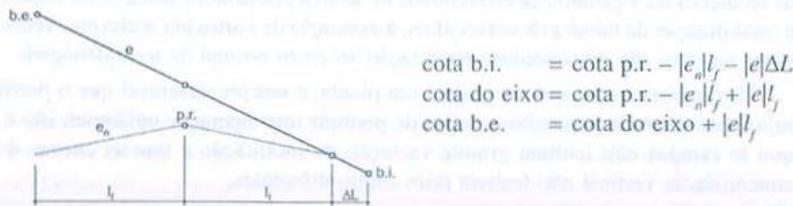


Figura 6.26 Giro ao redor da borda interna.

3. Giro ao redor da borda externa:

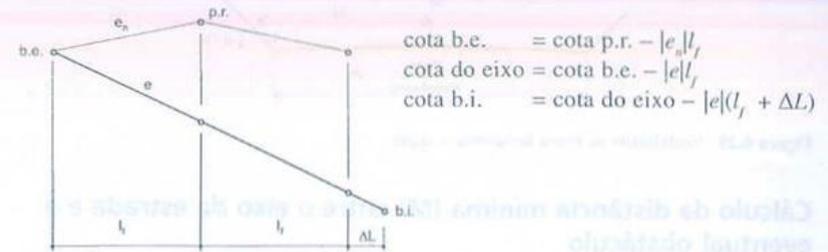


Figura 6.27 Giro ao redor da borda externa.

6.7 Condição de Visibilidade nas Curvas Horizontais

Vimos na Seção 2.3.1 que a distância de visibilidade de frenagem (Df) tem de ser respeitada ao longo de todo o percurso da estrada.

Nas curvas horizontais dentro de cortes, onde o talude interno impede uma visão total da curva (Figuras 6.28 e 6.29), ou nas curvas em aterro, onde existem obstáculos à visibilidade, é necessário que o motorista que percorre a faixa de tráfego interna da curva possa ver um obstáculo sobre sua faixa a uma distância suficiente para parar o veículo com segurança.

Assim, todas as curvas do traçado devem, necessariamente, garantir uma distância de visibilidade maior ou igual à distância de frenagem (Df).

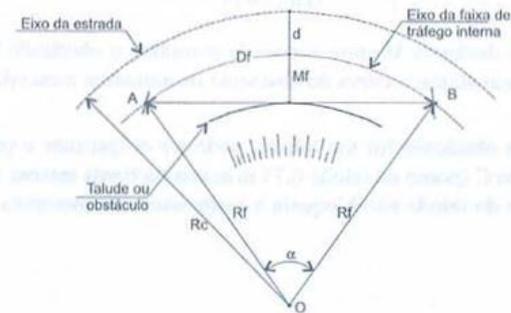


Figura 6.28 Visibilidade na curva horizontal - planta.



Figura 6.29 Visibilidade na curva horizontal – seção.

Cálculo da distância mínima (M) entre o eixo da estrada e o eventual obstáculo

M = distância mínima entre o eixo da estrada e o obstáculo (m)

M_f = distância entre o eixo da faixa interna e o obstáculo (m)

d = distância entre o eixo da estrada e o eixo da faixa interna (m)

R_c = raio da curva horizontal (m)

R_f = raio do eixo da faixa de tráfego interna (m)

D_f = arco AB = distância mínima de frenagem (m)

$M = d + M_f$

$R_f = R_c - d$

$\alpha = D_f / R_f$ (rad)

$M_f = R_f(1 - \cos \alpha / 2) = R_f(1 - \cos D_f / 2R_f)$

$$M_{\min} = d + (R_c - d) \left[1 - \cos \frac{D_f}{2(R_c - d)} \right]$$

Quando a distância M entre o eixo da estrada e o obstáculo for menor que M_{\min} , é necessário afastar a curva do obstáculo ou aumentar o raio de forma a obter $M \geq M_{\min}$.

Quando o obstáculo for um talude, pode ser desprezada a parte localizada abaixo do ponto C (ponto do talude 0,75 m acima da borda interna do pavimento), pois essa parte do talude não bloqueia a visibilidade do motorista.

CAPÍTULO 7

Perfil Longitudinal

7.1 Introdução

O perfil longitudinal, ou simplesmente perfil, é o corte do terreno e da estrada projetada por uma superfície vertical que contém o eixo da planta.

Deve ser escolhido de tal forma que permita aos veículos que percorrerem a estrada uma razoável uniformidade de operação.

A escolha do perfil ideal está intimamente ligada ao custo da estrada, especialmente ao custo da terraplenagem. Condições geológicas e geotécnicas das áreas atravessadas pela estrada terão grande influência na escolha do perfil, pois, tanto na execução dos cortes como dos aterros, condições desfavoráveis do solo natural podem exigir a execução de serviços especiais de alto custo, como escavações em rocha, obras especiais de drenagem, estabilização de taludes e outros.

Assim, muitas vezes, a diminuição da altura de um corte ou de um aterro pode reduzir sensivelmente o custo de um determinado trecho da estrada.

Nem sempre essas reduções são possíveis, devido às características técnicas mínimas exigidas, à existência de pontos obrigados como concordância com outras estradas, aos gabaritos de obras civis, às cotas mínimas de aterro necessárias à colocação do leito da estrada acima dos níveis de enchente etc.

Como exemplo, lembramos os serviços complementares necessários à redução de recalques ou à garantia de estabilidade de aterros construídos sobre solos moles, à estabilização de taludes de cortes altos, à execução de cortes em rocha etc. Todos esses serviços são dispendiosos em relação ao custo normal da terraplenagem.

Da mesma forma que no projeto em planta, é sempre desejável que o perfil seja razoavelmente homogêneo, a fim de permitir uma operação uniforme, isto é, que as rampas não tenham grande variação de inclinação e que as curvas de concordância vertical não tenham raios muito diferentes.

Entretanto, a existência de variações acentuadas na topografia da região atravessada obriga, muitas vezes, a execução de trechos de perfil com características técnicas bem diferentes.

Para o projeto do perfil longitudinal da estrada é necessário que inicialmente seja levantado o perfil do terreno sobre o eixo do traçado escolhido.

Na fase de *anteprojeto*, a escala horizontal 1:10.000 é suficiente.

Como as diferenças de altitude são pequenas em relação às distâncias horizontais, sempre é adotada uma escala vertical dez vezes maior que a horizontal a fim de possibilitar uma boa visualização do perfil. Assim, quando for adotada escala horizontal 1:10000, a escala vertical deverá ser 1:1.000.

Na fase de *projeto*, é importante um nivelamento do eixo com maior precisão; normalmente o emprego de escala horizontal 1:2.000 e vertical 1:200 é suficiente.

O perfil do terreno assim obtido é inadequado ao tráfego de veículos por vários motivos: é irregular, pode ter inclinação muito forte, falta de visibilidade, problemas no escoamento de águas pluviais nas baixadas etc. Por isso, é necessário substituir a superfície natural por uma superfície convenientemente projetada. O novo perfil é chamado *perfil do projeto* ou *greide*.

O greide da estrada é composto por uma seqüência de *rampas*, concordadas entre si por *curvas verticais*. O projetista deve, sempre que possível, usar rampas suaves e curvas verticais de raios grandes, de forma a permitir que os veículos possam percorrer a estrada com velocidade uniforme.

Projetos desse tipo são possíveis em regiões de topografia pouco acidentada. Conforme o terreno vai ficando mais acidentado, o uso de rampas suaves e curvas de grandes raios começa a exigir um aumento do movimento de terra (maiores cortes e aterros) e, conseqüentemente, maiores custos.

Nesses casos, a escolha do greide é uma decisão entre melhores condições técnicas com maior custo ou rampas mais acentuadas e curvas de menor raio com um custo menor.

Em termos mais práticos, o perfil de uma estrada é um gráfico cartesiano no qual representamos, em abscissas, o estaqueamento do eixo e, em ordenadas, as cotas do terreno e do projeto, além de outros elementos que completam as informações necessárias à construção da estrada.

Um exemplo de projeto de perfil longitudinal é mostrado na Figura 7.1.

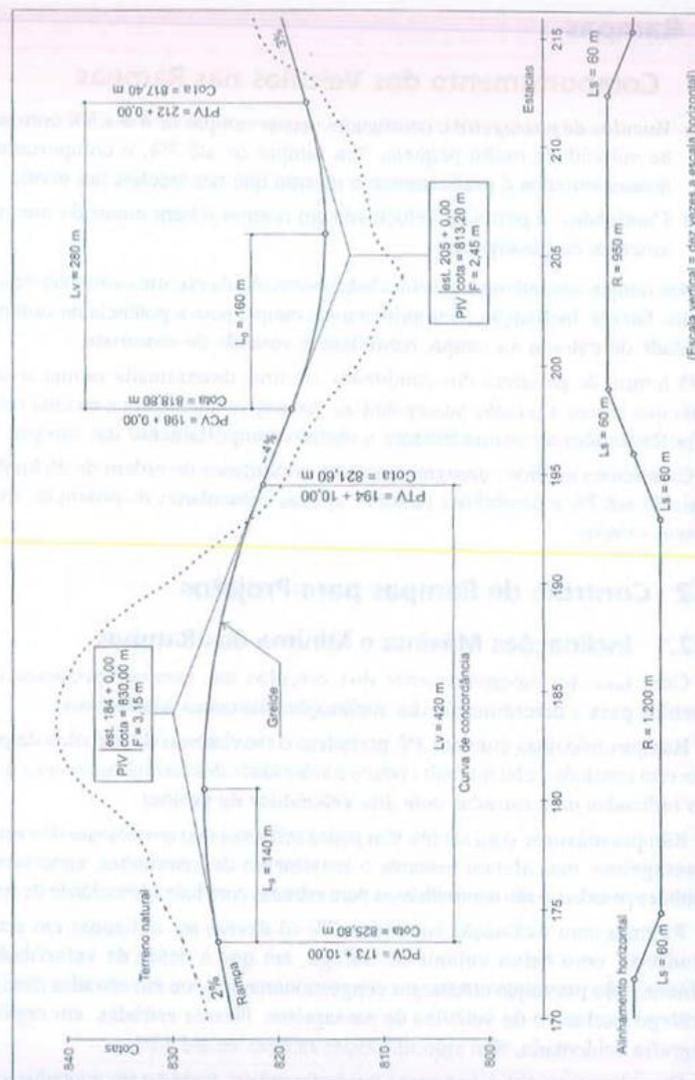


Figura 7.1 Exemplo de perfil longitudinal.

7.2 Rampas

7.2.1 Comportamento dos Veículos nas Rampas

- *Veículos de passageiros*: conseguem vencer rampas de 4% a 5% com perda de velocidade muito pequena. Em rampas de até 3%, o comportamento desses veículos é praticamente o mesmo que nos trechos em nível.
- *Caminhões*: a perda de velocidade em rampas é bem maior do que a dos veículos de passageiros.

Nas rampas ascendentes, a velocidade desenvolvida por um caminhão depende de vários fatores: inclinação e comprimento da rampa, peso e potência do caminhão, velocidade de entrada na rampa, habilidade e vontade do motorista.

O tempo de percurso dos caminhões em uma determinada rampa cresce à medida que cresce a relação peso/potência. Assim, veículos com a mesma relação peso/potência têm aproximadamente o mesmo comportamento nas rampas.

Caminhões médios conseguem manter velocidades da ordem de 25 km/h em rampas de até 7% e caminhões pesados, apenas velocidades da ordem de 15 km/h, nessas rampas.

7.2.2 Controle de Rampas para Projetos

7.2.2.1 Inclinações Máxima e Mínima das Rampas

Com base no comportamento dos veículos nas rampas, podemos obter elementos para a determinação das inclinações máximas admissíveis.

Rampas máximas com até 3% permitem o movimento de veículos de passageiros sem restrições, afetam muito pouco a velocidade dos caminhões leves e médios e são indicadas para estradas com alta velocidade de projeto.

Rampas máximas com até 6% têm pouca influência no movimento dos veículos de passageiros, mas afetam bastante o movimento de caminhões, especialmente caminhões pesados, e são aconselháveis para estradas com baixa velocidade de projeto.

Rampas com inclinação superior a 7% só devem ser utilizadas em estradas secundárias, com baixo volume de tráfego, em que a perda de velocidade dos caminhões não provoque constantes congestionamentos, ou em estradas destinadas ao tráfego exclusivo de veículos de passageiros. Nessas estradas, em regiões de topografia acidentada, têm sido utilizadas rampas de até 12%.

Quando a topografia do terreno for desfavorável, poderão ser adotados valores maiores que os indicados para as rampas máximas, de forma a dar maior liberdade ao projetista, evitando, assim, pesados movimentos de terra, cortes e aterros

excessivamente altos, ou mesmo viadutos e túneis que encarecerão a construção da estrada.

A Tabela 7.1 mostra os valores de inclinações máximas para rampas recomendados pelas Normas para Projeto de Estradas de Rodagem do DNER (5).

Tabela 7.1 Inclinação máxima das rampas (%).

Classe do projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3	4	5
Classe I	3	4,5	6
Classe II	3	5	6
Classe III	3	5 a 6	6 a 7
Classe IV	3	5 a 7	6 a 9

A AASHTO (1) recomenda rampa máxima de 5% para estradas com velocidade de projeto de 110 km/h. Para velocidade de projeto de 50 km/h, rampa máxima de 7% a 12%, dependendo das condições topográficas. Para velocidades de projeto entre 60 km/h e 90 km/h, adotar inclinações intermediárias.

Para rampas com comprimento menor que 150 m ou em trechos em declive, de pistas com um único sentido de tráfego, os valores máximos adotados podem ser acrescidos de até 1%, e em estradas com baixo volume de tráfego, o acréscimo pode ser de até 2%.

Rampas com inclinações mais fortes poderão ser usadas em casos especiais, como ramos de acesso etc., desde que sejam suficientemente curtas.

Nos trechos onde a água de chuva não pode ser retirada no sentido transversal à pista, por exemplo, em cortes extensos ou em pistas com guias laterais, o perfil deverá garantir condições mínimas para o escoamento no sentido longitudinal. Nesses casos, é aconselhável o uso de rampas com inclinação não inferior a 0,5% em estradas com pavimento de alta qualidade e 1% em estradas com pavimento de média e baixa qualidade.

Quando a topografia da região atravessada for favorável e as condições locais permitirem, poderão ser usados trechos em nível (rampa com inclinação 0%), desde que haja condições para a perfeita drenagem da pista.

7.2.2.2 Comprimento Crítico da Rampas

Trechos de estrada com sucessão de rampas muito curtas devem ser evitados, pois criam a necessidade de um grande número de curvas verticais e, consequen-

temente, problemas de visibilidade para ultrapassagem, que reduzem a capacidade de tráfego e afetam a segurança da estrada.

Por outro lado, a utilização de rampas com grande extensão provoca a redução de velocidade dos veículos pesados, dificultando o livre movimento dos veículos mais rápidos e reduzindo, também, a capacidade de tráfego e a segurança da estrada.

O comprimento máximo de uma rampa não é um elemento que possa ser prefixado de uma maneira geral, pois em regiões montanhosas a topografia pode exigir rampas de grande extensão.

O termo *comprimento crítico de uma rampa* é usado para definir o máximo comprimento de uma determinada rampa ascendente na qual o veículo-padrão pode operar sem perda excessiva de velocidade.

O valor do comprimento crítico deve ser determinado em função dos seguintes fatores:

- Relação peso/potência do caminhão tipo escolhido como representativo do tráfego da estrada.
- Perda de velocidade do caminhão tipo na rampa.
- Velocidade de entrada na rampa, fator que depende das condições do trecho que precede a rampa considerada.
- Menor velocidade com a qual o caminhão tipo pode chegar ao final da rampa sem prejuízo acentuado do fluxo de tráfego.

O gráfico da Figura 7.2, obtido para um caminhão nacional de 154 kg/kW e velocidade de entrada na rampa de 80 km/h, permite a determinação do comprimento crítico em função da inclinação da rampa e do valor estabelecido para a perda de velocidade.

A Figura 7.3 mostra o mesmo gráfico publicado pela AASHTO (1) para um caminhão americano de 180 kg/kW e velocidade de entrada na rampa de 90 km/h.

Determinação do comprimento crítico com o uso da Figura 7.2 ou 7.3:

1. O uso do gráfico implica a aceitação do caminhão tipo e da velocidade de entrada utilizados para a elaboração do gráfico.
2. Escolhe-se a maior perda de velocidade aceitável (geralmente 25 km/h).
3. Entra-se no gráfico com o valor da inclinação da rampa e tira-se o comprimento crítico em função da curva de redução de velocidade escolhida.

Os gráficos das Figuras 7.2 e 7.3 também podem ser utilizados para determinação do comprimento crítico mesmo quando a rampa é precedida por outra rampa ascendente. Nesse caso, devemos usar o seguinte procedimento:

- Fixar a redução máxima de velocidade (ΔV).

- Calcular a redução na rampa precedente, entrando no gráfico com a inclinação e o comprimento, obtendo a redução de velocidade nessa rampa ($\Delta'V$).
- Calcular o comprimento crítico da rampa analisada, entrando novamente no gráfico com a inclinação, utilizando a perda de velocidade correspondente a ($\Delta V - \Delta'V$).

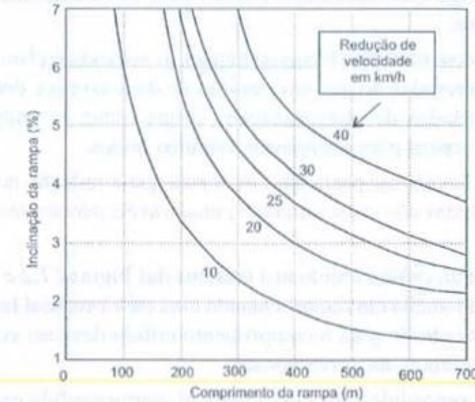


Figura 7.2 Comprimento crítico das rampas – caminhão nacional de 154 kg/kW.

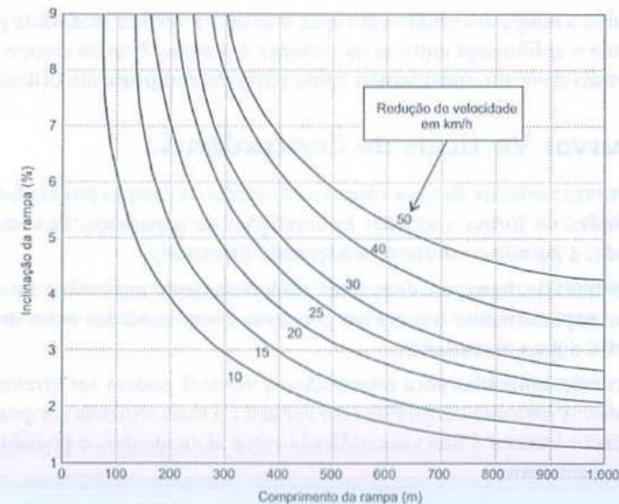


Figura 7.3 Comprimento crítico das rampas – caminhão americano de 180 kg/kW.

Quando a rampa analisada é precedida por uma rampa descendente que permite o embalo dos veículos pesados, estes, geralmente, aumentam a velocidade na entrada da rampa de forma a vencê-la com menor perda.

Quando projetamos rampas com comprimento maior que o crítico e desejamos que o tráfego tenha um escoamento normal, precisamos criar, a partir do ponto onde a rampa atinge o comprimento crítico, uma faixa adicional para o tráfego dos veículos lentos.

Em estradas com múltiplas faixas de tráfego, as velocidades baixas de caminhões podem ser mais toleradas do que em estradas de duas faixas e dois sentidos, pois há mais oportunidades de ultrapassagem, o que reduz os congestionamentos provocados pela espera para ultrapassar veículos lentos.

As estradas devem ser projetadas de forma que a redução de velocidade dos caminhões nas subidas não cause condições intoleráveis para os veículos que tentam ultrapassá-los.

O comprimento crítico obtido nos gráficos das Figuras 7.2 e 7.3 corresponde ao comprimento do trecho em rampa. Quando uma curva vertical faz parte do trecho em subida, o valor obtido para o comprimento crítico deve ser corrigido levando em conta a interferência da curva vertical.

Nas rampas precedidas por curva vertical compreendida entre duas rampas ascendentes, quando a diferença entre as inclinações não é muito grande, a medida do comprimento crítico deve ser determinada a partir do ponto central da curva.

Quando a rampa em estudo vem após uma curva vertical precedida por rampa descendente e a diferença entre as inclinações é grande, 25% do comprimento da curva vertical deve ser considerado como parte do comprimento crítico.

7.3 Curvas Verticais de Concordância

As curvas verticais têm por objetivo concordar as rampas projetadas e devem ser escolhidas de forma a atender às condições de segurança, boa aparência e visibilidade, e permitir a drenagem adequada da estrada.

Problemas de drenagem devem ser cuidadosamente analisados em cada caso específico, especialmente nas curvas côncavas compreendidas entre uma rampa descendente e uma ascendente.

As curvas utilizadas para concordância vertical podem ser circunferências ou parábolas. A parábola simples de eixo vertical é a mais utilizada por proporcionar boa aparência à curva e boa concordância entre as tangentes, e possibilitar fácil cálculo de suas cotas.

7.3.1 Propriedades da Parábola

- O ponto de interseção (I) de duas tangentes à parábola, traçadas a partir de dois pontos quaisquer P_1 e P_2 pertencentes à parábola, possui abscissa cujo valor é a média entre as abscissas dos pontos P_1 e P_2 , isto é, sua projeção horizontal localiza-se exatamente no centro das projeções dos pontos P_1 e P_2 (Figura 7.4).
- A variação da tangente à curva é linear porque a curva é um polinômio do segundo grau, portanto a derivada é do primeiro grau.

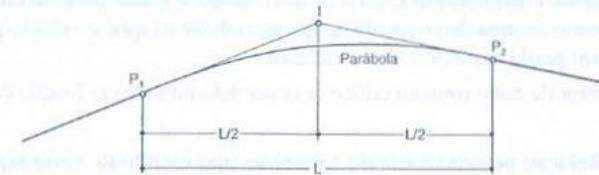


Figura 7.4 Parábola.

7.3.2 Curvas Verticais Parabólicas

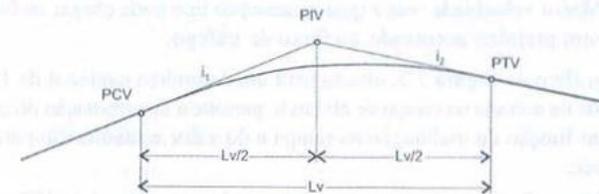


Figura 7.5 Curva vertical parabólica.

Elementos da curva vertical

- PIV = ponto de interseção das tangentes
- PCV = ponto de curva vertical = início da curva vertical
- PTV = ponto de tangente vertical = fim da curva vertical
- L_v = comprimento da curva vertical (projeção horizontal)
- i_1 = inclinação da primeira rampa
(+) ascendente; (-) descendente
- i_2 = inclinação da segunda rampa
(+) ascendente; (-) descendente

$$\delta_i = \text{diferença algébrica de inclinação} = i_2 - i_1$$

Importante: toda medida em perfil é feita na projeção horizontal e não ao longo das rampas ou das curvas.

Propriedades da curva vertical

Pelo que foi visto na Seção 7.3.1, podemos inferir:

- Em projeção horizontal, a distância entre o PCV e o PIV é igual à distância entre o PIV e o PTV e ambas são iguais à metade do comprimento da curva L_v .
- A estaca do PCV é igual à estaca do PIV menos $L_v/2$.
- A estaca do PTV é igual à estaca do PIV mais $L_v/2$.
- A cota do PCV é igual à cota do PIV menos $\frac{i_1 \cdot L_v}{2}$.
- A cota do PTV é igual à cota do PIV mais $\frac{i_2 \cdot L_v}{2}$.
- A variação da inclinação da tangente em cada ponto da curva é linear ao longo do comprimento.
- A variação total de inclinação é δ_i .
- Podemos calcular a variação de inclinação por unidade de comprimento (m) por meio da relação δ_i/L_v , valor que chamaremos de *razão de mudança de rampa (rnr)*: $rnr = \delta_i/L_v$.
- O inverso da relação anterior, $k = L_v/\delta_i$, tomando δ_i em %, fornece a distância horizontal necessária para obter 1% de variação de inclinação. O valor de k é útil na determinação do ponto máximo ou do ponto mínimo nas curvas que ligam rampas de sinais diferentes. Chamando de L_0 a distância entre o PCV e o ponto de máximo ou ponto de mínimo da curva, temos: $L_0 = -k \cdot i_1$.
- O inverso da mesma relação, com δ_i tomado em número decimal, fornece o raio de curvatura no vértice da parábola.

$$Rv = \frac{L_v}{\delta_i} = \frac{1}{rnr}$$

Esse parâmetro é muito importante porque influi diretamente na visibilidade que a curva proporciona e, conseqüentemente, na segurança da estrada.

Da equação anterior temos:

$$L_v = Rv \cdot \delta_i$$

em que:

- L_v = comprimento da curva (m) (projeção horizontal)
- Rv = raio no vértice da parábola (m)
- δ_i = diferença algébrica de rampas (número decimal)

Equação da curva

Sendo a curva uma parábola de eixo vertical, a equação geral é:

$$y = a \cdot x^2 + b \cdot x + c$$

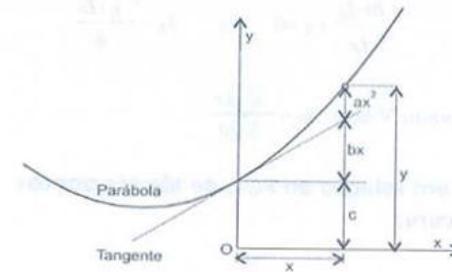


Figura 7.6 Termos da equação da parábola.

Uma posição muito favorável para o cálculo da curva é a colocação da origem no PCV, portanto, sobre a curva; o termo independente (c) fica igual a zero. Para determinar os coeficientes a e b impomos a condição de que a parábola concorde com as rampas, isto é, que as tangentes à curva nos pontos PCV e PTV tenham a mesma inclinação das rampas i_1 e i_2 , respectivamente. Considerando que a derivada da parábola tem equação $y = 2 \cdot a \cdot x + b$, temos:

$$\text{no PCV, } \frac{dy}{dx} = i_1 = 2 \cdot a \cdot 0 + b \Leftrightarrow b = i_1$$

$$\text{no PTV, } \frac{dy}{dx} = i_2 = 2 \cdot a \cdot L_v + b \Leftrightarrow a = \frac{i_2 - i_1}{2 \cdot L_v} = \frac{\delta_i}{2 \cdot L_v}$$

$$\text{Então, } y = \frac{\delta_i}{2 \cdot L_v} x^2 + i_1 \cdot x$$

A equação fornece a ordenada y em qualquer ponto P da curva, sendo x = distância do PCV ao P e y = diferença de cota entre o P e o PCV. Assim, para obter a cota do ponto, basta somar y à cota do PCV, que é obtida no cálculo da rampa anterior.

Pontos de máximo e de mínimo

Seja V o ponto de ordenada máxima ou mínima da curva, para os casos de rampas com sinais diferentes, e L_0 sua abscissa.

Derivando a equação da curva, temos: $\frac{dy}{dx} = \frac{\delta i \cdot x}{L_v} + i_1$
 igualando a zero, porque no ponto extremo a inclinação é nula, temos:

$$\frac{\delta i \cdot L_0}{L_v} + i_1 = 0 \Leftrightarrow L_0 = -\frac{i_1 \cdot L_v}{\delta i}$$

e a ordenada do ponto V será: $y_0 = -\frac{i_1^2 \cdot L_v}{2 \cdot \delta i}$

Coordenadas, em relação ao PCV, de alguns pontos singulares da curva

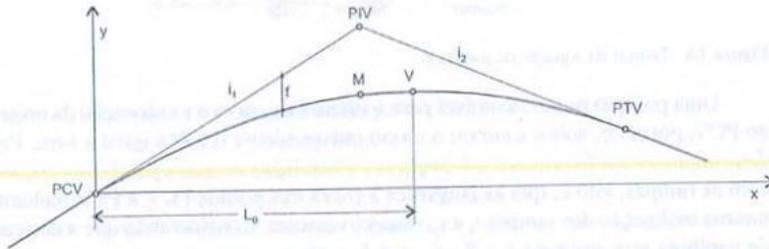


Figura 7.7 Pontos singulares da curva.

Tabela 7.2 Coordenadas dos pontos singulares da curva.

Ponto	x	y
PCV	0	0
PTV	L_v	$(i_1 + i_2) \cdot L_v/2$
PIV	$L_v/2$	$i_1 \cdot L_v/2$
M	$L_v/2$	$\delta i \cdot L_v/8 + i_1 \cdot L_v/2$
V	$-i_1 \cdot L_v/\delta i$	$-i_1^2 \cdot L_v/(2 \cdot \delta i)$

Cálculo das cotas dos pontos da curva em relação à primeira tangente

Em relação ao sistema de coordenadas da Figura 7.7, as ordenadas dos pontos da primeira rampa serão $y = i_1 \cdot x$.

a equação da curva fornece: $y = \frac{\delta i}{2 \cdot L_v} x^2 + i_1 \cdot x$

conseqüentemente, o valor da flecha f para qualquer ponto da curva será:

$$f = i_1 \cdot x - \left(\frac{\delta i}{2 \cdot L_v} x^2 + i_1 \cdot x \right)$$

ou $f = -\frac{\delta i}{2 \cdot L_v} x^2$ a partir da rampa.

Em particular, no PIV ($x = L_v/2$), temos: $F = -\frac{\delta i \cdot L_v}{8}$

ou seja, $f = \frac{4 \cdot x^2}{L_v^2} \cdot F$

7.3.2.1 Comprimento Mínimo das Curvas Verticais

O comprimento de uma curva vertical L_v é escolhido em função de uma análise cuidadosa dos diversos fatores condicionantes do projeto, com o objetivo de obter um greide econômico com características técnicas satisfatórias.

A parábola simples, utilizada para curvas verticais, é muito próxima de uma circunferência. Por isso, é usual referir-se ao valor do raio R_v da curva vertical, que deve ser entendido como o raio da circunferência equivalente à parábola, isto é, uma circunferência de raio R_v igual ao raio instantâneo no vértice da parábola.

A equação que relaciona o raio ao comprimento da curva é:

$$L_v = \delta i \cdot R_v$$

Um processo prático para a escolha do valor L_v mais indicado para o caso, consiste no uso de gabaritos especiais para curvas verticais que, colocados sobre o desenho das rampas preestabelecidas, definem o valor do raio (R_v) que melhor atende às condições do projeto. Obtido R_v , o valor L_v poderá ser calculado com a equação anterior.

Curvas verticais convexas

O comprimento mínimo de uma curva vertical convexa é determinado em função das condições necessárias de visibilidade da curva, isto é, é escolhido de forma a proporcionar ao motorista o espaço necessário para uma frenagem segura quando este avista um obstáculo em sua faixa de tráfego. Condições de conforto e boa aparência são normalmente alcançadas quando a curva atende às condições mínimas de visibilidade.

Assim, para todas as curvas convexas da estrada devemos ter:

$$S \geq Df$$

em que:

S = distância de visibilidade do motorista

Df = distância mínima de frenagem (ver pág. 21)

Para determinar o menor comprimento da curva vertical, de forma a ser respeitada a inequação anterior, fazemos $S = Df$ e estabelecemos a altura da vista do motorista em relação à pista (h_1) e à altura do obstáculo (h_2). Há dois casos a considerar:

1. Quando a distância de visibilidade (S) é menor que o comprimento da curva (L_v). Nesse caso, na condição mais desfavorável, tanto o veículo quanto o obstáculo estarão sobre a curva (Figura 7.8).
2. Quando a distância de visibilidade (S) é maior que o comprimento da curva (L_v). Nesse caso, o veículo e o obstáculo estarão sobre as rampas (Figura 7.9).

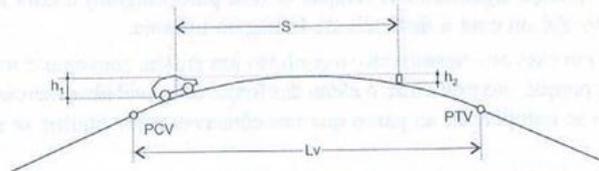


Figura 7.8 Esquema de visibilidade para veículo e obstáculo sobre curva convexa.

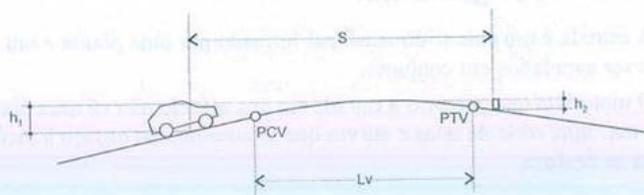


Figura 7.9 Esquema de visibilidade, em curva convexa, para veículo e obstáculo sobre rampas.

1º Caso: $S = Df \leq L_v$

$$L_{v_{\min}} = \frac{|\delta i| \cdot Df^2}{2(h_1 + h_2 + 2\sqrt{h_1 \cdot h_2})}$$

em que:

$L_{v_{\min}}$ = menor comprimento da curva vertical em metros

$\delta i = i_2 - i_1$ em número decimal

Df = distância de frenagem em metros

h_1 = altura da vista do motorista em relação à pista em metros

h_2 = altura do obstáculo em metros

Para os valores recomendados pela AASHTO (1), $h_1 = 1,07$ m e $h_2 = 0,15$ m, temos:

$$L_{v_{\min}} = \frac{|\delta i| \cdot Df^2}{4,04} \quad \text{com } L_{v_{\min}} \text{ e } Df \text{ em metros}$$

2º Caso: $S = Df \geq L_v$

$$L_{v_{\min}} = 2 \cdot Df - \frac{2}{|\delta i|} \cdot (h_1 + h_2 + 2 \cdot \sqrt{h_1 \cdot h_2})$$

Para os valores recomendados, $h_1 = 1,07$ m e $h_2 = 0,15$ m, temos:

$$L_{v_{\min}} = 2 \cdot Df - \frac{4,04}{|\delta i|} \quad \text{com } L_{v_{\min}} \text{ e } Df \text{ em metros}$$

O valor de $L_{v_{\min}}$ para $h_1 = 1,07$ m e $h_2 = 0,15$ m pode ser obtido com o gráfico das Figuras 7.12 e 7.13.

Entrando com a diferença algébrica das rampas δi (em porcentagem) e com a velocidade de projeto V_p , ou com a distância de frenagem *desejável* Df , obtemos o comprimento *desejável* para curvas convexas no gráfico da Figura 7.12.

Os valores assim obtidos são muito seguros, mas bastante altos. A adoção desses valores *desejáveis* como critério de projeto pode gerar custos elevados em estradas que cruzam regiões de topografia acidentada.

Para que o projeto não crie estradas com custo de construção excessivo, pode-se usar, ainda com segurança, o valor mínimo para a distância de frenagem calculada para a velocidade média de percurso na condição de baixo volume de tráfego. O comprimento *mínimo* para curvas convexas nessa condição pode ser obtido por meio

do gráfico da Figura 7.13, entrando com a diferença algébrica das rampas δi (em porcentagem) e a velocidade de projeto V_p , ou a distância de visibilidade mínima Df .

Curvas verticais côncavas

O comprimento mínimo das curvas côncavas deve ser determinado em função da visibilidade noturna (alcance dos faróis), das condições de conforto e da drenagem superficial.

Quando um veículo percorre uma curva côncava à noite, a extensão iluminada pelos faróis depende da altura destes em relação à pista e da abertura do fecho luminoso. Aconselham-se os valores $h_3 = 0,6$ m para a altura dos faróis em relação à estrada e $\alpha = 1^\circ$ para o ângulo de abertura do fecho luminoso em relação ao eixo longitudinal do veículo (Figuras 7.10 e 7.11).

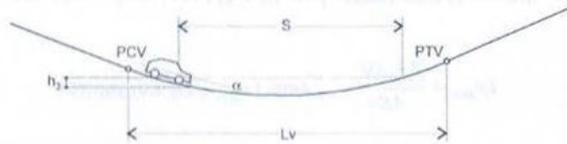


Figura 7.10 Esquema de visibilidade para veículo e obstáculo sobre curva côncava.

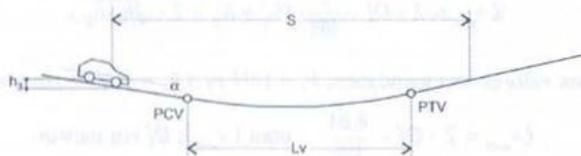


Figura 7.11 Esquema de visibilidade, em curva côncava, para veículo e obstáculo sobre rampas.

1º Caso: $S = Df \leq Lv$

$$Lv_{\min} = \frac{|\delta i| \cdot Df^2}{2 \cdot (h_3 + Df \cdot \text{tg} \alpha)}$$

Para os valores recomendados, $h_3 = 0,6$ m e $\alpha = 1^\circ$, temos:

$$Lv_{\min} = \frac{|\delta i| \cdot Df^2}{1,2 + 0,035 \cdot Df} \quad \text{com } Lv_{\min} \text{ e } Df \text{ em metros.}$$

2º caso: $S = Df \geq Lv$

$$Lv_{\min} = 2 \cdot Df - \frac{2 \cdot (h_3 + Df \cdot \text{tg} \alpha)}{|\delta i|}$$

Para os valores recomendados, $h_3 = 0,6$ m e $\alpha = 1^\circ$, temos:

$$Lv_{\min} = 2 \cdot Df - \frac{1,2 + 0,035 \cdot Df}{|\delta i|} \quad \text{com } Lv_{\min} \text{ e } Df \text{ em metros.}$$

Não é aconselhável o uso de curvas verticais de comprimento muito pequeno. Por isso, o comprimento das curvas, tanto convexas como côncavas, deve atender à condição:

$$Lv_{\min} = 0,6 \cdot V_p$$

em que:

Lv_{\min} = comprimento mínimo (m)

V_p = velocidade de projeto (km/h)

Como ocorre nas curvas convexas, o comprimento desejável para as curvas côncavas pode ser obtido por meio do gráfico da Figura 7.14, entrando com a diferença algébrica das rampas δi (em porcentagem) e com a velocidade de projeto V_p , ou com a distância de frenagem *desejável* Df .

O menor comprimento das curvas côncavas a ser adotado como critério de projeto pode, também, ser obtido por meio do gráfico da Figura 7.15, entrando com a diferença algébrica das rampas δi (em porcentagem) e com a velocidade de projeto V_p , ou com a distância de frenagem mínima.

Em curvas com mesmo raio, o conforto nas curvas convexas é maior que nas côncavas porque, nas primeiras, o efeito das forças de gravidade e inércia (centrífuga) tendem a se compensar, ao passo que nas côncavas esses efeitos se somam.

7.4 Considerações Gerais sobre o Traçado e o Perfil Longitudinal

A estrada é um ente tridimensional formado por uma planta e um perfil que devem ser estudados em conjunto.

O motorista que percorre a estrada em seu veículo não vê uma planta ou um perfil, mas uma série de retas e curvas que se sucedem no espaço à medida que o veículo se desloca.

Assim, o perfil da estrada tem de ser escolhido em harmonia com a planta, ou seja, na escolha do traçado o projetista já terá de adotar soluções que permitam o projeto de um bom perfil.

A observação de estradas bem e mal sucedidas fornece alguns critérios básicos que podem orientar o projetista na elaboração de novos projetos.

- Um greide balanceado, composto por rampas e curvas verticais de grandes raios, é preferível a um projeto de rampas muito extensas ou a um greide contendo uma seqüência de curvas verticais muito próximas.
- Não são desejáveis traçados com grandes retas combinados com perfil de muitas curvas verticais, assim como não são desejáveis traçados com muitas curvas horizontais combinados com perfil de rampas extensas. Soluções intermediárias entre esses extremos são melhores.
- Trechos extensos com traçado reto e perfil composto por uma sucessão de lombadas são antiestéticos, geram maior custo de operação para os veículos e dificultam a ultrapassagem nas estradas de pista única. Esses projetos costumam gerar depressões ocultas nas regiões de curva côncava, onde os veículos aí localizados não conseguem ser vistos pelos motoristas que trafegam no sentido oposto. Nesses casos, o motorista pode ter a falsa impressão de que a estrada está livre, quando há veículos na depressão. Esse defeito pode não existir se o traçado contiver curvas horizontais.
- Rampas extensas geram problemas para o escoamento do tráfego quando há caminhões pesados e incentivam os motoristas a descer em velocidade excessiva.
- Curvas verticais sobrepostas a curvas horizontais, ou vice-versa, geram curvas tridimensionais que, geralmente, representam uma boa solução. Uma curva vertical de grande comprimento contida em uma curva horizontal de grande raio é sempre uma boa solução. Curva horizontal contida em curva vertical deve ser evitada; entretanto, se ocorrer, é importante que o motorista tenha informação de seu início (para os dois sentidos de tráfego).
- Nas estradas com dois sentidos de tráfego são necessários espaços seguros para ultrapassagem a intervalos não muito longos. A superposição de curvas horizontais e verticais reduz os espaços sem visibilidade.
- Curvas horizontais de pequeno raio não devem ser colocadas próximas ao topo de curvas convexas, pois o motorista pode não perceber a mudança de direção do traçado, principalmente à noite, quando o fecho luminoso não atinge diretamente a pista.

- Também não é aconselhável a combinação de curvas côncavas com curvas horizontais de pequeno raio; caminhões costumam aumentar a velocidade nesses pontos, podendo ter dificuldade para percorrer a curva horizontal.
- Nas curvas côncavas, é importante que existam condições de drenagem nos pontos mais baixos; assim, esses pontos devem ficar em situação que permita o eficiente escoamento de água, transversal ou longitudinalmente. Essa condição impossibilita a colocação de curvas côncavas em cortes.
- Nos trechos em nível ou em rampas muito suaves também são necessários cuidados especiais com o escoamento de águas superficiais; em cortes extensos que não permitam o escoamento transversal, rampas com inclinação inferior a 1% devem ser evitadas. Além disso, em trechos de baixa declividade, a superelevação pode criar pontos de depressão na borda interna das curvas horizontais.

Condições gerais

Um bom projeto oferece o máximo de segurança, não restringe a capacidade de tráfego, permite uma operação fácil e uniforme e dá boa aparência à estrada, ajustando-a ao terreno.

A escolha adequada do traçado e do greide é de fundamental importância, pois, depois de a estrada estar construída, qualquer alteração do projeto geométrico implica a perda dos demais serviços e, conseqüentemente, altos custos.

É importante que a estrada seja agradável para os motoristas que a percorrem; para isso, as soluções adotadas no projeto geométrico devem gerar uma estrada em harmonia com a paisagem local.

Pode ser que, ao combinar a planta e o perfil com superelevação, superlargura etc., surjam situações especiais, difíceis de ser visualizadas.

Para uma boa análise é importante uma visão tridimensional do projeto; para isso, é recomendável o uso de programas que geram imagens tridimensionais.

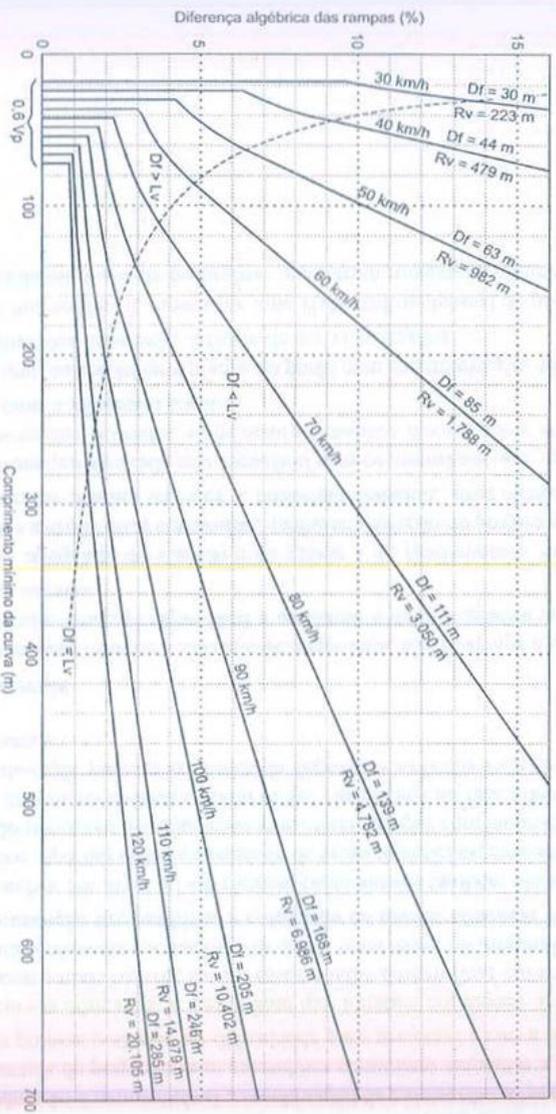


Figura 7.12 Comprimento mínimo das curvas verticais convexas, calculado para distância de frenagem desejável.

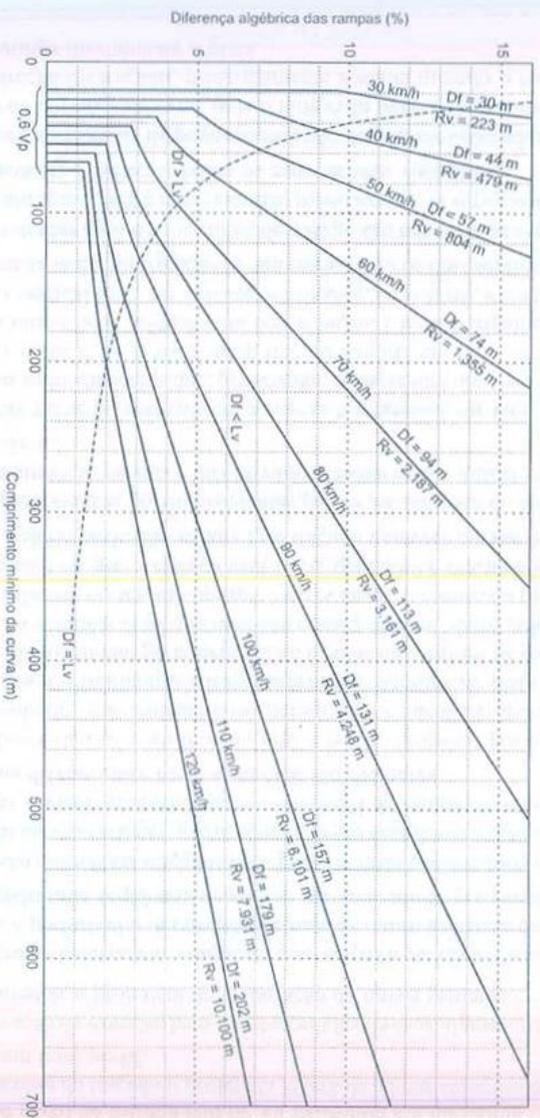


Figura 7.13 Comprimento mínimo das curvas verticais convexas, calculado para distância de frenagem mínima.

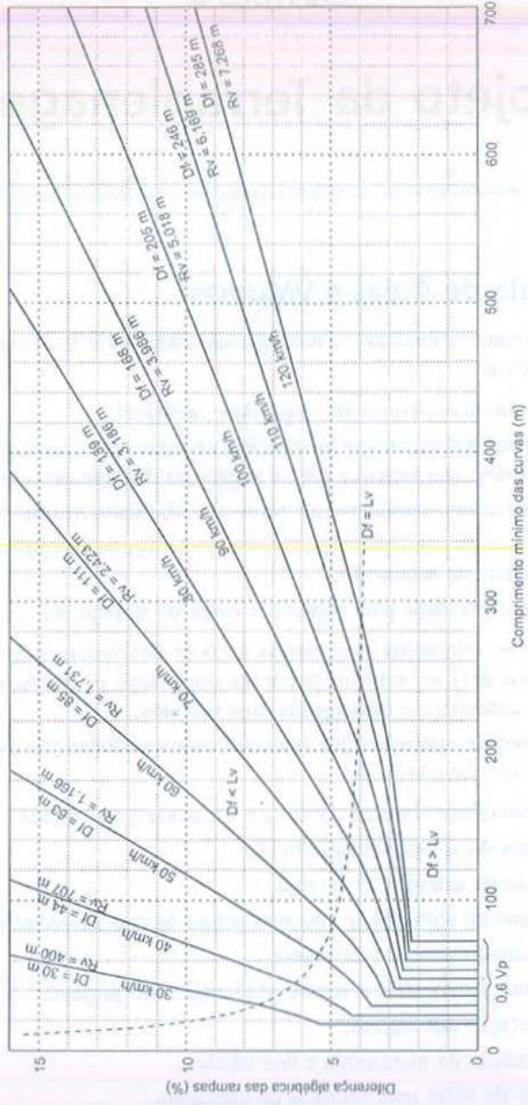


Figura 7.14 Comprimento mínimo das curvas verticais côncavas, calculado para distância de frenagem desejável.

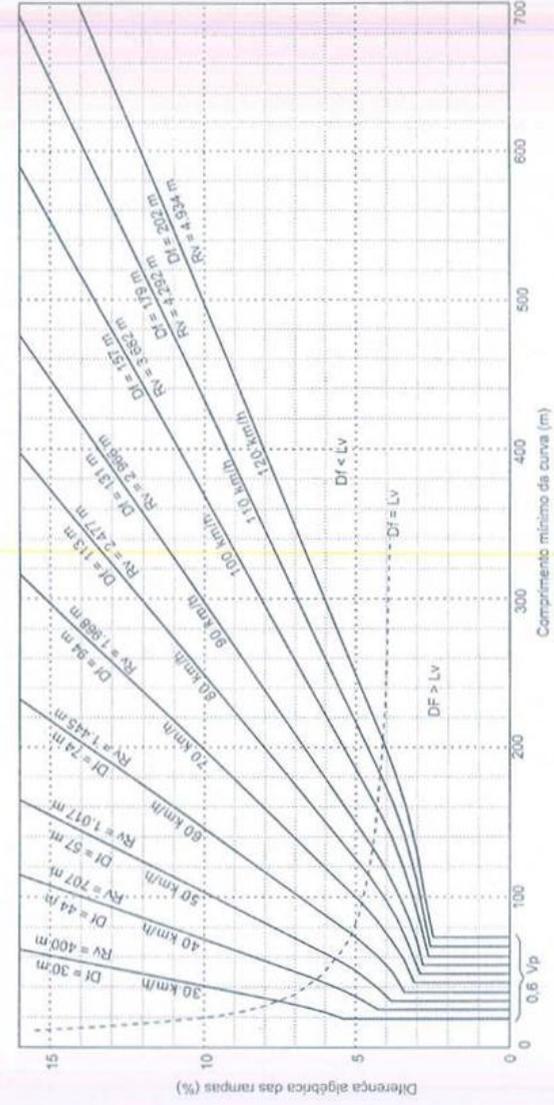


Figura 7.15 Comprimento mínimo das curvas verticais côncavas, calculado para distância de frenagem mínima.

Projeto da Terraplenagem

8.1 Cálculo de Áreas e Volumes

O terreno como se encontra na natureza não é adequado ao tráfego de veículos por vários motivos:

- é irregular, não permitindo velocidade aceitável;
- pode apresentar inclinação longitudinal excessiva para um bom desempenho dos veículos que sobem e para a segurança dos que descem;
- pode apresentar curvatura que torne a visibilidade insuficiente;
- não apresenta condições de escoamento de águas pluviais sem danificar a superfície de rolamento;
- falta de capacidade para suportar a carga do tráfego etc.

Para criar as condições necessárias ao bom funcionamento da estrada, a superfície natural deve ser substituída por uma superfície projetada, considerando a segurança, o conforto e o desempenho dos veículos.

Ao conjunto de operações que realizam essa transformação damos o nome de terraplenagem, que consta de:

- desmatamento e limpeza da faixa a ser usada pela estrada;
- raspagem da vegetação superficial;
- execução de estradas de serviço;
- escavação do solo que se encontra acima da cota de projeto;
- transporte do material escavado;
- aterro nos locais onde o terreno está abaixo do projeto;
- compactação dos aterros;
- conformação da plataforma e dos taludes;
- abertura de valas para serviços de drenagem;
- abertura de cavas para fundações de obras civis.

Geralmente, os itens que mais pesam no custo da terraplenagem são: escavação, medida em m^3 ; transporte, medido em $m^3 \cdot km$; e compactação, medida em m^3 de aterro pronto.

O custo da terraplenagem freqüentemente é significativo em relação ao custo total da estrada, principalmente em terrenos ondulados ou montanhosos. É conveniente racionalizar sua execução no sentido de diminuir, o máximo possível, o custo sem prejuízo das condições técnicas. Assim, deve-se procurar, sempre que possível, aproveitar o material escavado nos cortes para a construção dos aterros, evitando duplicidade de escavação, e organizar a distribuição entre os cortes e os aterros de forma a conseguir o menor transporte total.

8.1.1 Seções Transversais

Definido o traçado da estrada e o perfil longitudinal do terreno, são levantadas as seções transversais (veja Seção 1.5).

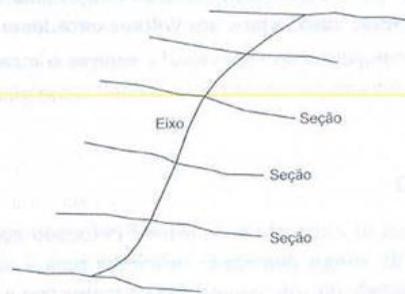


Figura 8.1 Levantamento de seções.

Após o projeto do greide, da superelevação e da superlargura, temos a definição da plataforma da estrada. Plataforma, terreno e taludes formam o polígono chamado de seção transversal (Figura 8.2). Em cada estaca temos uma seção transversal cujo conjunto definirá os volumes dos cortes e dos aterros.

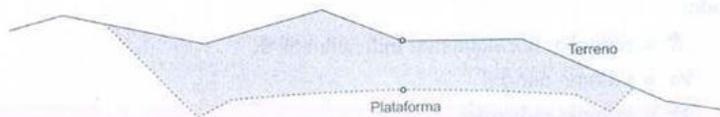


Figura 8.2 Seção transversal.

As seções podem ser de três tipos: seções em corte, seções em aterro e seções mistas. Este último caso, quando há parte em corte e parte em aterro.

8.1.2 Cálculo das Áreas

O cálculo das áreas das seções é o primeiro passo para a obtenção dos volumes.

Quando a seção é totalmente em corte ou totalmente em aterro, calcula-se simplesmente a área do polígono e o valor obtido entra no processo de cálculo dos volumes.

Quando a seção é mista, deve-se calcular separadamente a área de corte e a área de aterro ou a soma das áreas de corte, se houver mais de uma, e a soma das áreas de aterro.

O cálculo das áreas pode ser feito por qualquer método informatizado. Dois processos são práticos e eficientes e podem ser facilmente programados.

a) *Pela fórmula de Gauss:*

$$A = \frac{1}{2} [(x_1y_2 + x_2y_3 + \dots + x_ny_1) - (y_1x_2 + y_2x_3 + \dots + y_nx_1)]$$

sendo (x_i, y_i) as coordenadas dos pontos que definem a seção, tomados em seqüência sempre em um mesmo sentido ao longo do perímetro.

b) *Pela divisão em figuras geométricas:* divide-se a seção em vários trapézios, calcula-se a área de cada um e soma-se.

A divisão em trapézios é mais prática para separar as áreas de corte e de aterro nas seções mistas. Os lados paralelos do trapézio são diferenças de cotas entre o terreno e a plataforma, e a distância entre eles é o espaçamento entre os pontos conhecidos.

Existem programas prontos no mercado que fazem o cálculo completo do projeto.

8.1.3 Cálculo dos Volumes

Inicialmente, calculamos o volume de cada segmento compreendido entre duas seções consecutivas. Se as duas seções forem de corte, teremos um volume de corte. Se as duas seções forem de aterro, teremos um volume de aterro. Se tivermos um seção de corte e uma de aterro ou se pelo menos uma seção for mista, teremos volume de corte e volume de aterro no mesmo segmento, que deverão ser calculados separadamente.

O volume do segmento é calculado de forma simplificada, multiplicando a média das áreas pela distância entre as seções. Se as seções forem mistas, multiplicando a média das áreas de corte pela distância, obtém-se o volume de corte, e multiplicando a média das áreas de aterro pela distância, o volume de aterro.

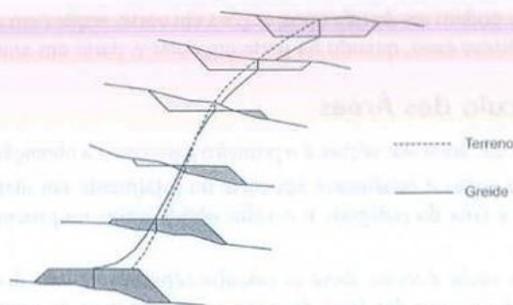


Figura 8.3 Seções transversais.

Se o terreno entre as seções consideradas não for muito irregular, o erro inerente ao processo é desprezível. Quando o terreno apresenta uma irregularidade significativa é necessário criar seções intermediárias em posições convenientes.

Se uma seção for mista e a outra não, segue-se o mesmo procedimento, considerando zero o valor da área inexistente nesta última seção. Esse procedimento introduz um erro em relação a um cálculo matematicamente rigoroso, entretanto, como isso ocorre onde normalmente os volumes são pequenos, o erro é desprezível.

Os volumes dos cortes e dos aterros são obtidos pela somatória dos volumes dos segmentos entre seções.

8.2 Distribuição do Material Escavado

Já dissemos que, sempre que possível, o material escavado nos cortes deve ser aproveitado nos aterros para evitar nova escavação, o que aumentaria o custo da construção desnecessariamente. A esse aproveitamento do material dos cortes para construção dos aterros damos o nome de *compensação longitudinal de volumes* ou, simplesmente, *compensação de volumes*.

Há casos em que o material do corte não serve para a construção de aterros, por exemplo, se se tratar de rocha ou de solo brejoso. Nesse caso, o material é descartado, devendo ser transportado e depositado em local conveniente. A essa operação damos o nome de *bota-fora*. Também ocorre *bota-fora* quando o volume dos cortes é maior que o volume de terra necessário para a construção dos aterros.

Quando, ao contrário, o volume dos cortes é insuficiente para a construção dos aterros, efetua-se escavação (ou escavações) complementar em local escolhido em função da localização, da distância e da qualidade do solo e transporta-se o material até o aterro, em operação denominada *empréstimo*.

Casos em que há material disponível no corte, mas o aterro localiza-se a uma distância em que o custo do transporte é maior que o custo de nova escavação, deve-se, por motivos econômicos, fazer *bota-fora* e empréstimo em vez de *compensação longitudinal*.

Quando há corte e aterro no mesmo segmento entre seções consecutivas, o volume que puder ser compensado no próprio local não deve ser transportado, evitando, assim, o transporte desnecessário. A compensação no mesmo segmento é chamada de *compensação transversal* ou *compensação lateral*.

Se o volume de corte for maior que o volume necessário para aterro no mesmo segmento, o aterro deve ser feito com material do local, sendo utilizado na compensação longitudinal apenas o *volume excedente*. Pode ainda, conforme o caso, ser feito *bota-fora* desse volume.

Se, por outro lado, o volume de corte for insuficiente para a construção do aterro naquele segmento, deve permanecer todo ele no local, vindo de outro segmento do mesmo corte, de outro corte (*compensação longitudinal*) ou de empréstimo o volume que falta. Nesse caso, temos um volume excedente negativo.

O volume da compensação transversal é sempre o menor entre o volume de corte e o volume necessário para o aterro; e o volume excedente é sempre a diferença entre os dois.

8.3 Redução

Quando o material escavado nos cortes é colocado nos aterros, precisa ser compactado a fim de atingir densidade suficiente para a estabilidade do aterro. Geralmente, a densidade do solo compactado é maior que a densidade natural do solo escavado. Assim, a compactação dos aterros acarreta diminuição no volume do material escavado. Chamamos de *redução* a diferença relativa entre o volume natural do corte (V_n) e o volume do mesmo material depois de compactado no aterro, chamado *volume reduzido* (V_r) (12).

$$R = \frac{V_n - V_r}{V_n}$$

sendo:

R = redução, normalmente indicada em %

V_n = volume natural

V_r = volume reduzido

então temos:
$$V_n = \frac{1}{1 - R} \cdot V_r$$

O fator $fr = \frac{1}{1-R}$ é chamado *fator de redução* ou *coeficiente de redução* e indica por quanto devemos multiplicar o volume geométrico do aterro para obter o volume necessário para construí-lo.

O valor do coeficiente de redução depende do tipo e da densidade natural do material do corte e do grau de compactação exigido para o aterro.

É possível obter o fator de redução por meio de ensaios do material em laboratório, porém, usualmente é adotado um valor médio com base no tipo do material.

Nos casos mais comuns, esse valor fica entre 1,05 e 1,20.

8.4 Compensação de Volumes

Para calcular a compensação longitudinal dos volumes, podemos construir uma planilha como a Tabela 8.1.

Tabela 8.1 Cálculo de terraplenagem – para coeficiente de redução = 1,20.

Est.	Off-set eq.		Off-set dir.		Áreas		Volumes			Comp. trans.	Comp. long.	Linha Bruck.
	Dist.	Cota	Dist.	Cota	Corte	Aterr.	Corte	Aterr.	Corr.			
0	-7,45	640,200	7,45	640,200	1,75	0,00	0	0	0	0	0	0
1	-9,09	642,345	8,14	641,393	19,93	0,00	217	0	0	0	217	217
2	-10,21	643,968	8,13	641,881	32,01	0,00	519	0	0	0	519	736
3	-12,27	646,472	9,55	643,758	64,09	0,00	961	0	0	0	961	1697
4	-12,29	646,846	11,69	646,249	90,77	0,00	1549	0	0	0	1549	3246
5	-10,66	645,467	11,48	646,287	70,27	0,00	1610	0	0	0	1610	4856
6	-7,93	642,889	9,83	644,787	26,66	0,00	969	0	0	0	969	5825
7	-13,24	637,845	9,12	644,128	3,88	-24,69	305	-247	-296	296	9	5835
8	-13,76	637,445	9,23	640,469	0,00	-64,14	39	-888	-1066	39	-1027	4807
9	-15,71	636,000	15,71	636,000	0,00	-136,50	0	-2006	-2408	0	-2408	2400
10	-18,11	634,245	13,20	637,524	0,00	-124,22	0	-2607	-3129	0	-3129	-729
11	-15,05	636,237	8,18	640,818	0,00	-44,87	0	-1691	-2029	0	-2029	-2758
12	-10,93	639,037	12,81	647,469	37,44	-10,37	374	-552	-663	374	-289	-3046
13	-11,20	646,000	15,24	650,049	101,93	0,00	1394	-104	-124	124	1269	-1777
14	-11,38	646,431	12,74	647,796	90,36	0,00	1923	0	0	0	1923	146
15	-10,40	645,800	10,40	645,800	54,37	0,00	1447	0	0	0	1447	1593
16	-7,45	643,250	7,45	643,250	1,75	0,00	561	0	0	0	561	2154

As áreas e os volumes têm sinal positivo quando correspondem a cortes e negativo quando correspondem a aterros.

A coluna *volume de corte* contém o volume geométrico de cada segmento de corte.

A coluna *volume de aterro* contém o volume geométrico de cada segmento de aterro, ao passo que a coluna *volume corrigido* contém o volume de material ao passo que a coluna *volume corrigido* contém o volume de material necessário para construir cada segmento de aterro. É a coluna anterior multiplicada pelo coeficiente de redução.

Na última coluna temos os volumes acumulados a partir da estaca inicial. Acumulamos apenas o volume excedente (compensação longitudinal) com o respectivo sinal, uma vez que o volume da compensação transversal é usado no próprio segmento, não estando mais disponível.

Essa coluna indica quanto está sobrando (se positivo) ou faltando (se negativo) desde a estaca inicial até a estaca local.

Assim, se para movimentar a terra escavada dos cortes para os aterros as distâncias a serem vencidas não ultrapassarem a distância econômica de transporte, o volume acumulado da última estaca indica quanta terra sobra ou falta em todo o trecho. Caso contrário, deverão ser feitos *bota-fora* e *empréstimo*, aumentando essa quantidade.

Outra maneira de obter a coluna final dos volumes acumulados, em vez de deduzir a compensação transversal e acumular o volume excedente, é acumular o volume total de corte e o volume necessário para os aterros (com os respectivos sinais).

A coluna final dos volumes acumulados, nesse caso, é obtida pela soma algébrica direta dos dois volumes anteriores (exemplo na Tabela 8.2).

Contra a vantagem da primeira forma de calcular, que é apresentar separadamente o volume compensado transversalmente e o volume transportado para outros segmentos, esta segunda forma tem como vantagem apresentar, a cada passo, o volume total escavado e o volume necessário para os aterros, permitindo por simples diferença obter o volume de cada corte e de cada aterro.

Tabela 8.2 Cálculo de terraplenagem -- para coeficiente de redução = 1,20.

Est.	Off-set eq.		Off-set dir.		Áreas		Volumes		Vol. ac. corte	Vol. nec. aterro	Linha Bruck.
	Dist.	Cota	Dist.	Cota	Corte	Aterr.	Corte	Aterr.			
0	-7,45	640,200	7,45	640,200	1,75	0,00	0	0	0	0	0
1	-9,09	642,345	8,14	641,393	19,93	0,00	217	0	217	0	217
2	-10,21	643,968	8,13	641,881	32,01	0,00	519	0	736	0	736
3	-12,27	646,472	9,55	643,758	64,09	0,00	961	0	1697	0	1697
4	-12,29	646,846	11,69	646,249	90,77	0,00	1549	0	3246	0	3246
5	-10,66	645,467	11,48	646,287	70,27	0,00	1610	0	4856	0	4856
6	-7,93	642,889	9,83	644,787	26,66	0,00	969	0	5825	0	5825
7	-13,24	637,845	9,12	644,128	3,88	-24,69	305	-247	6131	-296	5835
8	-13,76	637,445	9,23	640,469	0,00	-64,14	39	-888	6170	-1362	4807
9	-15,71	636,000	15,71	636,000	0,00	-136,50	0	-2006	6170	-3770	2400
10	-18,11	634,245	13,20	637,524	0,00	-124,22	0	-2607	6170	-6898	-729
11	-15,05	636,237	8,18	640,818	0,00	-44,87	0	-1691	6170	-8928	-2758
12	-10,93	639,037	12,81	647,469	37,44	-10,37	374	-552	6544	-9590	-3046
13	-11,20	646,000	15,24	650,049	101,93	0,00	1394	-104	7938	-9715	-1777
14	-11,38	646,431	12,74	647,796	90,36	0,00	1923	0	9861	-9715	146
15	-10,40	645,800	10,40	645,800	54,37	0,00	1447	0	11308	-9715	1593
16	-7,45	643,250	7,45	643,250	1,75	0,00	561	0	11869	-9715	2154

8.5 Diagrama de Massas

O exame da última coluna nas Tabelas 8.1 e 8.2 fornece-nos informações interessantes, como, por exemplo, o início e o fim aproximado de cada corte ou aterro, o volume de solo necessário ou disponível entre dois pontos quaisquer de um mesmo corte ou aterro etc. A representação gráfica desses volumes nos fornece essas e outras informações de maneira direta, mais rápida e eficiente. A linha obtida dessa forma é chamada de linha de Bruckner.

Com o desenho da linha de Bruckner na mesma folha do perfil e na mesma escala horizontal, de maneira que as estacas correspondentes fiquem na mesma vertical, temos o Diagrama de Massas que é um instrumento muito eficiente para o planejamento do movimento de terra.

Já vimos que as operações que mais pesam na terraplenagem são: a escavação, o transporte e a compactação. Uma vez definido o perfil, o volume dos cortes e

dos aterros fica definido, o volume a ser compactado fica fixo e o volume escavado só muda se houver empréstimo. Contudo, o transporte pode variar muito, dependendo da distribuição da terra dos cortes.

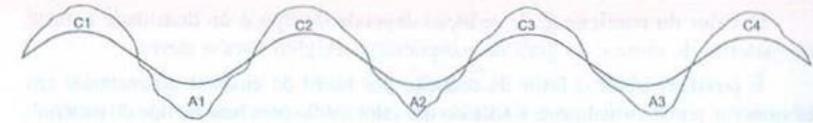


Figura 8.4 Cortes e aterros.

Podemos, em uma análise simples, transportar a terra do corte 1 para o aterro 1, do corte 2 para o aterro 2, do corte 3 para o aterro 3, botando fora o corte 4. A mesma terraplenagem poderia ser executada transportando do corte 2 para o aterro 1, do corte 3 para o aterro 2, do corte 4 para o aterro 3, sobrando o corte 1 em vez do 4. O custo seria diferente porque as distâncias de transporte não devem ser iguais. É importante lembrar que o custo do transporte do solo em descida é menor que o custo em subida.

Poderíamos, ainda, transportar parte de cada corte para o aterro anterior e parte para o aterro posterior, obtendo distâncias e custo diferentes das soluções anteriores, e como a proporção dessas partes pode variar à vontade, teríamos infinitas maneiras de distribuir o material escavado.

O custo da terraplenagem dependerá da solução adotada para a distribuição da terra. Como cada solução tem um custo diferente, se não adotarmos a de menor custo estaremos desperdiçando recursos.

O instrumento que dispomos para otimizar a distribuição do solo é o diagrama de massas, que tem, ainda, a finalidade de medir o momento de transporte, que é o produto do volume escavado pela distância de transporte.

O diagrama de massas é, portanto, um instrumento indispensável na programação do movimento de terra.

8.6 Linha de Bruckner

Usando a escala horizontal do perfil e uma escala vertical conveniente para os volumes, a linha de Bruckner é construída com os valores da coluna volumes acumulados da Tabela 8.1 ou 8.2.

8.6.1 Propriedades da Linha de Bruckner

- Todo trecho ascendente corresponde a corte e todo trecho descendente corresponde a aterro.

- b) Todo máximo relativo corresponde a um ponto de passagem de corte para aterro e todo mínimo relativo a um ponto de passagem de aterro para corte.
- c) Segmentos com inclinação mais forte (entendendo, aqui, a inclinação forte como aquela que se aproxima da vertical) correspondem a maior volume por unidade de comprimento. Mantidas a largura da plataforma e a inclinação dos taludes, obtém-se a maior altura de corte ou aterro.
- d) A diferença de ordenada entre dois pontos de um mesmo trecho ascendente ou descendente representa o volume disponível ou necessário entre esses pontos.
- e) Uma reta horizontal que corta dois trechos consecutivos, um ascendente e um descendente (em qualquer ordem), determina dois pontos entre os quais existe compensação de volume. Esse volume é dado pela diferença de ordenada entre o ponto extremo da linha de Bruckner e a reta horizontal de compensação.
- f) A posição da linha de Bruckner em relação à linha de compensação indica o sentido do movimento de terra. Linha de Bruckner acima da linha de compensação indica movimento no sentido do estaqueamento; linha de Bruckner abaixo indica sentido contrário.
- g) O momento de transporte de um trecho compensado é dado pela área da figura compreendida entre a linha de compensação e a linha de Bruckner.

Para demonstrar esta última propriedade, tomemos um trecho de corte e um trecho de aterro cujos volumes se compensam (veja a Figura 8.5).

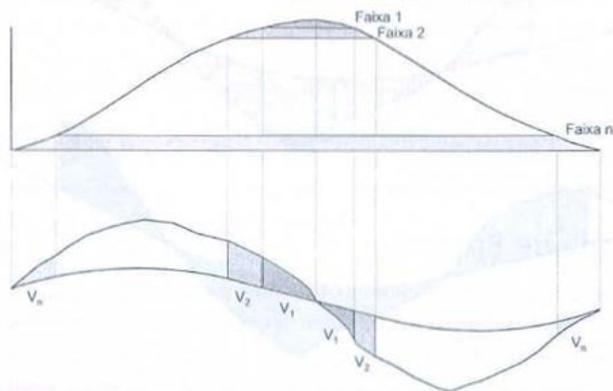


Figura 8.5 Momento de transporte de um trecho compensado.

A terraplenagem é feita em diversas viagens sucessivas, nas quais volumes de terra são escavados no corte e transportados para o aterro.

Acompanhando o exemplo da Figura 8.5, imaginemos que um certo volume V_1 foi escavado no fim do corte e depositado no início do aterro. O volume transportado é representado, no diagrama, pela altura da faixa 1 e a distância de transporte, pelo comprimento médio da faixa. Logo, o momento de transporte é representado pela área da faixa 1. A seguir, um volume V_2 é transportado, sendo seu momento analogamente representado pela área da faixa 2. Quando o último volume for transportado, seu momento, que corresponde à faixa n , completa a área compreendida entre a linha de Bruckner e a linha de compensação.

8.7 Distância Econômica de Transporte

É a distância crítica, para a qual o custo da compensação longitudinal é igual ao custo do bota-fora mais o custo do empréstimo.

Para distâncias menores que a distância econômica de transporte, é mais econômico transportar a terra dos cortes para os aterros; para distâncias maiores, é mais barato fazer bota-fora do material do corte e nova escavação para construção do aterro.

A distância econômica de transporte (d_{et}) é função dos custos de escavação e transporte e das distâncias médias de transporte para empréstimo e bota-fora.

Chamando de C_1 e C_2 os custos das duas alternativas, temos:

$$C_1 = V \cdot C_e + V \cdot d \cdot C_t = \text{custo para compensação longitudinal}$$

$$C_2 = V \cdot C_e + V \cdot d_{bf} \cdot C_t + V \cdot C_e + V \cdot d_{emp} \cdot C_t = \text{custo para bota-fora + empréstimo}$$

sendo:

V = volume transportado (m^3)

d = distância média de transporte (km)

C_e = custo da escavação ($\$/m^3$)

C_t = custo do transporte $\left(\frac{\$}{m^3 \cdot km} \right)$

d_{bf} = distância média para bota-fora (km)

d_{emp} = distância média para empréstimo (km)

igualando os dois custos, temos: $d = d_{bf} + d_{emp} + \frac{C_e}{C_t} = d_{et}$

Por exemplo, se o custo de escavação for 2,6 R\$/ m^3 , o custo do transporte 1,3 R\$/($m^3 \cdot km$) e as distâncias médias de bota-fora e de empréstimo 0,2 km e 0,3 km, respectivamente, d_{et} será (base de preços - 1º semestre de 2000):

$$d_{et} = 0,2 + 0,3 + 2,6/1,3 = 2,5 \text{ km}$$

8.8 Linha de Distribuição

É uma linha horizontal, contínua ou não, que corta todos os trechos ascendentes e todos os trechos descendentes da linha de Bruckner, cobrindo toda a extensão do projeto, com exceção dos bota-fora e empréstimos. Em outras palavras, é o conjunto das linhas de compensação que demarca todos os volumes compensados, bota-fora e empréstimos.

Assim, no exemplo simples da Figura 8.6, se quisermos tomar o eixo x , que no diagrama é chamado de linha de terra, como linha de distribuição ($L1$), é perfeitamente possível porque satisfaz as condições do parágrafo anterior. Se quisermos tomar a linha que passa pelo ponto final ($L2$), também será possível. O mesmo vale para qualquer linha intermediária, como, por exemplo, a $L3$.

Adotar a linha $L1$ como linha de distribuição significa fazer o movimento de terra indicado na Figura 8.6(a). Cada par de pontos consecutivos em que a linha de distribuição corta a linha de Bruckner determina um segmento compensado. Baixando perpendiculars por esses pontos, podemos visualizar no perfil os volumes de corte e aterro que se compensam.

Da mesma forma, adotar a linha $L2$ ou a $L3$ como linha de distribuição, significa fazer as compensações indicadas na Figura 8.6(b) e (c), respectivamente.

8.8.1 Escolha da Linha Econômica

Vemos que a linha $L1$ faz bota-fora no final do trecho, a linha $L2$, no começo e a linha $L3$ faz parte no começo e parte no fim, sendo o volume total de bota-fora igual nos três casos.

Admitindo que os momentos de transporte para os bota-fora sejam iguais, podemos dizer que a linha mais econômica das três apresentadas é aquela que possui o menor momento, isto é, a menor soma das áreas compreendidas entre a linha de Bruckner e a linha de distribuição. No caso, é a linha $L3$.

É fácil ver que a linha $L3$ é melhor que a $L1$, pois a faixa (1), compreendida entre as duas linhas no primeiro segmento do diagrama, é maior que a faixa (2) do segundo (Figura 8.7). Para passar da linha $L1$ para a linha $L3$, eliminamos a faixa (1) e acrescentamos a faixa (2), que é menor, diminuindo a área total, o que significa menor momento de transporte.

Porém, para passar da linha $L3$ para a linha $L2$, eliminamos uma faixa menor (3) e acrescentamos uma faixa maior (4), ficando a área final maior que a anterior, aumentando o momento de transporte.

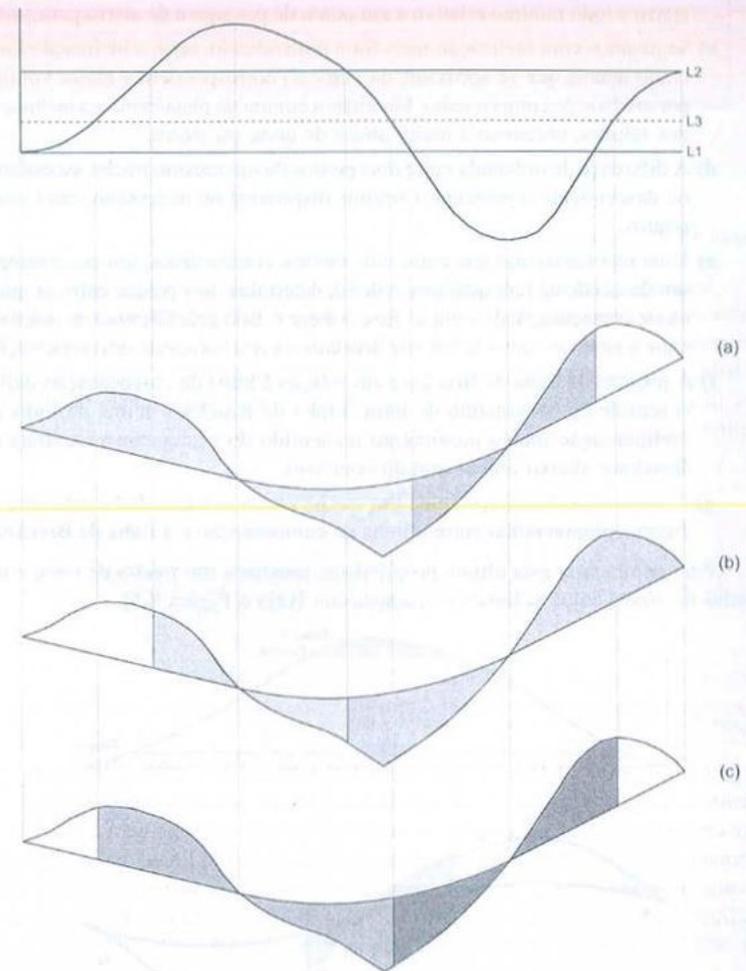


Figura 8.6 Linhas de distribuição.



Figura 8.7 Comparação entre linhas de distribuição.

Vejamos agora se há alguma linha melhor que a $L3$. Se tomarmos uma nova linha abaixo desta, com pequena diferença de ordenada, veremos que a área (a) aumenta e a área (b) diminui (ver Figura 8.8). Como o segmento \overline{AB} é maior que o \overline{BC} , a parcela acrescida à área (a) será maior que a parcela subtraída da área (b), ficando a soma total das áreas maior que a anterior. A nova linha será, portanto, antieconômica.

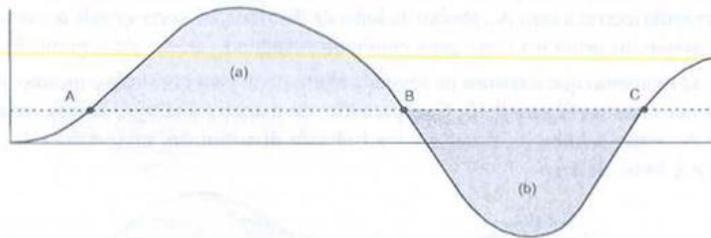


Figura 8.8 Avaliação do momento por meio das áreas do diagrama.

Se, no entanto, tomarmos a nova linha um pouco acima da linha $L3$ a diminuição da área (a) será maior que o aumento da área (b), sendo a nova linha mais econômica. Se tomarmos uma nova linha acima desta última, será ainda melhor. Enquanto \overline{BC} for menor que \overline{AB} , quanto mais subirmos a linha, mais econômico resultará. A partir disso, se subirmos mais, o aumento da área (b) será maior que a diminuição da área (a), sendo antieconômico. Portanto, a melhor posição da linha de distribuição, neste caso simples, é aquela em que $AB = BC$.

A Figura 8.9 é uma generalização do caso anterior. A linha mais econômica é aquela para a qual a soma dos segmentos que ficam abaixo da linha de Bruckner é igual (ou que mais se aproxima) à soma dos segmentos que ficam acima. Essa afirmação é válida quando há linhas que cortam todos os trechos ascendentes e todos os trechos descendentes da linha de Bruckner e quando as distâncias de transporte não são maiores que a distância econômica.

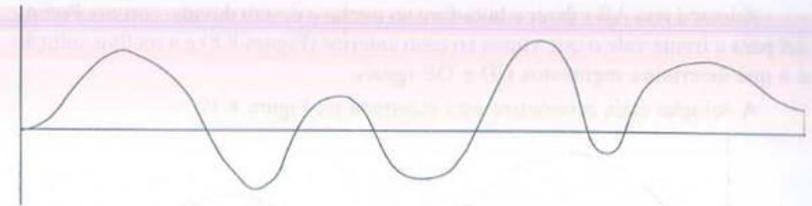


Figura 8.9 Linha de distribuição para vários cortes e aterros.

Casos especiais

Quando uma linha horizontal de compensação gera trechos com distâncias de transporte maiores que a distância econômica, mesmo cortando todos os segmentos ascendentes e descendentes, não deve ser adotada como linha de distribuição, pois é antieconômica (Figura 8.10).

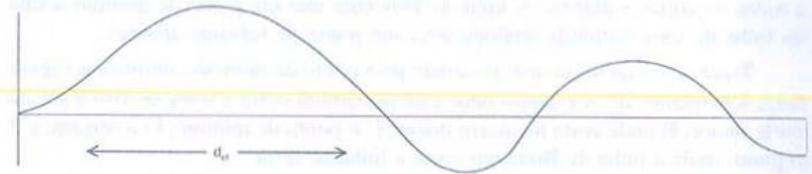


Figura 8.10 Distâncias maiores que d_e .

O volume V_1 do trecho a não deve ser transportado para o trecho b . É mais econômico fazer bota-fora do primeiro e empréstimo para o segundo. Isso nos daria compensação entre os pontos A e B, C e D, D e E, com bota-fora de V_1 e empréstimos de V_1 (entre B e C) e V_2 (no final), conforme ilustra a Figura 8.11.

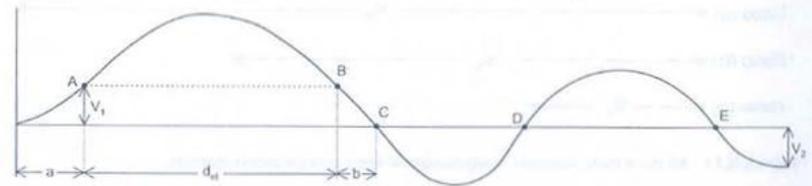


Figura 8.11 Definição de bota-fora e empréstimos.

Entretanto, o volume V_1 do trecho b pode ser trazido do corte seguinte porque está dentro da distância econômica. Isso nos daria outra solução, que seria prolongar a reta AB até o último aterro.

Adotar a reta AB e fazer o bota-fora no trecho *a* é, sem dúvida, correto. Porém, daí para a frente vale o que vimos no caso anterior (Figura 8.8) e a melhor solução é a que determina segmentos CD e DE iguais.

A solução mais econômica está mostrada na Figura 8.12.

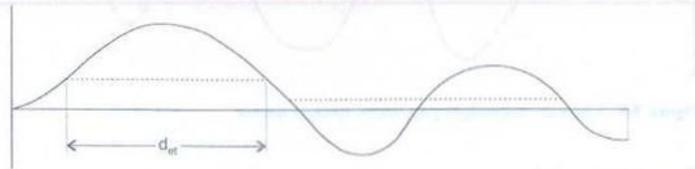


Figura 8.12 Linha de distribuição do caso em estudo.

Outro caso interessante é quando temos um aterro e um corte menores compreendidos entre um corte e um aterro maiores. A linha de terra não pode ser utilizada como linha de distribuição porque não corta os segmentos correspondentes a todos os cortes e aterros. A linha de Bruckner tem um ponto de mínimo acima da linha de terra (situação análoga seria um ponto de máximo abaixo).

Tracemos uma horizontal passando pelo ponto de mínimo conforme a Figura 8.13. Chamemos de A o ponto onde esta horizontal corta a linha de Bruckner no corte maior; B onde corta no aterro maior; C o ponto de mínimo; O a origem; e P o ponto onde a linha de Bruckner corta a linha de terra.

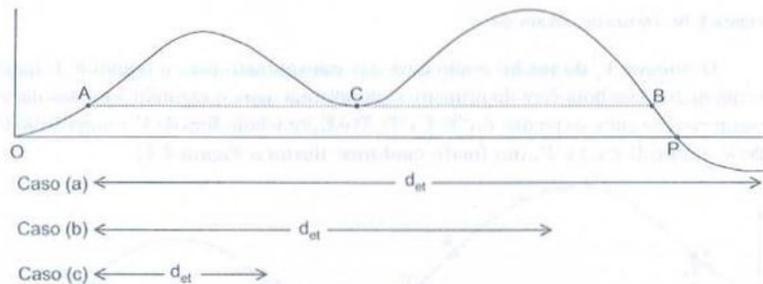


Figura 8.13 Aterro e corte menores compreendidos entre corte e aterro maiores.

Temos três situações diferentes:

Caso (a): $d_{et} > \overline{AB}$

Nesse caso, o material escavado pouco antes do ponto A pode ser transportado economicamente para o segundo aterro, pouco depois do ponto B.

Consideremos duas alternativas para a linha de distribuição: a linha (L1) que tangencia o ponto C (Figura 8.14) e a linha (L2), acima da anterior (abaixo não serve), em uma posição genérica (Figura 8.15). Comparemos a área do diagrama correspondente ao momento de transporte de cada alternativa.

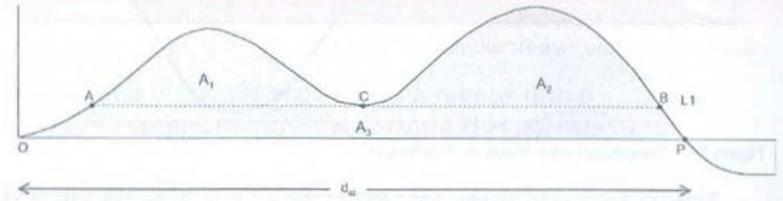


Figura 8.14 d_{et} maior que \overline{AB} – linha na cota do ponto de mínimo.

O momento que teríamos na primeira alternativa é mostrado na Figura 8.14. A área A_1 corresponde ao transporte de parte do primeiro corte para construir o primeiro aterro; a área A_2 corresponde ao transporte do segundo corte para construir parte do segundo aterro; a área A_3 , abaixo da linha de distribuição, corresponde ao transporte do restante do primeiro corte para continuar o segundo aterro até o ponto P.

O momento que teríamos na segunda alternativa, para construir o mesmo trecho, pode ser visto na Figura 8.15. Compreende, de maneira análoga, as três áreas, A_1 , A_5 e A_6 , entre a linha de Bruckner e a linha de distribuição, mais a área A_7 , entre esta e a linha de terra.

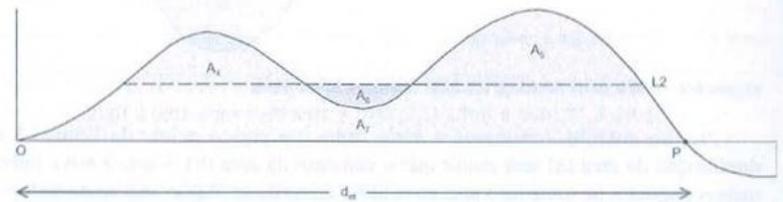


Figura 8.15 d_{et} maior que \overline{AB} – linha acima do ponto de mínimo.

Observe que esta última alternativa tem um momento maior que a primeira, sendo a diferença igual a duas vezes a área A_6 da Figura 8.15. Portanto, nesse caso, a solução mais econômica é a linha que tangencia o ponto de mínimo.

Caso (b): $\overline{AB} > d_{et} > \overline{AC}$

Neste caso, o material escavado antes do ponto A não é transportado para o segundo aterro, devendo ser feito o bota-fora.

O momento do bota-fora, mais o do empréstimo, mais o equivalente à nova escavação, pode ser representado no diagrama pela área A_8 da faixa entre a linha de distribuição e a linha de terra, cujo comprimento é d_{ei} .

Na Figura 8.16 representamos o momento da linha (L1) e, na Figura 8.17, o momento da linha (L2), lembrando que a área mais escura aparece duas vezes (as linhas têm o mesmo significado do caso anterior).

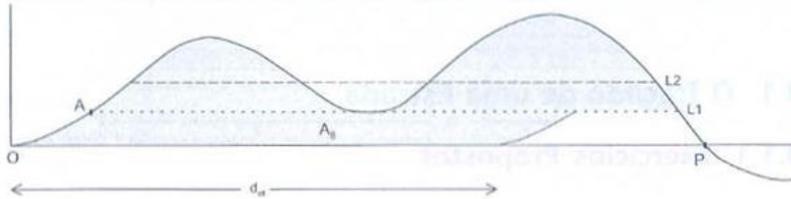


Figura 8.16 \overline{AB} maior que d_{ei} maior que \overline{AC} - linha no ponto de mínimo.

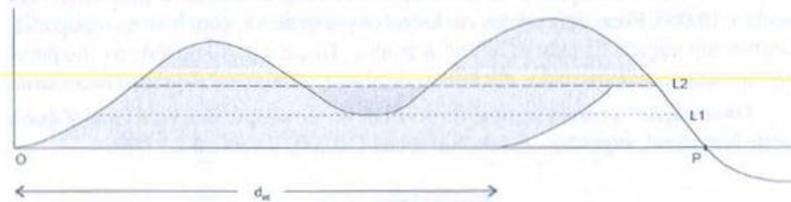


Figura 8.17 \overline{AB} maior que d_{ei} maior que \overline{AC} - linha acima do ponto de mínimo.

Superpondo os dois diagramas e eliminando o sombreado das áreas comuns, vemos, na Figura 8.18, que a linha (L1) tem a área A_9 a mais que a linha (L2); e a linha (L2) tem, a mais, duas vezes a área A_{10} .

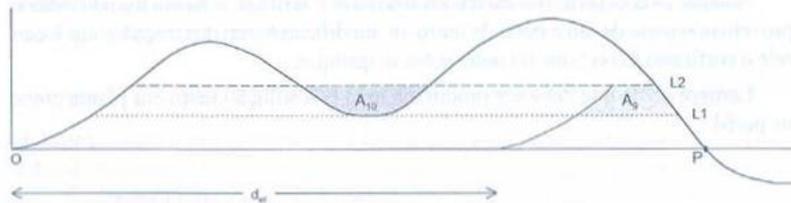


Figura 8.18 \overline{AB} maior que d_{ei} maior que \overline{AC} - comparação entre as duas linhas.

Se colocarmos a linha (L2) bem próxima da linha (L1) e a deslocarmos gradativamente para cima, vemos que, no início, a área A_9 é maior que o dobro da área A_{10} , portanto é vantajoso subir a linha de distribuição. A partir do ponto em que a área A_9 for igual ao dobro da área A_{10} , se continuar subindo, a área total aumenta mais que diminui. Portanto, a melhor posição da linha de distribuição é aquela em que a área A_9 é igual ao dobro da área A_{10} .

Caso (c): a distância econômica é menor que o comprimento dos cortes e dos aterros

Neste caso, teremos bota-fora em todos os cortes e empréstimo em todos os aterros, ficando os trechos compensados isolados uns dos outros. A solução é muito simples e pode ser vista na Figura 8.19.

Há, ainda, variações em torno dos casos apresentados, criando outros tipos de solução.

No caso mais geral, principalmente quando o trecho é longo, temos uma mistura dos casos apresentados, salientando que, sempre que há bota-fora ou empréstimo em posição forçada, os trechos por ele separados devem ser tratados de forma independente.

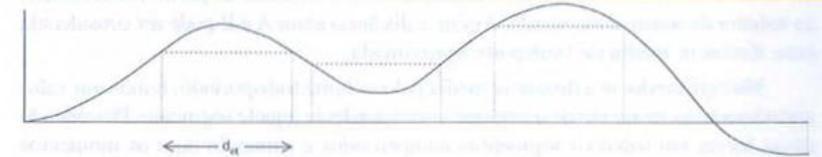


Figura 8.19 d_{ei} menor que os comprimentos dos cortes e dos aterros.

8.9 Cálculo Simplificado do Momento de Transporte

O cálculo do momento de transporte por meio da área compreendida entre a linha de Bruckner e a linha de distribuição é muito trabalhoso. Por esse motivo, é comum calculá-lo de uma maneira não muito rigorosa, porém bem mais simples e rápida.

Tomemos um trecho onde há compensação de volume entre um corte e um aterro (ou entre parte deles), conforme ilustra a Figura 8.20.

O volume transportado é dado pela diferença de ordenada entre a linha de Bruckner no ponto extremo e a linha de distribuição. Se traçarmos uma horizontal pelo ponto médio do segmento que representa o volume, esta reta encontrará a linha de Bruckner em dois pontos; um no corte e outro no aterro (A e B na Figura 8.20).

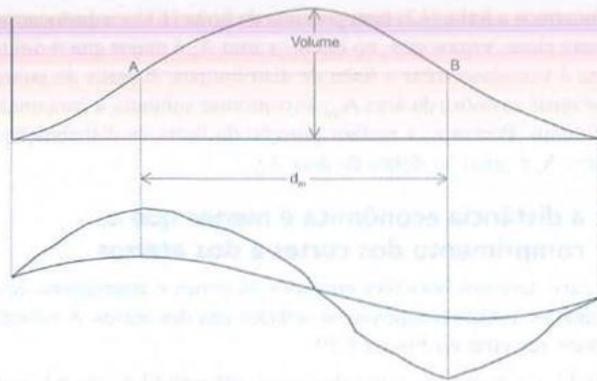


Figura 8.20 Cálculo simplificado do momento de transporte.

Descendo uma linha vertical pelo ponto A, obteremos, no perfil, um ponto tal que metade do volume compensado fica antes e metade, depois. Na maioria dos casos, a abscissa do ponto A é uma boa aproximação do centro de gravidade do volume de corte compensado. Analogamente, a abscissa do ponto B em relação ao volume de aterro compensado. Assim, a distância entre A e B pode ser considerada uma distância média de transporte aproximada.

Multiplicando-se a distância média pelo volume transportado, temos um valor aproximado do momento de transporte correspondente àquele segmento. Procedendo dessa forma em todos os segmentos compensados e somando com os momentos dos empréstimos e bota-foras, temos o momento de transporte total.

CAPÍTULO 9

Exercícios

9.1 O Traçado de uma Estrada

9.1.1 Exercícios Propostos

Exercício 1.1

Providenciar uma planta em restituição aerofotogramétrica, de preferência em escala 1:10.000. Fixar dois pontos em locais convenientes e, com base na topografia, escolher um traçado ligando os referidos pontos. Traçar o perfil do terreno, em papel milimetrado, usando os dados das curvas de nível e interpolando quando necessário.

Observação: a escala vertical do perfil deve ser sempre dez vezes maior que a escala horizontal; sugestão – escala horizontal 1:10.000 e vertical 1:1.000.

Exercício 1.2

Na planta do exercício anterior, escolher outro traçado ligando os mesmos pontos. Traçar o perfil do terreno como no exercício anterior e comparar os dois perfis.

Exercício 1.3

Analisar os dois perfis dos exercícios anteriores e verificar se há um traçado melhor, aproveitando parte de um e parte de outro, ou modificando um dos traçados em locais onde o perfil não ficou bom, ou outra solução qualquer.

Lembre-se de que deve ser procurada uma boa solução tanto em planta como em perfil.

9.2 Elementos Básicos para o Projeto

9.2.1 Exercícios Propostos

Exercício 2.1

Calcular as distâncias de visibilidade desejável e mínima para frenagem em uma rodovia com velocidade de projeto de 100 km/h, estando o veículo em rampa ascendente de 5%.

Resposta:

desejável = 184,7 m
mínima = 142,4 m

Exercício 2.2

Calcular a distância de visibilidade desejável e a mínima para frenagem em uma rodovia com velocidade de projeto de 100 km/h, estando o veículo em rampa descendente de 5%.

Resposta:

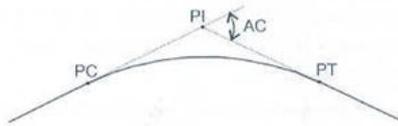
desejável = 232,5 m
mínima = 176,9 m

9.3 Curvas Horizontais Circulares

9.3.1 Exercícios Resolvidos

Exercício 3.1

Em uma curva circular são conhecidos os seguintes elementos:



PI = 148 + 5,60 m
AC = 22°36'
R = 600,00 m

Pede-se: calcular a tangente, o desenvolvimento, o grau e as estacas do PC e do PT.

Resolução:

$$AC = 26^{\circ}36' = 22,6^{\circ}$$

$$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{AC}{2} = 600 \cdot \operatorname{tg} \frac{22,6}{2} = 119,89 \text{ m}$$

$$D = \frac{\pi \cdot R \cdot AC}{180} = \frac{\pi \cdot 600 \cdot 22,6}{180} = 236,67 \text{ m}$$

$$G = \frac{1,145,9156}{R} = \frac{1,145,9156}{600} \Rightarrow G = 1,909859^{\circ}$$

$$[PC] = [PI] - T = [148 + 5,60] - [5 + 19,89] \Rightarrow PC = [142 + 5,71]$$

$$[PT] = [PC] + D = [142 + 5,71] + [11 + 16,67] \Rightarrow PT = [154 + 2,38]$$

Observação: O desenvolvimento pode, também, ser calculado pela relação $D = \frac{20 \cdot AC}{G}$. Queremos alertar para o seguinte problema: se o grau for calculado sem precisão suficiente, por exemplo, pela fórmula muito utilizada $G = \frac{1,146}{R}$ e não como foi feito anteriormente, poderá ocorrer erro no valor de D . Na curva dada teríamos: $D = \frac{20 \cdot 22,6}{1,146/600} = 236,65 \text{ m}$, com erro de 2 centímetros.

Exercício 3.2

Calcular a tabela de locação para a curva do exercício anterior.

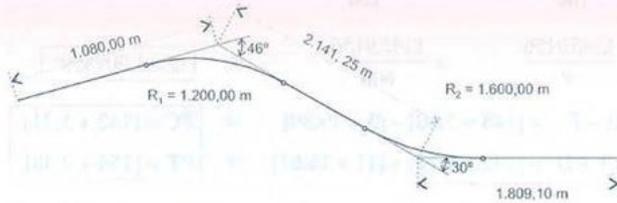
Resolução:

$$\text{Deflexão para o PT} = AC/2 = 22,6/2 = 11,3 \text{ graus}$$

$$\text{Deflexão para 1 metro} = 11,3/236,67 = 0,047745806 \text{ graus}$$

Estaca	corda (m)	distância (m)	deflexão (graus)	deflexão (gr. min. seg.)		
				gr.	min.	seg.
142 + 5,71	0	0	0	0	00	00
143	14,29	14,29	0,682288	0	40	56
144	20	34,29	1,637204	1	38	14
145	20	54,29	2,592120	2	35	32
146	20	74,29	3,547036	3	32	49
147	20	94,29	4,501952	4	30	07
148	20	114,29	5,456868	5	27	25
149	20	134,29	6,411784	6	24	42
150	20	154,29	7,366700	7	22	00
151	20	174,29	8,321617	8	19	18
152	20	194,29	9,276533	9	16	36
153	20	214,29	10,231449	10	13	53
154	20	234,29	11,186365	11	11	11
154 + 2,38	2,38	236,67	11,300000	11	18	00

Exercício 3.3



No traçado anterior, em que as curvas são circulares, calcular a estaca final do trecho.

Resolução:

$$T_1 = R_1 \cdot \operatorname{tg} \frac{AC_1}{2} = 1.200 \cdot \operatorname{tg} \frac{46}{2} = 509,37 \text{ m}$$

$$D_1 = \frac{\pi \cdot R_1 \cdot AC_1}{180} = \frac{\pi \cdot 1.200 \cdot 46}{180} = 963,42 \text{ m}$$

$$PC_1 = 1.080,00 - 509,37 = 570,63$$

$$PT_1 = 570,63 + 963,42 = 1.534,05 \text{ m}$$

$$T_2 = R_2 \cdot \operatorname{tg} \frac{AC_2}{2} = 1.600 \cdot \operatorname{tg} \frac{30}{2} = 428,72 \text{ m}$$

$$D_2 = \frac{\pi \cdot R_2 \cdot AC_2}{180} = \frac{\pi \cdot 1.600 \cdot 30}{180} = 837,76 \text{ m}$$

$$PC_2 = PT_1 + 2.141,25 - T_1 - T_2 = 1.534,05 + 2.141,25 - 509,37 - 428,72$$

$$PC_2 = 2.737,21 \text{ m}$$

$$PT_2 = 2.737,21 + 837,76 = 3.574,97 \text{ m}$$

$$\text{Est. Final} = PT_2 + 1.809,10 - T_2 = 3.574,97 + 1.809,10 - 428,72 = 4955,35 \text{ m}$$

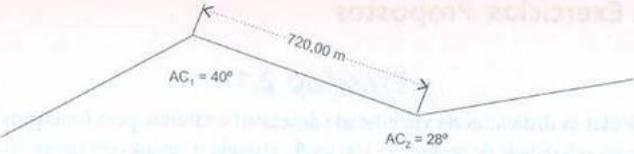
Estaca final = [247 + 15,35]

Exercício 3.4

Em um traçado com curvas horizontais circulares, conforme o esquema a seguir, desejando-se que os dois raios sejam iguais, pergunta-se:

a) Qual o maior raio possível?

b) Qual o maior raio que conseguiremos usar, deixando um trecho reto de 80 metros entre as curvas?



Resolução:

Considerando que a tangente da curva aumenta proporcionalmente ao raio, para conseguirmos o maior raio possível, deveremos usar a maior tangente dentro do espaço disponível. Assim, na condição a teremos $PT_1 = PC_2$ e na condição b, $PC_2 = PT_1 + 80$.

a) $T_1 + T_2 = 720$

$$T_1 = R \cdot \operatorname{tg} \frac{40}{2}$$

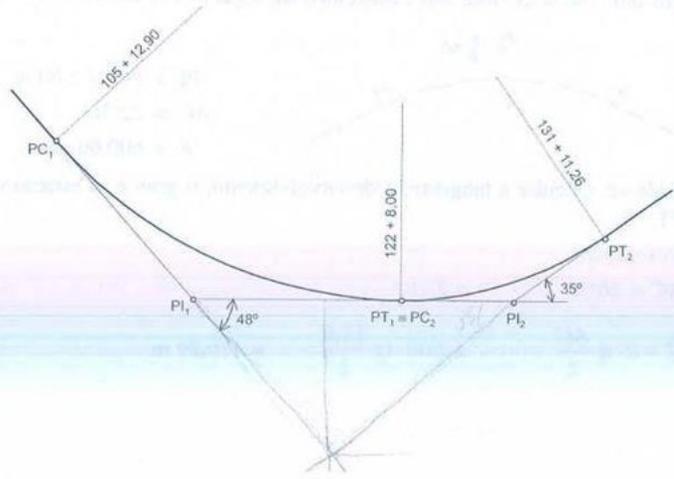
$$T_2 = R \cdot \operatorname{tg} \frac{28}{2}$$

$$R \cdot \operatorname{tg} 20 + R \cdot \operatorname{tg} 14 = 720,00 \quad \Leftrightarrow \quad R = 1.173,98 \text{ m}$$

b) $T_1 + T_2 + 80 = 720,00$

$$R \cdot \operatorname{tg} 20 + R \cdot \operatorname{tg} 14 = 640,00 \quad \Leftrightarrow \quad R = 1.043,54 \text{ m}$$

Exercício 3.5



Dadas as curvas horizontais circulares consecutivas, conforme esquema anterior, desejamos substituí-las por uma só, nas seguintes condições:

- Usando o maior raio, sem que a nova curva saia do intervalo entre o PC₁ e o PT₂.
- Usando o raio cujo valor é a média dos raios das duas curvas.

Calcular o raio da nova curva e as estacas do PC e do PT em cada caso.

Cálculos iniciais:

Curva 1:

$$D_1 = [122 + 8,00] - [105 + 12,90] = 335,10 \text{ m}$$

$$AC_1 = 48^\circ$$

$$R_1 = 180 \cdot D/(\pi \cdot AC) = 180 \cdot 335,10/(\pi \cdot 48) = 400,00 \text{ m}$$

$$T_1 = 400,00 \cdot \text{tg}(48/2) = 178,09 \text{ m}$$

Curva 2:

$$D_2 = [131 + 11,26] - [122 + 8,00] = 183,26 \text{ m}$$

$$AC_2 = 35^\circ$$

$$R_2 = 180 \cdot D/(\pi \cdot AC) = 180 \cdot 183,26/(\pi \cdot 35) = 300,00 \text{ m}$$

$$T_2 = 300,00 \cdot \text{tg}(35/2) = 94,59 \text{ m}$$

Solução a): Se a curva não pode sair do intervalo entre o PC₁ e o PT₂, as tangentes externas devem ser mantidas e o novo PI ficará na interseção destas. Consideremos o triângulo formado pelos PIs antigos e o novo:

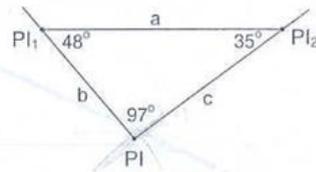
$$a = T_1 + T_2 = 272,68 \text{ m}$$

$$b = 157,58 \text{ m}$$

$$c = 204,16 \text{ m}$$

$$T_1 + b = 335,67 \text{ m}$$

$$T_2 + c = 298,75 \text{ m}$$



O PT₂ fica mais perto do PI do que o PC₁; portanto, a tangente da nova curva (T) será igual a T₂ + c = 298,75 m.

$$[PI] = [PC_1] + T_1 + b = [105 + 12,90] + 335,67 \text{ m} = [122 + 8,57]$$

$$AC = 48^\circ + 35^\circ = 83^\circ$$

$$T = 298,75 \text{ m}$$

$$R = 298,75/\text{tg}(83/2) \Rightarrow R = 337,68 \text{ m}$$

$$D = \pi \cdot 337,68 \cdot 83/180 = 489,17 \text{ m}$$

$$[PC] = [122 + 8,57] - 298,75 \Rightarrow PC = [107 + 09,82]$$

$$[PT] = [107 + 9,82] + 489,17 \Rightarrow PT = [131 + 18,99]$$

Solução b):

$$R = (400,00 + 300,00)/2 \Rightarrow R = 350,00 \text{ m}$$

$$T = 350,00 \text{ tg}(83/2) = 309,65 \text{ m}$$

A estaca do PI é a mesma = [122 + 8,57]

$$\text{Então, } [PC] = [122 + 8,57] - 309,65 \Rightarrow PC = [106 + 18,92]$$

$$D = \pi \cdot 350,00 \cdot 83/180 = 507,02 \text{ m}$$

$$[PT] = [106 + 18,92] + 507,02 \Rightarrow PT = [132 + 05,94]$$

9.3.2 Exercícios Propostos

Exercício 3.6

Em uma curva horizontal circular, conhecem-se os seguintes elementos:

$$G = 1^\circ$$

$$PC = [55 + 9,83]$$

$$PT = [81 + 9,83]$$

Se alterarmos o raio para 2.000 m, conservando as duas tangentes, qual será a estaca do novo PT?

Resposta: $PT = [91 + 0,22]$

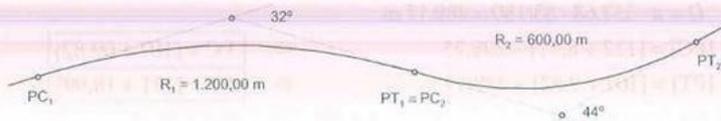
Exercício 3.7

Em um trecho de rodovia temos duas curvas circulares simples: a primeira começando na estaca [10 + 0,00] e terminando na estaca [20 + 9,44] com 300,00 m de raio e a segunda começando na estaca [35 + 14,60] e terminando na estaca [75 + 0,00] com 1500,00 m de raio. Deseja-se aumentar o raio da primeira curva para 600,00 m sem alterar a extensão do trecho. Qual será o raio da segunda curva?

Resposta: $772,38 \text{ m}$

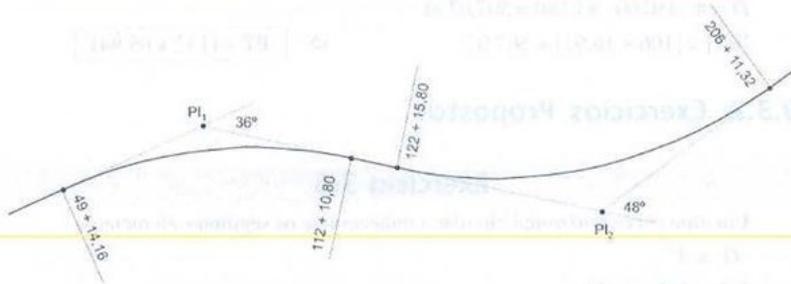
Exercício 3.8

No trecho a seguir, queremos alterar os raios das curvas, mantendo a proporção entre eles, de forma a criar um espaço de 80 metros entre as curvas, sem alterar a poligonal. Quais os raios das novas curvas?



Resposta: $R_1 = 1.036,32 \text{ m}$
 $R_2 = 518,16 \text{ m}$

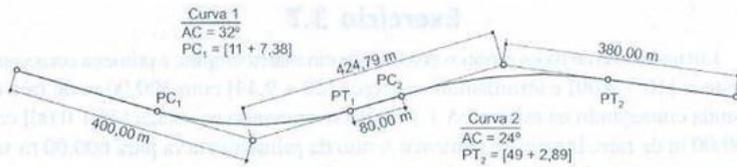
Exercício 3.9



Temos um trecho de rodovia com duas curvas circulares conforme esquema anterior. Pergunta-se: qual a distância entre os PIs?

Resposta: $1.745,30 \text{ m}$

Exercício 3.10



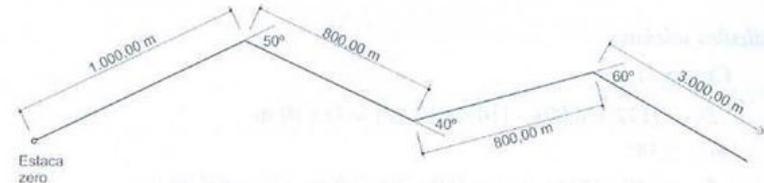
Conhecendo-se os elementos indicados no croqui anterior, calcular a estaca final do trecho.

Resposta: $[59 + 10,69]$

Exercício 3.11

Na poligonal da figura, queremos projetar três curvas horizontais circulares, de maneira que o menor dos raios tenha o maior valor possível e, definido esse valor, os outros dois raios tenham o maior valor possível. A distância mínima entre duas curvas consecutivas deverá ser de 80 metros.

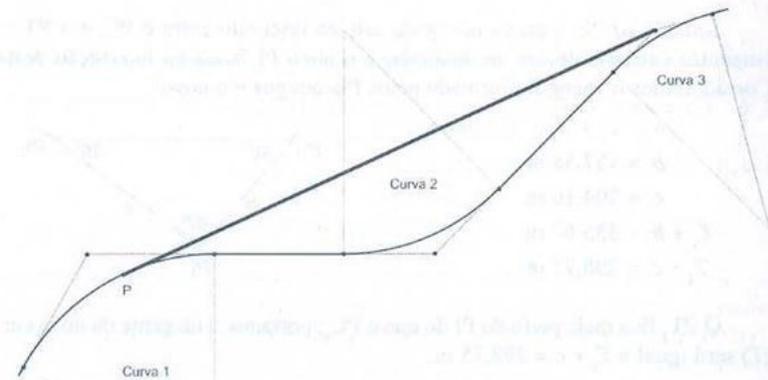
Qual a estaca do primeiro PC?



Resposta: $PC_1 = [27 + 18,39]$

Exercício 3.12

Em um trecho de estrada há três curvas consecutivas, conforme esquema a seguir. Pretende-se fazer uma alteração de traçado, ligando diretamente um ponto da curva 1 ao PI da curva 3. Qual a estaca do ponto P a partir da qual será iniciada a alteração do traçado?

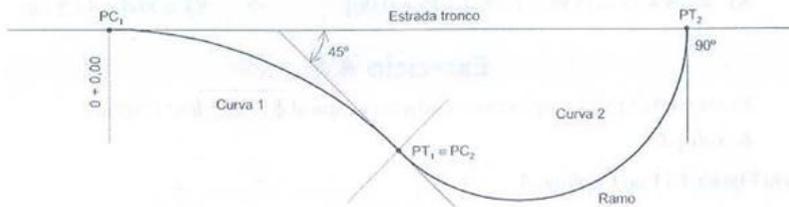


Dados:

$$\begin{aligned} AC_1 &= 60^\circ R_1 = 500,00 \text{ m} & PC_1 &= [73 + 16,40] \\ AC_2 &= 45^\circ R_2 = 500,00 \text{ m} & PC_2 &= [114 + 12,89] \\ AC_3 &= 30^\circ R_3 = 500,00 \text{ m} & PC_3 &= [152 + 11,63] \end{aligned}$$

Resposta: [89 + 7,98]

Exercício 3.13



Queremos projetar um ramo de entroncamento com duas curvas circulares reversas, conforme esquema anterior. A estaca zero do ramo coincide com a estaca [820 + 0,00] e o PT_2 coincide com a estaca [837 + 1,42] da estrada tronco.

Calcular os valores de R_1, R_2, PI_2, PT_2 .

Resposta:
 $R_1 = 241,42 \text{ m} \quad PI_2 = [21 + 11,03]$
 $R_2 = 100,00 \text{ m} \quad PT_2 = [21 + 5,23]$

9.4 Curvas Horizontais com Transição

9.4.1 Exercícios Resolvidos

Exercício 4.1

Estamos projetando uma rodovia para 100 km/h. Calcular o comprimento de transição mínimo, o máximo e o desejável para uma curva horizontal cujo raio no trecho circular é 600,00 m, a superelevação é 9%, o ângulo central é 60° e a largura da faixa de tráfego é 3,6 m.

Resolução:

Comprimento mínimo:

a) Critério dinâmico:
$$Ls_{\min} = \frac{0,036 \cdot V^3}{Rc} = \frac{0,036 \cdot 100^3}{600} = 60,00 \text{ m}$$

b) Critério de tempo:
$$Ls_{\min} = \frac{V}{1,8} = \frac{100}{1,8} = 55,56 \text{ m}$$

c) Critério estético:
$$Ls_{\min} = e \cdot I_f / (0,71 - 0,0026 \cdot Vp)$$

$$Ls_{\min} = 3,6 \cdot 9 / (0,71 - 0,0026 \cdot 100) = 72,00 \text{ m}$$

Comprimento máximo:
$$Ls_{\max} = \frac{\pi \cdot R \cdot AC}{180} = \frac{\pi \cdot 600 \cdot 60}{180} = 628,32 \text{ m}$$

Comprimento desejável:
$$Ls_{\text{des}} = \frac{0,07 \cdot V^3}{Rc} = \frac{0,07 \cdot 100^3}{600} = 116,67 \text{ m}$$

$$Ls_{\text{des}} = 120,00 \text{ m} < Ls_{\max} \quad \Rightarrow \quad \text{OK}$$

Conclusão:
 $Ls_{\min} = 72,00 \text{ m}$
 $Ls_{\max} = 628,32 \text{ m}$
 $Ls_{\text{des}} = 120,00 \text{ m}$

Observação 1: o comprimento desejável não pode, evidentemente, ser maior que o máximo. Se isso acontecer no cálculo, deve ser assumido $Ls_{\text{des}} = Ls_{\max}$. Sempre que $Ls_{\min} < Ls_{\text{des}} < Ls_{\max}$, apesar de ser perfeitamente possível o uso de um $Ls > Ls_{\text{des}}$, não é recomendado por razões de ordem prática, uma vez que a curva ficaria muito longa e se afastaria muito das tangentes.

Observação 2: o Ls desejável serve apenas como orientação na escolha do comprimento de transição. Portanto, não requer a precisão do cálculo, podendo ser arredondado para um valor mais cômodo.

Exercício 4.2

Com os dados do exercício anterior, adotando $Ls = 120,00 \text{ m}$, calcular os seguintes elementos da curva: $\theta_s, X_s, Y_s, Q, p, TT$.

Fazer um croqui indicando os elementos calculados.

Resolução:

$$\theta_s = \frac{Ls}{2 \cdot Rc} = \frac{120,00}{2 \cdot 600,00} = 0,100000 \text{ rad}$$

$$X_s = Ls \cdot \left(1 - \frac{\theta_s^2}{10} + \frac{\theta_s^4}{216} - \dots \right) = 119,88 \text{ m}$$

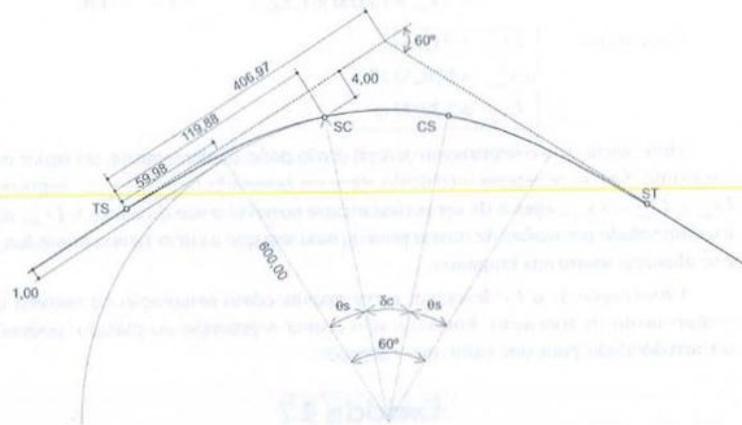
$$Y_s = Ls \cdot \left(\frac{\theta_s}{3} - \frac{\theta_s^3}{42} + \dots \right) = 4,00 \text{ m}$$

$$Q = X_s - R_c \cdot \text{sen} \theta_s = 59,98 \text{ m}$$

$$p = Y_s - R_c \cdot (1 - \text{cos} \theta_s) = 1,00 \text{ m}$$

$$TT = Q + (R_c + p) \cdot \text{tg} \frac{AC}{2} = 406,97 \text{ m}$$

Observação: para ângulos de espiral (θ_s) usuais, a curva de transição passa aproximadamente no meio do afastamento (p) e a abscissa do centro (Q) é aproximadamente metade do comprimento de transição. Assim, se quisermos estimar de antemão qual a tangente total aproximada para uma determinada curva, basta somar $T = R \cdot \text{tg} \frac{AC}{2}$ com $\frac{L_s}{2}$ e teremos uma idéia aproximada da tangente necessária.



Exercício 4.3

Com os dados do exercício anterior e sabendo que a estaca do PI é igual a 847 + 12,20 m, calcular as estacas do TS, do SC, do CS e do ST.

Resolução:

Temos: $PI = [847 + 12,20]$
 $L_s = 120,00 \text{ m} = [6 + 0,00]$
 $TT = 406,97 \text{ m} = [20 + 6,97]$
 $AC = 60^\circ = 1,047198 \text{ rad}$

Cálculo do desenvolvimento circular D_c :

$$\delta_c = AC - 2 \cdot \theta_s$$

$$\delta_c = 1,047198 - 2 \cdot 0,100000 = 0,847198 \text{ rad}$$

$$D_c = \delta_c \cdot R_c = 0,847198 \cdot 600,00 = 508,32 \text{ m}$$

Cálculo das estacas notáveis:

$$TS = PI - TT = [847 + 12,20] - [20 + 6,97] \Rightarrow TS = 827 + 05,23 \text{ m}$$

$$SC = TS + L_s = [827 + 5,23] + [6 + 0,00] \Rightarrow SC = 833 + 05,23 \text{ m}$$

$$CS = SC + D_c = [833 + 5,23] + [25 + 8,32] \Rightarrow CS = 858 + 13,55 \text{ m}$$

$$ST = CS + L_s = [858 + 13,55] + [6 + 0,00] \Rightarrow ST = 864 + 13,55 \text{ m}$$

Exercício 4.4

Fazer a tabela de locação para a primeira espiral do exercício anterior.

Resolução:

veja Figura 4.11 no Capítulo 4

$$\theta = \frac{L^2}{2 \cdot R_c \cdot L_s} = \frac{L^2}{2 \cdot 600 \cdot 120} = \frac{L^2}{144.000}$$

$$X = L \cdot \left(1 - \frac{\theta^2}{10} + \frac{\theta^4}{216} - \dots \right)$$

$$Y = L \cdot \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{42} + \dots \right)$$

$$\text{deflexão} = \text{arctg} \frac{Y}{X}$$

Estaca	Corda (m)	L (m)	θ (rad)	X (m)	Y (m)	Deflexão (graus)	Deflexão (gr. Min)
TS = 827 + 5,23	0,00	0,00	0,000000	0,00	0,00	0,000000	0 0
828	14,77	14,77	0,001515	14,77	0,01	0,028933	0 2
829	20,00	34,77	0,008396	34,77	0,10	0,160342	0 10
830	20,00	54,77	0,020832	54,77	0,38	0,397853	0 24
831	20,00	74,77	0,038823	74,76	0,97	0,741460	0 44
832	20,00	94,77	0,062371	94,73	1,97	1,191148	1 11
833	20,00	114,77	0,091473	114,67	3,50	1,746885	1 45
SC = 833 + 5,23	5,23	120,00	0,100000	119,88	4,00	1,909695	1 55

Exercício 4.5

Em uma curva de uma interseção, conforme esquema, temos $Rc = 50,00$ m e $Ls = 60,00$ m. A estaca da estrada A no cruzamento é $[122 + 15,54]$.

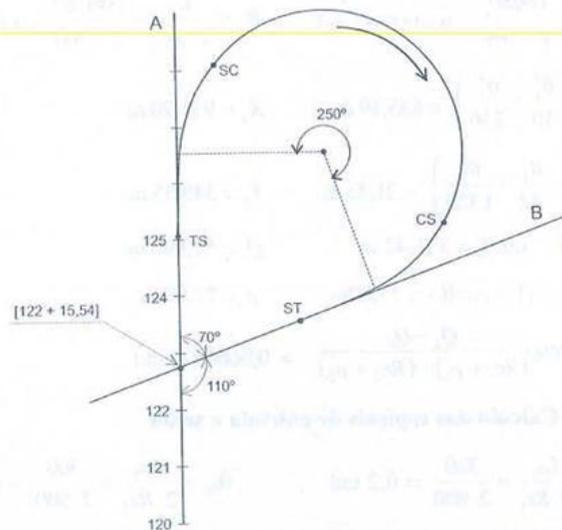
Calcular as estacas dos quatro pontos notáveis, adotando estaqueamento em continuação à estrada A, até o ST da curva.

Resolução:

$$\theta_s = \frac{Ls}{2 \cdot Rc} = \frac{60,00}{2 \cdot 50,00} = 0,6 \text{ rad}$$

$$X_s = Ls \cdot \left(1 - \frac{\theta_s^2}{10} + \frac{\theta_s^4}{216} + \dots \right) = 60 \cdot \left(1 - \frac{0,6^2}{10} + \frac{0,6^4}{216} \right) = 57,88 \text{ m}$$

$$Y_s = Ls \cdot \left(\frac{\theta_s}{3} - \frac{\theta_s^3}{42} + \dots \right) = 60 \cdot \left(\frac{0,6}{3} - \frac{0,6^3}{42} \right) = 11,69 \text{ m}$$



$$Q = X_s - Rc \cdot \text{sen} \theta_s = 57,88 - 50 \cdot \text{sen} (0,6 \text{ rad}) = 29,65 \text{ m}$$

$$p = Y_s - Rc \cdot (1 - \text{cos} \theta_s) = 11,69 - 50 \cdot (1 - \text{cos}(0,6 \text{ rad})) = 2,96 \text{ m}$$

$$TT = Q + (Rc + p) \cdot \text{tg} \frac{AC}{2} = 29,65 + (50 + 2,96) \cdot \text{tg} \left(\frac{250}{2} \right) = -45,98 \text{ m}$$

$$[TS] = [PI] - [TT] = [122 + 15,54] + 45,98 = [122 + 15,54] + [2 + 5,98]$$

$$[TS] = [125 + 1,52]$$

$$[SC] = [TS] + Ls = [125 + 1,52] + 60,00 = [125 + 1,52] + [3 + 0,00]$$

$$[SC] = [128 + 1,52]$$

Cálculo do desenvolvimento circular:

$Dc = Rc \cdot (AC - 2 \cdot \theta_s)$ sendo AC e θ_s em radianos

$$Dc = 50,00 \cdot \left(\frac{250 \cdot \pi}{180} - 2 \cdot 0,6 \right) = 158,17 \text{ m}$$

$$[CS] = [SC] + 158,17 \text{ m} = [128 + 1,52] + [7 + 18,17]$$

$$[CS] = [135 + 19,69]$$

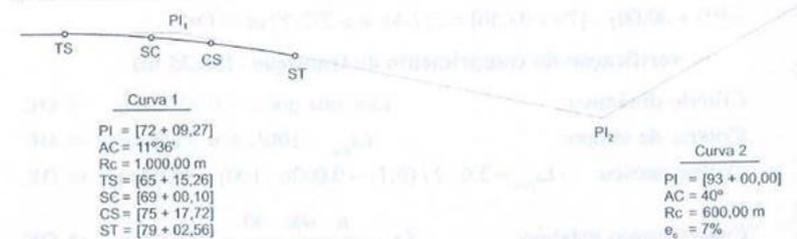
$$[ST] = [CS] + Ls = [135 + 19,69] + [3 + 0,00]$$

$$[ST] = [138 + 19,69]$$

Resposta:

TS	= [125 + 1,52]
SC	= [128 + 1,52]
CS	= [135 + 19,69]
ST	= [138 + 19,69]

Exercício 4.6



No trecho anterior, sendo a velocidade de projeto igual a 100 km/h e a largura da faixa de tráfego 3,60 m, verificar se é possível projetar a curva 2 de maneira que a variação da aceleração centrípeta por unidade de tempo seja a mesma nas duas curvas.

Resolução:

1ª curva – cálculo do J

$$Ls = [69 + 0,10] - [65 + 15,26] = 64,84 \text{ m}$$

$$J = \frac{V^3}{Ls \cdot Rc} = \frac{(100/3,6)^3}{64,84 \cdot 1.000} = 0,33 \text{ m/s}^2/\text{s}$$

2ª curva – cálculo do Ls para proporcionar o mesmo J

$$Ls = \frac{V^3}{J \cdot Rc} = \frac{(100/3,6)^3}{0,33 \cdot 600} = 108,25 \text{ m}$$

– verificação da tangente

$$\theta_s = \frac{Ls}{2 \cdot Rc} = \frac{108,25}{2 \cdot 600,00} = 0,09021 \text{ rad}$$

$$Xs = 108,25 \cdot \left(1 - \frac{\theta_s^2}{10} + \frac{\theta_s^4}{216} - \dots \right) = 108,16 \text{ m}$$

$$Ys = 108,25 \cdot \left(\frac{\theta_s}{3} - \frac{\theta_s^3}{42} + \dots \right) = 3,25 \text{ m}$$

$$Q = 108,16 - 600 \cdot \text{sen} \theta_s = 54,11 \text{ m}$$

$$p = 3,25 - 600 (1 - \text{cos} \theta_s) = 0,81 \text{ m}$$

$$TT = 54,11 + (600 + 0,81) \cdot \text{tg} \frac{40}{2} = 272,79 \text{ m}$$

o espaço disponível para TT é igual a $[PI_2] - [ST_1]$

$$= [93 + 00,00] - [79 + 02,56] = 277,44 \text{ m} > 272,79 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$$

– verificação do comprimento de transição (108,25 m)

Critério dinâmico: sabemos que $J = 0,33 < 0,6 \Rightarrow \text{OK}$

Critério de tempo: $Ls_{\text{mín}} = 100/1,8 = 55,56 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$

Critério estético: $Ls_{\text{mín}} = 3,6 \cdot 7 / (0,71 - 0,0026 \cdot 100) = 56,00 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$

Comprimento máximo: $Ls_{\text{máx}} = \frac{\pi \cdot 600 \cdot 40}{180} = 418,88 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$

Conclusão: a tangente total cabe no espaço disponível e o comprimento de transição é maior que o mínimo e menor que o máximo; portanto é possível projetar as duas curvas com o mesmo J .

Exercício 4.7

Temos duas tangentes com um ângulo central de 120 graus, cujo PI fica na estaca [248 + 6,20]. Queremos concordá-las com duas curvas circulares e três espirais de transição de maneira que o ângulo entre a primeira tangente e a reta que passa pelos centros das curvas circulares (ϕ_1) seja igual a 62 graus. Determinar os pontos notáveis da curva.

Dados: $Ls_1 = 320 \text{ m}$; $Rc_1 = 800 \text{ m}$; $Ls_2 = 400 \text{ m}$; $Rc_2 = 500 \text{ m}$; $Ls_3 = 360 \text{ m}$.

Resolução:

$$L_1 = \frac{Ls \cdot Rc_2}{Rc_1 - Rc_2} = \frac{400 \cdot 500}{800 - 500} = 666,67 \text{ m} \quad L_2 = \frac{Ls \cdot Rc_1}{Rc_1 - Rc_2} = \frac{400 \cdot 800}{800 - 500} = 1.066,67 \text{ m}$$

$$\theta_1 = \frac{L_1}{2 \cdot Rc_1} = \frac{666,67}{2 \cdot 800} = 0,4166687 \text{ rad} \quad \theta_2 = \frac{L_2}{2 \cdot Rc_2} = \frac{1.066,67}{2 \cdot 500} = 1,06667 \text{ rad}$$

$$X_1 = L_1 \cdot \left(1 - \frac{\theta_1^2}{10} + \frac{\theta_1^4}{216} \right) = 655,19 \text{ m} \quad X_2 = 951,70 \text{ m}$$

$$Y_1 = L_1 \cdot \left(\frac{\theta_1}{3} - \frac{\theta_1^3}{42} + \frac{\theta_1^5}{1.320} \right) = 91,45 \text{ m} \quad Y_2 = 349,55 \text{ m}$$

$$Q_1 = X_1 - Rc_1 \cdot \text{sen} \theta_1 = 331,42 \text{ m} \quad Q_2 = 513,90 \text{ m}$$

$$p_1 = Y_1 - Rc_1 \cdot (1 - \text{cos} \theta_1) = 23,00 \text{ m} \quad p_2 = 91,08 \text{ m}$$

$$\theta_c = \arctg \frac{Q_2 - Q_1}{(Rc_1 + p_1) - (Rc_2 + p_2)} = 0,6666473 \text{ rad}$$

Cálculo das espirais de entrada e saída

$$\theta_{s1} = \frac{Ls_1}{2 \cdot Rc_1} = \frac{320}{2 \cdot 800} = 0,2 \text{ rad} \quad \theta_{s2} = \frac{Ls_2}{2 \cdot Rc_2} = \frac{360}{2 \cdot 500} = 0,36 \text{ rad}$$

$$Xs_1 = 318,72 \text{ m} \quad Xs_2 = 355,36 \text{ m}$$

$$Ys_1 = 21,27 \text{ m} \quad Ys_2 = 42,80 \text{ m}$$

$$Qs_1 = 159,79 \text{ m} \quad Qs_2 = 179,23 \text{ m}$$

$$ps_1 = 5,33 \text{ m} \quad ps_2 = 10,75 \text{ m}$$

$$\alpha = \theta_c - \theta_1 = 0,2499786 \text{ rad} \quad \beta = \theta_2 - \theta_c = 0,4000227 \text{ rad}$$

$$\varphi_1 = 62^\circ = 1,0821041 \text{ rad} \quad \varphi_2 = AC - \varphi_1 = 58^\circ = 1,0122910 \text{ rad}$$

$$\delta c_1 = \varphi_1 - \alpha - \theta s_1 = 0,6321255 \text{ rad}$$

$$\delta c_2 = \varphi_2 - \beta - \theta s_2 = 0,2522683 \text{ rad}$$

$$p_e = (Rc_2 - Rc_1) - [(Rc_1 + p_1) - (Rc_2 + p_2)] / \cos \theta_c = 4,90 \text{ m}$$

$$DT = Rc_1 - Rc_2 - p_e = 800 - 500 - 4,90 = 295,10 \text{ m}$$

$$B1 = Rc_1 + p_1 = 800 + 5,33 = 805,33 \text{ m}$$

$$B2 = Rc_2 + p_2 + |DT \cdot \cos \varphi_2| = 500 + 10,75 + 295,10 \cdot \cos 58^\circ = 667,13 \text{ m}$$

$$m = (B1 - B2) / \text{sen } 120^\circ = (805,33 - 667,13) / \text{sen } 120^\circ = 159,58 \text{ m}$$

$$T_1 = B1 \cdot \text{tg } AC/2 - m = 805,33 \cdot \text{tg } 60^\circ - 159,58 = 1.235,29 \text{ m}$$

$$T_2 = B2 \cdot \text{tg } AC/2 + m = 667,13 \cdot \text{tg } 60^\circ + 159,58 = 1.315,08 \text{ m}$$

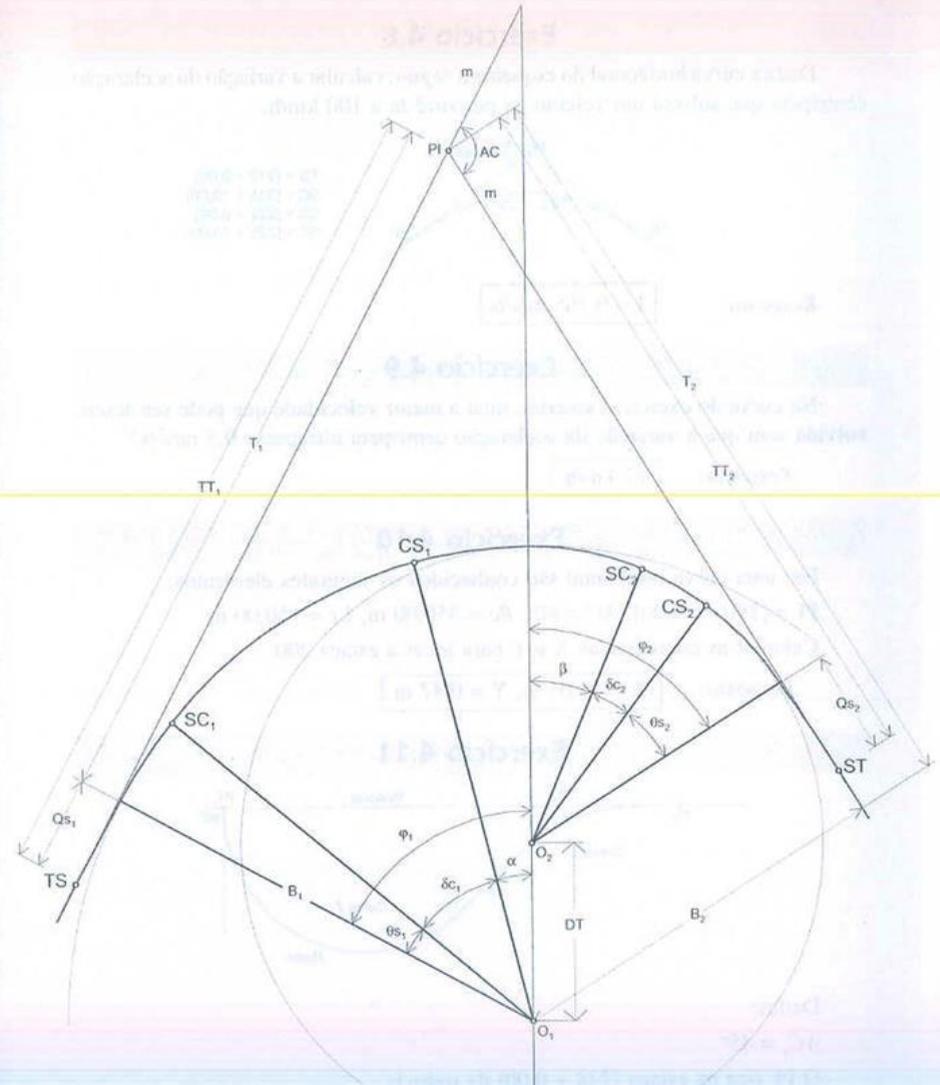
$$TT_1 = T_1 + Qs_1 = 1.235,29 + 159,79 = 1.395,08 \text{ m}$$

$$TT_2 = T_2 + Qs_2 - |DT \cdot \text{sen } \varphi_2| = 1.315,08 + 179,23 - 295,10 \cdot \text{sen } 58^\circ = 1.244,05 \text{ m}$$

$$Dc_1 = Rc_1 \cdot \delta c_1 = 800 \cdot 0,6321255 = 505,70 \text{ m}$$

$$Dc_2 = Rc_2 \cdot \delta c_2 = 500 \cdot 0,2522683 = 126,13 \text{ m}$$

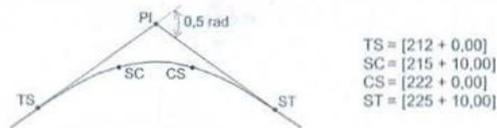
TS = PI - TT ₁ = 4.966,20 - 1.395,08 = 3.571,12	⇒ TS = [178 + 11,12]
SC ₁ = TS + L _{s1} = 3.571,12 + 320,00 = 3.891,12	⇒ SC ₁ = [194 + 11,12]
CS ₁ = SC ₁ + Dc ₁ = 3.891,12 + 505,70 = 4.396,82	⇒ CS ₁ = [219 + 16,82]
SC ₂ = CS ₁ + L _{s2} = 4.396,82 + 400,00 = 4.796,82	⇒ SC ₂ = [239 + 16,82]
CS ₂ = SC ₂ + Dc ₂ = 4.796,82 + 126,13 = 4.922,95	⇒ CS ₂ = [246 + 02,95]
ST = CS ₂ + L _{s2} = 4.922,95 + 360,00 = 5.282,95	⇒ ST = [264 + 02,95]



9.4.2 Exercícios Propostos

Exercício 4.8

Dada a curva horizontal do esquema a seguir, calcular a variação da aceleração centrípeta que sofrerá um veículo ao percorrê-la a 100 km/h.



Resposta: $J = 0,765 \text{ m/s}^2/\text{s}$

Exercício 4.9

Na curva do exercício anterior, qual a maior velocidade que pode ser desenvolvida sem que a variação da aceleração centrípeta ultrapasse $0,5 \text{ m/s}^2/\text{s}$?

Resposta: 87 km/h

Exercício 4.10

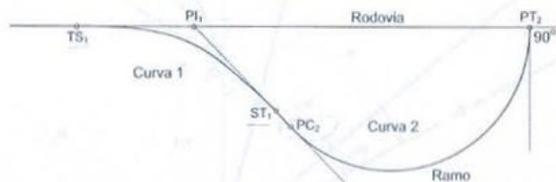
Em uma curva horizontal são conhecidos os seguintes elementos:

$PI = [190 + 15,00]$; $AC = 60^\circ$; $R_c = 350,00 \text{ m}$; $L_s = 150,00 \text{ m}$

Calcular as coordenadas X e Y para locar a estaca 200.

Resposta: $X = 53,01 \text{ m}$; $Y = 0,47 \text{ m}$

Exercício 4.11



Dados:

$AC_1 = 45^\circ$

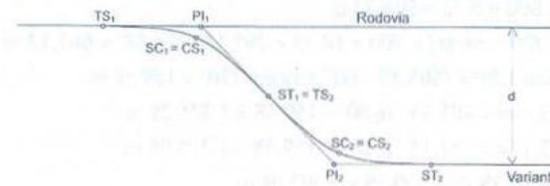
O PI_1 fica na estaca [238 + 0,00] da rodovia.

O PT_2 fica na estaca [245 + 4,85] da rodovia.

Um ramo que sai de uma rodovia, conforme croqui anterior, tem duas curvas com mesmo R_c . A primeira curva tem transição total; a segunda é circular simples. Calcular a extensão do trecho reto entre as duas curvas.

Resposta: $11,07 \text{ m}$

Exercício 4.12

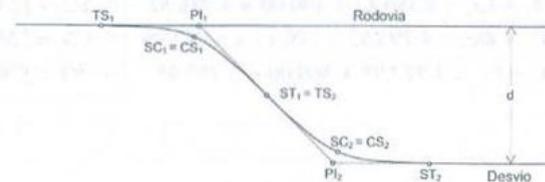


Deseja-se fazer uma variante paralela a uma rodovia, ligada à primeira por meio de duas curvas reversas com transição total conforme esquema. Qual a distância (d) entre os dois eixos?

Dados: $L_s = 60,00 \text{ m}$; $R_c = 80,00 \text{ m}$; (para as duas curvas)

Resposta: $d = 84,63 \text{ m}$

Exercício 4.13



Queremos projetar um desvio paralelo a uma rodovia existente, ligado à mesma por duas curvas iguais e reversas com transição total, conforme esquema. A distância entre os dois traçados é $d = 60,00 \text{ m}$. Qual será o raio e o comprimento de transição das curvas?

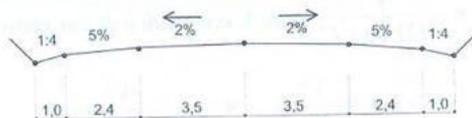
Resposta: $R_c = 52,03 \text{ m}$;

$L_s = 40,86 \text{ m}$

9.5. Seção Transversal

9.5.1 Exercícios Resolvidos

Exercício 5.1

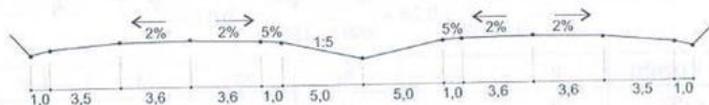


Em um trecho em tangente temos a seção tipo do esquema acima. Conhecendo-se a cota do greide no eixo, igual a 727,42 m. Calcular as cotas nas bordas da pista, do acostamento e da valeta de drenagem.

Resolução:

bordas da pista: $727,42 - 0,02 \cdot 3,5 = 727,35$ m
 bordas do acostamento: $727,35 - 0,05 \cdot 2,4 = 727,23$ m
 valetas de drenagem: $727,23 - 0,25 \cdot 1,0 = 726,98$ m

Exercício 5.2



Na seção tipo anterior, a cota no eixo da pista esquerda é 644,16 e da pista direita é 645,16. Calcular a inclinação (em %) do lado direito do canteiro central.

Resolução:

Cota da valeta central = $644,16 - 0,02 \cdot 3,6 - 0,05 \cdot 1,0 - 0,2 \cdot 5,0 = 643,038$ m.
 Cota da borda da faixa de segurança da pista direita = $645,16 - 0,02 \cdot 3,6 - 0,05 \cdot 1,0 = 645,038$ m.
 Inclinação = $(645,038 - 643,038)/5,0 = 0,4$

Resposta: a inclinação é 40%

Observação: neste caso particular, como as pistas são iguais, a resolução do exercício poderia ser simplificada adotando-se, para as bordas do canteiro central, cotas relativas arbitrarias com a mesma diferença entre as cotas dos eixos (1,00 m no caso).

9.5.2 Exercícios Propostos

Exercício 5.3

Em um trecho em tangente, temos uma seção em que o canteiro central mede 12,00 m; o valor mínimo da inclinação do canteiro é 1:5 e o máximo é 1:2. A cota do greide na pista esquerda é 222,14 m e na pista direita é 224,78 m. Qual a menor distância que se consegue entre a valeta central e o centro do canteiro?

Resposta: 1,20 m

Exercício 5.4

Em uma seção em tangente com canteiro central de 10,00 m, valor mínimo da inclinação 1:4 e valor máximo 1:2, queremos que a menor distância entre a valeta e a borda da pista mais baixa seja 1,60 m. Qual a maior diferença de cotas que pode haver entre as pistas?

Resposta: 3,80 m

9.6 Superelevação e Superlargura

9.6.1 Exercícios Resolvidos

Exercício 6.1

Calcular o menor raio que pode ser usado com segurança, em uma curva horizontal de rodovia, com velocidade de projeto 60 km/h em imediações de cidade.

Resolução:

Temos a seguinte relação para V em km/h e R em metros:

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

Para zona urbana ou trechos de baixa velocidade:

$e_{\max} = 0,06$ (ver Capítulo 4, Seção 6.2 – “Valores-limite da Superelevação”)

$f_{\max} = 0,15$ (Tabela 6.1)

$$\text{Substituindo, } R_{\min} = \frac{60^2}{127 \cdot (0,06 + 0,15)}$$

em que: $R_{\min} = 134,98$ m

Exercício 6.2

Em uma estrada onde a superelevação máxima é 10%, temos uma curva horizontal com $R = 360$ m. Calcular a maior velocidade que esta curva permite com segurança e conforto.

Resolução:

$$R = 360 \text{ m}; e_{\max} = 0,10$$

$$R = \frac{V^2}{127 \cdot (e + f)}, \text{ para } V \text{ em km/h e } R \text{ em metros}$$

conseqüentemente $V^2 = 127 \cdot R \cdot (e + f)$

Para obter a máxima velocidade, utilizamos a máxima superelevação e o máximo atrito.

$$Vp^2 = 127 \cdot R \cdot (e_{\max} + f_{\max})$$

A AASHTO adota para f_{\max} os valores da Tabela 6.1, que correspondem às equações:

$$f_{\max} = 0,24 - Vp/800 \quad \text{para } Vp \geq 80 \text{ km/h}$$

$$f_{\max} = 0,188 - Vp/1667 \quad \text{para } Vp \leq 80 \text{ km/h}$$

Para a escolha de f_{\max} vamos supor inicialmente que a velocidade desejada seja menor que 80 km/h, ou seja: $f_{\max} = 0,188 - Vp/1667$

$$V_{\max}^2 = 127 \cdot 360 \cdot 0,10 + 127 \cdot 360 \cdot \left(0,188 - \frac{V_{\max}}{1667}\right)$$

$$V_{\max}^2 = 4.572 + 8.595,36 - 27,43 \cdot V_{\max}$$

$$V_{\max} = 101,85 \text{ km/h} > 80 \text{ km/h}, \text{ o que não confirma a hipótese.}$$

$$\text{Vamos, então, adotar } f_{\max} = 0,24 - Vp/800$$

$$V_{\max}^2 = 127 \cdot 360 \cdot 0,10 + 127 \cdot 360 \cdot \left(0,24 - \frac{V_{\max}}{800}\right)$$

$$V_{\max}^2 = 4.572 + 10.972,8 - 57,15 \cdot V_{\max}$$

$$V_{\max} = 99,34 \text{ km/h}$$

Resposta: $V_{\max} = 99 \text{ km/h}$

Exercício 6.3

Para a curva do exercício anterior, fazer um gráfico de $e = f(V)$ usando atrito nulo e atrito máximo. Respeitar os limites da superelevação, adotando $e = 0$ quando for negativo e $e = e_{\max}$ quando for maior que este.

Resolução:

$$R = \frac{V^2}{127 \cdot (e + f)} \text{ para } V \text{ em km/h e } R \text{ em metros}$$

$$e + f = \frac{V^2}{127 \cdot R} \Rightarrow e = \frac{V^2}{127 \cdot R} - f$$

(a) considerando $f = 0$

$$e = \frac{V^2}{127 \cdot R} = \frac{V^2}{127 \cdot 360} = \frac{V^2}{45720}$$

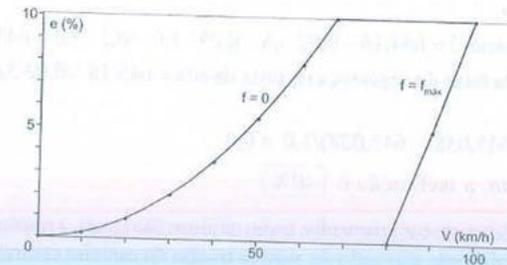
V (km/h)	30	40	50	60	67,6	70
e (%)	2,0	3,5	5,5	7,9	10,0	10,0

(b) considerando $f = f_{\max} = 0,24 - \frac{V}{800}$, calculamos os valores da superelevação para $V \geq 80$ km/h

$$e = \frac{V^2}{127 \cdot R} - 0,24 + \frac{V}{800} = \frac{V^2}{45720} - 0,24 + \frac{V}{800}$$

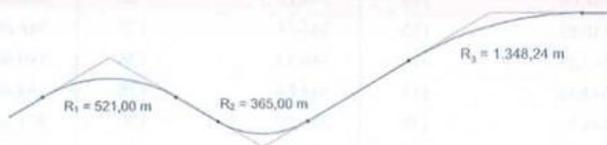
V (km/h)	0	...	70	80	90	100
e (%)	0	...	0	0	5,0	10,0

Observação: não foi necessário usar a outra fórmula para f_{\max} porque e seria nulo.



Exercício 6.4

Calcular a superelevação no trecho circular das curvas a seguir, pelo método da AASHTO, sendo $V_p = 100$ km/h e $e_{\max} = 10\%$.



Verificação do raio mínimo:

$$V = 100 \text{ km/h} \quad \Leftrightarrow \quad f_{\max} = 0,12$$

$$R_{\min} = \frac{100^2}{127 \cdot (0,10 + 0,12)} = 357,91 \text{ m}$$

Os raios são compatíveis com a velocidade e a superelevação máxima.

Resolução:

A partir do raio de cada curva, calculamos o grau (G) para permitir melhor interpolação no ábaco da AASHTO $G = \frac{1146}{R}$.

curva 1: $R_1 = 521,00 \text{ m}$	$\Leftrightarrow G_1 = 2,20^\circ$	gráfico \rightarrow	$e_1 = 8,3\%$
curva 2: $R_2 = 365,00 \text{ m}$	$\Leftrightarrow G_2 = 3,14^\circ$	gráfico \rightarrow	$e_2 = 10,0\%$
curva 3: $R_3 = 1348,24 \text{ m}$	$\Leftrightarrow G_3 = 0,85^\circ$	gráfico \rightarrow	$e_3 = 3,7\%$

Exercício 6.5

Para a curva I do exercício anterior, calcular:

a) O coeficiente de atrito que efetivamente está sendo "utilizado".

b) Se quisermos operar na condição de maior conforto, qual será a superelevação e o coeficiente de atrito?

Resolução:

$$a) \quad R = \frac{V^2}{127 \cdot (e + f)} \quad \Leftrightarrow \quad f = \frac{V^2}{127 \cdot R} - e$$

$$f = \frac{100^2}{127 \cdot 521,00} - 0,083 = 0,068$$

b) Fazendo $f = 0$, temos

$$e = \frac{V^2}{127 \cdot R} - f = \frac{100^2}{127 \cdot 521,00} - 0 = 0,15$$

Para $f = 0$ teríamos $e > e_{\max}$, não satisfazendo as condições de segurança. Como o maior conforto ocorrerá para o menor valor de f , teremos de adotar $e = e_{\max} = 0,10$ e recalculamos f .

$$f = \frac{100^2}{127 \cdot 521,00} - 0,10 = 0,05$$

Resposta:

a) $f = 6,8\%$
b) $e = 10\%; f = 5\%$

Exercício 6.6

Dados $V_p = 60$ km/h e $e_{\max} = 10\%$, traçar o paralelogramo dos valores aceitáveis $e = f(G)$. Traçar a reta correspondente ao atrito nulo considerando-se a velocidade média de percurso – o volume de tráfego médio e traçar a curva da AASHTO.

Resolução: $e_{\max} = 10\%$

$$V_p = 60 \text{ km/h} \quad \Leftrightarrow \quad V_m = 51 \text{ km/h}$$

$$e = K \cdot G - f \quad \text{sendo} \quad K = \frac{V^2}{1146 \cdot g}$$

a) Velocidade de projeto:

$$K = \frac{60^2}{3,6^2 \cdot 1146 \cdot 9,81} = 0,024708$$

atrito nulo ($f = 0$)

$$e = 0,024708 \cdot G$$

$$\text{para } e = 0 \quad \Leftrightarrow \quad G = 0^\circ$$

$$\text{para } e = 0,10 \quad \Leftrightarrow \quad G = 4,05^\circ$$

atrito máximo ($f = f_{\max}$)

$$V = 60 \text{ km/h} \quad \Leftrightarrow \quad f_{\max} = 0,15$$

$$e = 0,024708 \cdot G - 0,15$$

$$\text{para } e = 0 \quad \Leftrightarrow \quad G = 6,1^\circ$$

$$\text{para } e = 0,10 \quad \Leftrightarrow \quad G = 10,1^\circ$$

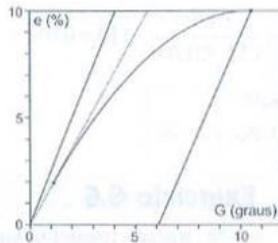
b) Velocidade média de percurso

$$K' = \frac{51^2}{3,6^2 \cdot 1146 \cdot 9,81} = 0,017852$$

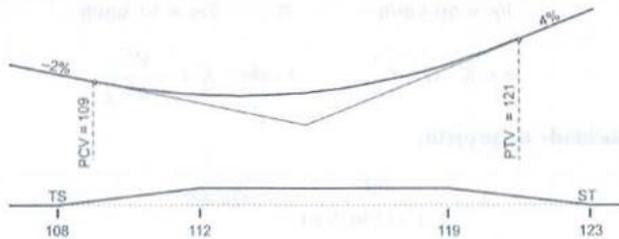
atrito nulo

$$e = 0,017852 \cdot G$$

para $e = 0,10 \Rightarrow G = 5,6^\circ$



Exercício 6.7



Com o perfil dado na tabela a seguir, supondo-se que o alinhamento horizontal é o representado no esquema e, conhecendo-se $e_n = -2\%$, $e_c = 8\%$ e a largura da pista = 7,00 m, calcular as cotas das bordas em todo o trecho onde há influência da superelevação, aplicando o giro em torno do eixo.

Estaca	Cota	Estaca	Cota	Estaca	Cota
104	546,88	112	544,13	120	546,53
105	546,48	113	544,08	121	547,28
106	546,08	114	544,13	122	548,08
107	545,68	115	544,28	123	548,88
108	545,28	116	544,53	124	549,68
109	544,88	117	544,88	125	550,48
110	544,53	118	545,33	126	551,28
111	544,28	119	545,88	127	552,08

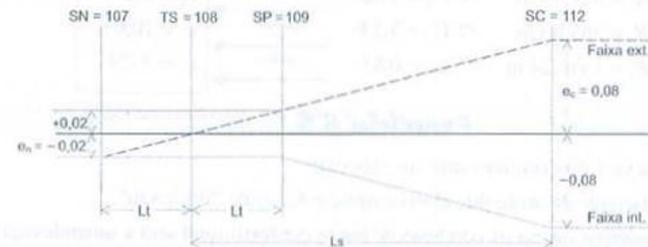
Resolução:

1º passo – determinação do trecho onde há influência da superelevação, ou seja, cálculo dos pontos SN e NS.

A variação da inclinação transversal das faixas de tráfego na primeira espiral é mostrada no esquema a seguir:

$$L_t = \frac{L_s \cdot 0,02}{e_c} = \frac{(112 - 108) \cdot 20 \cdot 0,02}{0,08} = 20,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} SN = TS - L_t &= [108 + 0,00] - [1 + 0,00] \Rightarrow SN = [107 + 0,00] \\ NS = ST + L_t &= [123 + 0,00] + [1 + 0,00] \Rightarrow NS = [124 + 0,00] \end{aligned}$$



2º passo – cálculo das inclinações e cotas:

A variação da inclinação transversal por estaca é $\frac{0,08}{80} \cdot 20 = 0,02 = 2\%$.

Com as inclinações assim calculadas, preenchemos a quarta e a sexta colunas da tabela a seguir.

Estaca	Perf. Ref. (m)	Eixo (m)	Incl. Esq. (%)	Borda esq. (m)	Incl. Dir. (%)	Borda dir. (m)
SN = 107	545,68	545,68	-2,0000	545,61	-2,0000	545,61
TS = 108	545,28	545,28	-2,0000	545,21	0,0000	545,28
SP = 109	544,88	544,88	-2,0000	544,81	2,0000	544,95
110	544,53	544,53	-4,0000	544,39	4,0000	544,67
111	544,28	544,28	-6,0000	544,07	6,0000	544,49
SC = 112	544,13	544,13	-8,0000	543,85	8,0000	544,41
113	544,08	544,08	-8,0000	543,80	8,0000	544,36
114	544,13	544,13	-8,0000	543,85	8,0000	544,41
115	544,28	544,28	-8,0000	544,00	8,0000	544,56
116	544,53	544,53	-8,0000	544,25	8,0000	544,81
117	544,88	544,88	-8,0000	544,60	8,0000	545,16
118	545,33	545,33	-8,0000	545,05	8,0000	545,61
CS = 119	545,88	545,88	-8,0000	545,60	8,0000	546,16
120	546,53	546,53	-6,0000	546,32	6,0000	546,74
121	547,28	547,28	-4,0000	547,14	4,0000	547,42
PS = 122	548,08	548,08	-2,0000	548,01	2,0000	548,15
ST = 123	548,88	548,88	-2,0000	548,81	0,0000	548,88
NS = 124	549,68	549,68	-2,0000	549,61	-2,0000	549,61

As colunas da tabela foram obtidas com o seguinte procedimento:

Coluna 2: O greide dado.

Coluna 3: A cota do eixo é sempre igual à do perfil de referência porque, neste método, o eixo é o ponto fixo.

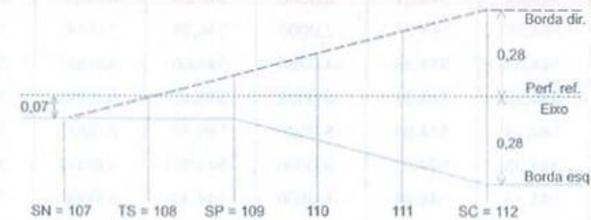
Coluna 4: A inclinação da faixa esquerda (interna) é negativa, sendo $-0,02$ até o SP, $-0,08 = e_r$ (dado) no SC e variando linearmente entre esses dois pontos. Entre o SC e o CS é constante e na segunda espiral tem variação simétrica em relação à primeira espiral.

Coluna 5: col. 3 + col. 4 $\cdot l_f$, sendo $l_f =$ largura da faixa = metade da largura da pista.

Coluna 6: A faixa direita, no nosso caso, é a externa. Sua inclinação é $-0,02$ no SN, $+0,08$ no SC, variando linearmente entre esses dois pontos. Entre o SC e o CS é constante.

Coluna 7: col. 3 + col. 6 $\cdot l_f$

Observação: outra maneira de resolver este exercício seria, em vez de interpolar as inclinações transversais e multiplicar por l_f , calcular as cotas no SP e SC e interpolar nas demais estacas segundo o esquema a seguir.



Exercício 6.8

Resolver o exercício anterior com giro ao redor da borda interna.

Resolução:

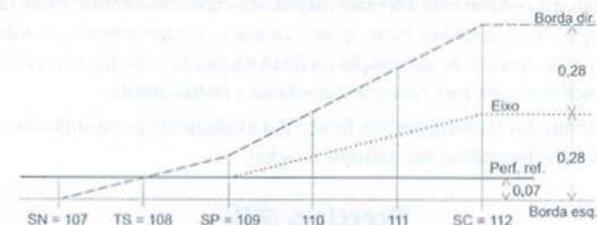
O esquema de variação da inclinação transversal é o mesmo do exercício anterior, portanto, as estacas do SN, SP, PS e NS são as mesmas.

$$SN = [107 + 0,00]; \quad SP = [109 + 0,00]$$

$$PS = [122 + 0,00]; \quad NS = [124 + 0,00]$$

A variação de inclinação por estaca também é a mesma, igual a $0,02$ ou 2% .

A variação das cotas do eixo e das bordas já segue esquema totalmente diferente, conforme a figura seguinte.



Estaca	Perf. ref. (m)	Borda esq. (m)	Incl. esq. (%)	Eixo (m)	Incl. dir. (%)	Borda dir. (m)
SN = 107	545,68	545,61	-2,0000	545,68	-2,0000	545,61
TS = 108	545,28	545,21	-2,0000	545,28	0,0000	545,28
SP = 109	544,88	544,81	-2,0000	544,88	2,0000	544,95
110	544,53	544,46	-4,0000	544,60	4,0000	544,74
111	544,28	544,21	-6,0000	544,42	6,0000	544,63
SC = 112	544,13	544,06	-8,0000	544,34	8,0000	544,62
113	544,08	544,01	-8,0000	544,29	8,0000	544,57
114	544,13	544,06	-8,0000	544,34	8,0000	544,62
115	544,28	544,21	-8,0000	544,49	8,0000	544,77
116	544,53	544,46	-8,0000	544,74	8,0000	545,02
117	544,88	544,81	-8,0000	545,09	8,0000	545,37
118	545,33	545,26	-8,0000	545,54	8,0000	545,82
CS = 119	545,88	545,81	-8,0000	546,09	8,0000	546,37
120	546,53	546,46	-6,0000	546,67	6,0000	546,88
121	547,28	547,21	-4,0000	547,35	4,0000	547,49
PS = 122	548,08	548,01	-2,0000	548,08	2,0000	548,15
ST = 123	548,88	548,81	-2,0000	548,88	0,0000	548,88
NS = 124	549,68	549,61	-2,0000	549,68	-2,0000	549,61

Observações:

1. A ordem das colunas está diferente daquela do exercício anterior. Estão colocadas na ordem em que são calculadas. Neste caso, calcula-se primeiramente a borda interna (esquerda); a partir desta, e da inclinação da faixa esquerda, calcula-se o eixo; a partir do eixo e da inclinação da faixa direita, calcula-se a borda direita.

2. As colunas das inclinações das faixas são exatamente as mesmas do exercício anterior, pois não dependem do método de giro.

Exercício 6.9

Resolver o exercício anterior com giro ao redor da borda externa.

Resolução:

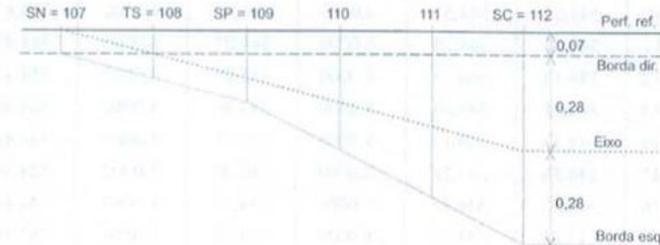
O esquema de variação da inclinação transversal é o mesmo dos exercícios anteriores, portanto, as estacas do SN, SP, PS e NS são as mesmas.

$$SN = [107 + 0,00]; \quad SP = [109 + 0,00]$$

$$PS = [122 + 0,00]; \quad NS = [124 + 0,00]$$

A variação de inclinação por estaca também é a mesma.

A variação das cotas do eixo e das bordas é mostrada no esquema a seguir.



Estaca	Perf. Ref. (m)	Borda dir. (m)	Incl. Dir. (%)	Eixo (m)	Incl. Esq. (%)	Borda esq. (m)
SN = 107	545,68	545,61	-2,0000	545,68	-2,0000	545,61
TS = 108	545,28	545,21	0,0000	545,21	-2,0000	545,14
SP = 109	544,88	544,81	2,0000	544,74	-2,0000	544,67
110	544,53	544,46	4,0000	544,32	-4,0000	544,18
111	544,28	544,21	6,0000	544,00	-6,0000	543,79
SC = 112	544,13	544,06	8,0000	543,78	-8,0000	543,50
113	544,08	544,01	8,0000	543,73	-8,0000	543,45
114	544,13	544,06	8,0000	543,78	-8,0000	543,50
115	544,28	544,21	8,0000	543,93	-8,0000	543,65
116	544,53	544,46	8,0000	544,18	-8,0000	543,90
117	544,88	544,81	8,0000	544,53	-8,0000	544,25
118	545,33	545,26	8,0000	544,98	-8,0000	544,70
CS = 119	545,88	545,81	8,0000	545,53	-8,0000	545,25
120	546,53	546,46	6,0000	546,25	-6,0000	546,04
121	547,28	547,21	4,0000	547,07	-4,0000	546,93
PS = 122	548,08	548,01	2,0000	547,94	-2,0000	547,87
ST = 123	548,88	548,81	0,0000	548,81	-2,0000	548,74
NS = 124	549,68	549,61	-2,0000	549,68	-2,0000	549,61

Observações:

1. As colunas estão colocadas na ordem em que são calculadas. Neste caso, calcula-se primeiramente a borda externa (direita); a partir desta e da inclinação da faixa direita, calcula-se o eixo; a partir do eixo e da inclinação da faixa esquerda, calcula-se a borda esquerda.

2. As colunas das inclinações das faixas são exatamente as mesmas dos exercícios anteriores, pois não dependem do método de giro.

9.6.2 Exercícios Propostos

Exercício 6.10

No trecho circular de uma curva horizontal, conhecemos: $V_p = 100$ km/h; $R_c = 500$ m; $e_n = -2\%$; $e_c = 9\%$; largura da pista = 7,00 m; veículo-padrão do projeto = caminhão SU.

Calcular a cota relativa (diferença de cota em relação ao perfil de referência) da borda interna aplicando superelevação com giro em torno da borda interna e superlargura no lado interno da curva.

Resposta:

- a) utilizando o valor calculado para a superlargura \Rightarrow -0,12 m
- b) tomando a superlargura de 60 cm (min. prático) \Rightarrow -0,13 m

Exercício 6.11

Para uma rodovia projetada para $V_p = 100$ km/h e superelevação máxima de 8%, pergunta-se:

- a) Qual o raio mínimo?
- b) Em um critério em que a superelevação e o atrito variam na mesma proporção, quais serão estes dois valores para um raio de 458,12 m?

Resposta:

- a) $R_{min} = 393,70$ m
- b) $e = 6,9\%$ $f = 0,10$

Exercício 6.12

Em uma rampa descendente de 4% temos uma curva para a esquerda em que se conhecem:

$TS = [80 + 0,00]$; $SC = [86 + 0,00]$; $l_j = 3,50$ m; $e_n = -2\%$;
 cotas na estaca $[86 + 0,00]$: borda esq. = 863,61 m; borda dir. = 864,24 m
 Sabendo-se que o giro foi feito em torno da borda interna, pedem-se as cotas das bordas e do eixo na estaca $[83 + 0,00]$.

Resposta: b. esq. = 866,01 m eixo = 866,17 m b. dir. = 866,33 m

Exercício 6.13

Construir a curva da AASHTO para $V_p = 80$ km/h e $e_{mix} = 8\%$.
 Verificar alguns pontos comparando com a Figura 6.10.

Exercício 6.14

Temos uma curva horizontal em que conhecemos: $TS = [408 + 12,00]$; $SC = [413 + 12,00]$; $V_p = 80$ km/h; $R_c = 320$ m; $e_n = -2\%$; $e_c = 8\%$; largura da pista = 7,20 m.; superelevação com giro em torno do eixo; superlargura no lado interno da curva; veículo-padrão = SU.

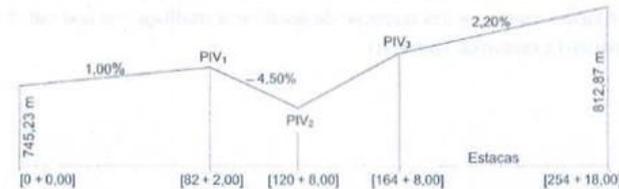
Calcular a cota da borda interna na estaca $[411 + 0,00]$, sabendo-se que a cota do perfil de referência é 628,44 m.

Resposta: 628,28 m

9.7 Perfil Longitudinal

9.7.1 Exercícios Resolvidos

Exercício 7.1



Sendo conhecidos os dados constantes do croquis anterior, calcular as cotas dos PIVs e a rampa desconhecida.

Resolução:

Cálculo das distâncias



Cálculo das cotas dos PIVs

$$PIV_1 = 745,23 + 1/100 \cdot 1642 = 761,65 \text{ m}$$

$$PIV_2 = 761,65 - 4,5/100 \cdot 766 = 727,18 \text{ m}$$

$$PIV_3 = 812,87 - 2,2/100 \cdot 1.810 = 773,05 \text{ m}$$

Cálculo da terceira rampa

$$i_3 = (773,05 - 727,18) / 880 = 0,052125$$

$$i_3 = 5,2125\%$$

Exercício 7.2

Com os dados do exercício anterior e, adotando-se os raios (em módulo) $R_1 = 6.000$ m, $R_2 = 4.000$ m, $R_3 = 10.000$ m, calcular as estacas dos PCVs e PTVs.

Resolução:

$$\text{Temos: } \delta i = i_2 - i_1$$

$$L_v = R \cdot \delta i$$

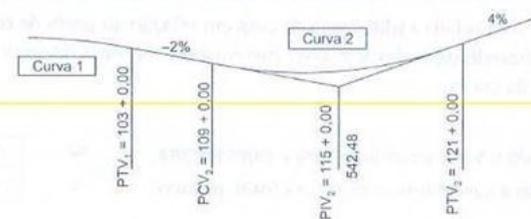
$$PCV = PIV - L_v/2$$

$$PTV = PIV + L_v/2$$

Observação: usaremos a convenção da geometria analítica, em que curva côncava tem raio positivo e convexa, negativo.

Curva	1	2	3
i_2	-0,045	0,052125	0,022
i_1	0,01	-0,045	0,052125
δi	-0,055	0,097125	-0,030125
R	-6000,00	4000,00	-10000,00
L_v	330,00	388,50	301,25
$L_v/2$	165,00	194,25	150,63
PIV	[82 + 2,00]	[120 + 8,00]	[164 + 8,00]
PCV	[73 + 17,00]	[110 + 13,75]	[156 + 17,37]
PTV	[90 + 7,00]	[130 + 2,25]	[171 + 18,63]

Exercício 7.3



Dado o trecho de perfil da figura, calcular as cotas do greide (perfil de referência) da estaca 103 à estaca 125.

Resolução:

Inicialmente, calcularemos as cotas do PTV₁ e PCV₂ a partir da única cota conhecida que é o PIV₂.

$$PCV_2 = 542,48 - (-0,02) \cdot (115 - 109) \cdot 20 = 544,88 \text{ m}$$

$$PTV_1 = 542,48 - (-0,02) \cdot (115 - 103) \cdot 20 = 547,28 \text{ m}$$

Cálculo do trecho entre o PTV₁ e o PCV₂ (rampa)

Na rampa, o incremento de cota entre uma estaca e a seguinte é constante. Em nosso caso, é igual a $-0,02 \cdot 20 = -0,40$ m. Assim, cada cota é igual à anterior menos 0,40 m.

Estaca	Cota
103	547,28
104	546,88
105	546,48
106	546,08
107	545,68
108	545,28
109	544,88

Cálculo da curva vertical 2

$$L_v = [121 + 0,00] - [109 + 0,00] = 240 \text{ m}$$

$$y = a \cdot x^2 + b \cdot x; \quad a = \frac{\delta i}{2L_v}; \quad b = i_1$$

$$y = \frac{0,06}{2 \cdot 240} \cdot x^2 - 0,02 \cdot x = 1,25 \cdot 10^{-4} \cdot x^2 - 0,02 \cdot x$$

A cota de um ponto *P* qualquer é a cota do PCV mais *y* no referido ponto.

① Estaca	② <i>x</i>	③ $0,02 \cdot x$	④ x^2	⑤ $1,25 \cdot 10^{-4} \cdot x^2$	⑥ $y = ⑤ - ③$	⑦ Cota = 544,88 + <i>y</i>
109	0	0	0	0	0	544,88
110	20	0,40	400	0,05	-0,35	544,53
111	40	0,80	1600	0,20	-0,60	544,28
112	60	1,20	3600	0,45	-0,75	544,13
113	80	1,60	6400	0,80	-0,80	544,08
114	100	2,00	10000	1,25	-0,75	544,13
115	120	2,40	14400	1,80	-0,60	544,28
116	140	2,80	19600	2,45	-0,35	544,53
117	160	3,20	25600	3,20	0,00	544,88
118	180	3,60	32400	4,05	0,45	545,33
119	200	4,00	40000	5,00	1,00	545,88
120	220	4,40	48400	6,05	1,65	546,53
121	240	4,80	57600	7,20	2,40	547,28

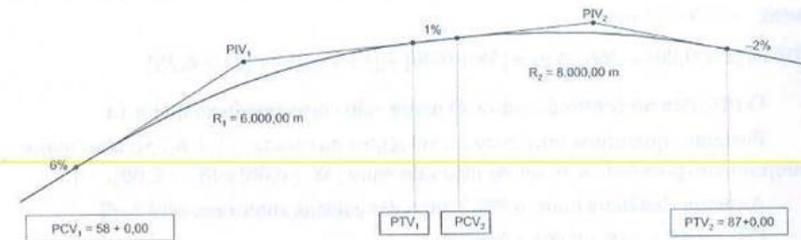
Cálculo do trecho entre o PTV₂ e a estaca 125 (2ª rampa)

O incremento em cada estaca é $0,04 \cdot 20 = 0,80 \text{ m}$.

Estaca	Cota
121	547,28
122	548,08
123	548,88
124	549,68
125	550,48

Exercício 7.4

Dado o trecho de perfil a seguir, queremos substituir as duas curvas por uma só, usando o maior raio possível, sem que a nova curva saia do intervalo entre as estacas 58 e 87. Calcular o PIV, o raio, o PCV e o PTV da nova curva.



Resolução:

$$L_{v1} = -6000,00 \cdot (0,01 - 0,06) = 300,00 \text{ m}$$

$$PTV_1 = [58 + 0,00] + 300,00 \text{ m} = [58 + 0,00] + [15 + 0,00] = [73 + 0,00]$$

$$L_{v2} = -8000,00 \cdot (-0,02 - 0,01) = 240,00 \text{ m}$$

$$PCV_2 = [87 + 0,00] - 240,00 \text{ m} = [87 + 0,00] - [12 + 0,00] = [75 + 0,00]$$

Se o objetivo é substituir as duas curvas por uma, subentende-se que o restante do trecho, antes da estaca 58 e depois da 87, não será alterado, devendo ser conservadas as rampas extremas e eliminada a rampa intermediária.

Adotando o PCV₁ como origem do sistema de referência, temos (ver a figura a seguir):

O PIV da curva nova será a interseção das rampas extremas.

Equação da 1ª rampa: $y = 0,06 \cdot x$

Coordenadas do PIV₁: $x = 150,00 \text{ m}$

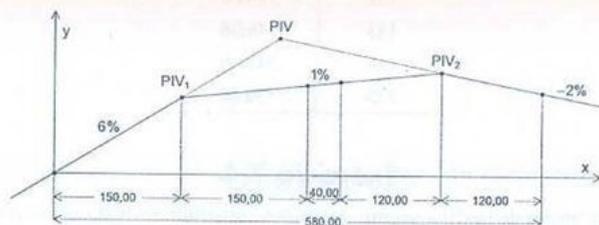
$$y = 0,06 \cdot 150,00 = 9,00 \text{ m}$$

Coordenadas do PIV₂: $x = 300,00 + 40,00 + 120,00 = 460,00 \text{ m}$

$$y = 9,00 + (150,00 + 40,00 + 120,00) \cdot 0,01 = 12,10 \text{ m}$$

Equação da 2ª rampa: $y - y_0 = i \cdot (x - x_0) \Leftrightarrow y - 12,10 = -0,02 \cdot (x - 460,00)$

$$y = -0,02 \cdot x + 21,30$$



No ponto de interseção temos: $0,06 \cdot x = 21,30 - 0,02 \cdot x$

assim: $x = 266,25 \text{ m}$

$$\text{PIV} = [58 + 0,00] + 266,25 \text{ m} = [58 + 0,00] + [13 + 6,25] = [71 + 6,25]$$

O PIV fica no centro da curva. O maior raio corresponde ao maior L_v .

Portanto, queremos uma curva com centro na estaca $[71 + 6,25]$, com maior comprimento possível, sem sair do intervalo entre $[58 + 0,00]$ e $[87 + 0,00]$.

A menor distância entre o PIV e uma das estacas anteriores será $L_v/2$.

$$[71 + 6,25] - [58 + 0,00] = 266,25 \text{ m}$$

$$[87 + 0,00] - [71 + 6,25] = 313,75 \text{ m}$$

$$L_v/2 = 266,25 \Leftrightarrow L_v = 532,50 \text{ m}$$

$$\delta i = -0,02 - 0,06 = -0,08$$

$$R_v = \frac{532,50}{-0,08} = -6.656,25 \text{ m}$$

$$\text{PCV} = [58 + 0,00]$$

$$\text{PTV} = [58 + 0,00] + 532,50 \text{ m} = [58 + 0,00] + [26 + 12,50] = [84 + 12,50]$$

Resposta:

PIV = $[71 + 6,25]$
PCV = $[58 + 0,00]$
PTV = $[84 + 12,50]$
$R_v = 6.656,25 \text{ m}$ (convexo)

Exercício 7.5

Dadas as cotas do greide de um trecho que compreende uma curva vertical, determinar o PIV, o PCV, o PTV, o comprimento da curva e o raio.

Estacas	cotas	Estacas	cotas
75	330.240	88	338.884
76	331.240	89	338.764
77	332.240	90	338.516
78	333.240	91	338.140
79	334.240	92	337.636
80	335.236	93	337.040
81	336.140	94	336.440
82	336.916	95	335.840
83	337.564	96	335.240
84	338.084	97	334.640
85	338.476	98	334.040
86	338.740	99	333.440
87	338.876	100	332.840

Resolução:

1º passo: determinar onde é rampa e onde é curva com certeza:

Começando na primeira estaca (estaca 75), calculando a diferença de cota entre estacas consecutivas temos $\Delta = 331,240 - 330,240 = 1,000 \text{ m}$ que se mantém constante até o intervalo entre as estacas 78 e 79. Portanto, até a estaca 79 estamos em rampa. A estaca 80 já está em curva, porém não conhecemos a posição do PCV.

Analogamente, da estaca 100 para trás, vemos que a diferença entre 332,840 e 333,440, que é igual a $-0,60$, se mantém constante até a estaca 93 que está em rampa. A estaca 92 já fica na curva vertical.

2º passo: determinar as rampas e a diferença entre elas:

i_1 = diferença de cota entre duas estacas que sabemos estar em rampa dividida pela distância entre elas.

$$i_1 = \frac{334,240 - 330,240}{80} = 0,05 \Leftrightarrow i_1 = 5,0\%$$

Analogamente,

$$i_2 = \frac{332,840 - 337,040}{140} = -0,03 \Leftrightarrow i_2 = -3,0\%$$

$$\delta i = i_2 - i_1 = -0,03 - 0,05 \Rightarrow \delta i = -0,08$$

3º passo: na curva, determinar duas cordas e suas inclinações:

Tomemos as cordas c_1 entre as estacas 83 e 84 e a c_2 entre as estacas 88 e 89. Suas inclinações são, respectivamente:

$$\frac{338,084 - 337,564}{20} = 0,026$$

$$\frac{338,764 - 338,884}{20} = -0,006$$

4º passo: calcular a razão de mudança de rampa (o inverso do raio):

Existe um teorema que diz que, se por dois pontos quaisquer de uma parábola traçarmos uma corda, sua inclinação será igual à da tangente à curva no ponto de abscissa média.

Segundo o teorema, os pontos onde a curva apresenta inclinações de 0,026 e -0,006 são, respectivamente, estaca [83 + 10,00] e [88 + 10,00], sendo a distância entre eles igual a 100 metros. Ora, se em 100 metros a inclinação varia de 0,026 a -0,006, a razão de mudança de rampa é

$$\text{rmr} = \frac{-0,006 - 0,026}{100} = -0,00032 \text{ m}^{-1}$$

5º passo: calcular o raio e o comprimento da curva:

Se a taxa de variação da inclinação é igual ao inverso do raio,

$$Rv = 1/0,00032 \Rightarrow Rv = 3125,00 \text{ m}$$

e o comprimento da curva é

$$Lv = Rv \cdot \delta i = 3125,00 \cdot (-0,08) \Rightarrow Lv = 250,00 \text{ m}$$

6º passo: calcular o PCV e o PTV:

Sabendo-se que a variação da inclinação é linear por ser a derivada de uma curva do segundo grau, temos:

$$\text{inclinação no PCV} = i_1 = 0,05$$

$$\text{inclinação na estaca [83 + 10,00]} = 0,026$$

$$\text{variação por metro} = -0,00032 \text{ m}^{-1}$$

Então, $\frac{-0,00032}{1} = \frac{(0,026 - 0,05)}{x}$, em que x é a distância entre o PCV e a estaca [83 + 10,00].

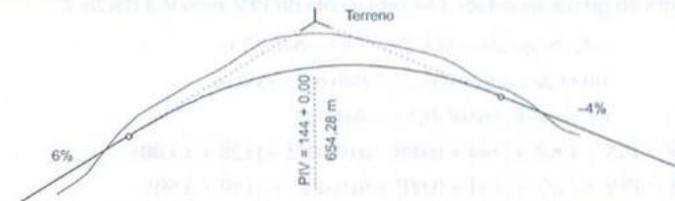
$$x = \frac{-0,024}{-0,00032} = 75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Portanto o PCV fica na estaca [83 + 10,00] - 75,00 m} &\Rightarrow \boxed{\text{PCV} = [79 + 15,00]} \\ \text{PTV} = \text{PCV} + Lv = [79 + 15,00] + 250,00 &\Rightarrow \boxed{\text{PTV} = [92 + 5,00]} \end{aligned}$$

7º passo: Determinar o PIV:

Sabendo-se que a abscissa do PIV é a média das abscissas do PCV e PTV, vem: $\text{PIV} = \text{PCV} + Lv/2 = [79 + 15,00] + 125,00 \text{ m} \Rightarrow \boxed{\text{PIV} = [86 + 0,00]}$

Exercício 7.6



Estamos projetando uma rodovia com pista dupla e $V_p = 100 \text{ km/h}$. As rampas estão definidas conforme o esquema anterior. Deseja-se que, na estaca 144, a altura de corte seja a menor possível, respeitando-se a condição de distância de frenagem mínima. Sabendo-se que a cota do terreno na estaca 144 é 653,71 m, determinar a altura de corte, o raio da curva vertical e as estacas do PCV e do PTV.

Resolução:

Para obtermos a menor altura de corte, a cota do greide deve ser a maior possível, o que se consegue com o menor raio e, conseqüentemente, o menor comprimento de curva.

Sendo pista dupla, só vai interessar a distância de visibilidade para frenagem $Df = 0,7 \cdot V + 0,0039 \cdot \frac{V^2}{f+i}$, podendo ser desprezada a influência da inclinação transversal i .

Da Tabela 2.2, para $V_p = 100 \text{ km/h}$, temos $f = 0,29$ e $V_m = 85 \text{ km/h}$ (essa velocidade pode também ser obtida no gráfico da Figura 2.2 com volume de tráfego baixo).

$$\text{Então, } Df = 0,7 \cdot 85 + 0,0039 \cdot \frac{85^2}{0,29} = 157 \text{ m.}$$

Cálculo do comprimento mínimo da curva: Usaremos a fórmula do caso $S \leq Lv$ por nos parecer mais provável que a distância de visibilidade seja menor que o comprimento da curva.

$$Lv_{min} = \frac{|\delta i \cdot D_f^2|}{4,04} = \frac{0,1 \cdot 157^2}{4,04} = 610 \text{ m}$$

Confirmado que $S < Lv$, o valor encontrado é o correto.

$$\text{Cálculo da flecha na estaca do PIV: } F = -\frac{\delta i \cdot Lv}{8} = -\frac{-0,1 \cdot 610}{8} = 7,63 \text{ m}$$

A cota da greide na estaca 144 será a cota do PIV menos a flecha F .

$$\text{cota do greide} = 654,28 - 7,63 = 646,65 \text{ m}$$

$$\text{altura de corte} = 653,71 - 646,65 = 7,06 \text{ m}$$

$$Rv = Lv / \delta i = 610 / -0,1 = -6100 \text{ m}$$

$$PCV = PIV - Lv/2 = [144 + 0,00] - 610,00/2 = [128 + 15,00]$$

$$PTV = PIV + Lv/2 = [144 + 0,00] + 610,00/2 = [159 + 5,00]$$

Resposta:

Altura de corte = 7,06 m

Rv = 6100,00 m (convexo)

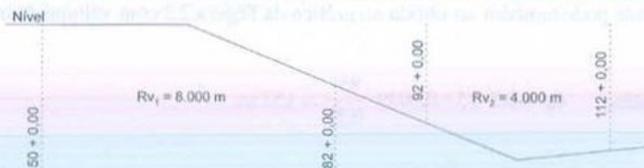
PCV = [128 + 15,00]

PTV = [159 + 05,00]

Observação: em vez de calcular pela fórmula, podemos usar o gráfico da Figura 7.13. Na linha correspondente à velocidade de 100 km/h podem-se ler os valores de D_f e Rv encontrados no cálculo. E o cruzamento dessa linha com a ordenada correspondente a uma diferença de rampas igual a 10% determina, no eixo das abscissas, o valor $Lv_{min} = 610 \text{ m}$.

9.7.2 Exercícios Propostos

Exercício 7.7

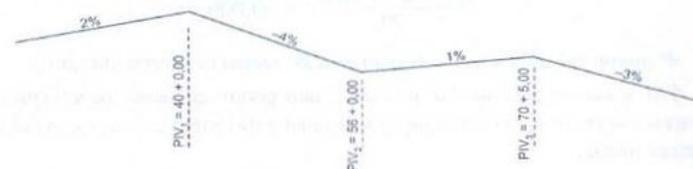


Dado o esquema anterior, calcular a inclinação da última rampa.

Resposta: 2%

Exercício 7.8

Em um perfil de estrada, conhecemos os PIV e as rampas conforme a figura a seguir. Se adotarmos raios de 6000,00 m e 8000,00 m para as curvas 1 e 3, respectivamente, qual é o maior raio que conseguiremos colocar na curva 2?



Resposta: 5000,00 m

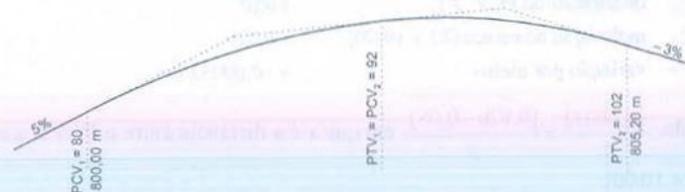
Exercício 7.9

Dado o trecho de perfil da figura a seguir, calcular os raios das duas curvas.



Resposta: $Rv_1 = 6.400,00 \text{ m}$ $Rv_2 = 4.000,00 \text{ m}$

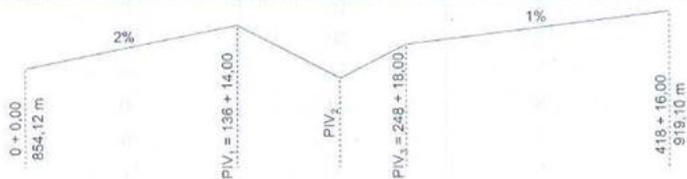
Exercício 7.10



Dado o trecho de perfil anterior, determinar os raios das duas curvas e a estaca do ponto mais alto do greide.

Resposta: $R_{v_1} = 6.000,00 \text{ m}$ $R_{v_2} = 5.000,00 \text{ m}$
 Estaca do ponto mais alto = $[94 + 10,00]$

Exercício 7.11



No trecho de perfil anterior, queremos que as duas rampas intermediárias tenham inclinação de 5%, uma descendente e outra ascendente. Determinar a estaca e a cota do PIV₂.

Resposta: estaca $[204 + 12,80]$ cota 840,86 m

Exercício 7.12

Em um pequeno trecho de rodovia, conhecemos os seguintes elementos:

ponto inicial: estaca = $[0 + 0,00]$; cota = 633,55 m; rampa = 1%
 ponto final: estaca = $[34 + 0,00]$; cota = 630,55 m; rampa = 3%

O greide deverá apresentar duas curvas verticais cujos PIVs ficarão nas estacas $[9 + 0,00]$ e $[24 + 0,00]$.

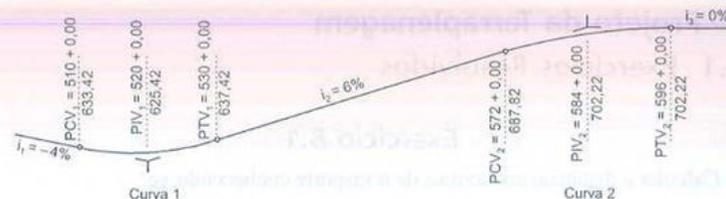
Sabendo-se que na estaca $[24 + 0,00]$ a cota do greide não poderá ser inferior a 627,19 m, calcular o maior raio que poderemos utilizar na primeira curva.

Resposta: $6.086,96 \text{ m}$

Exercício 7.13

No perfil da figura a seguir, queremos modificar a inclinação da rampa i_2 para 5% sem alterar as rampas i_1 e i_3 , os raios das curvas, a estaca e a cota do PCV₁.

Determinar o comprimento da nova rampa i_2 (distância entre o PTV₁ e o PCV₂).

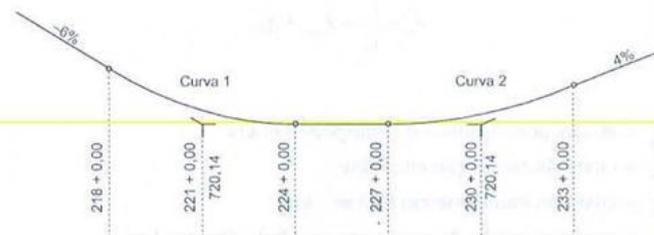


Resposta: 1.140 m

Exercício 7.14

No trecho de perfil da figura a seguir, deseja-se substituir as duas curvas por uma só, cujo raio seja a média dos dois raios atuais, sem alterar as rampas externas.

Calcular a estaca e a cota do PCV e do PTV da nova curva.



Resposta: PCV: estaca = $[218 + 7,00]$ PTV: estaca = $[230 + 17,00]$
 cota = 723,32 m cota = 720,82 m

Exercício 7.15



No trecho de perfil anterior, determinar o menor raio para que o greide fique no mínimo 2,00m acima do nível da enchente prevista, igual a 588,00 m.

Resposta: $5.000,00 \text{ m}$

9.8 Projeto da Terraplenagem

9.8.1 Exercícios Resolvidos

Exercício 8.1

Calcular a distância econômica de transporte conhecendo-se:

custo de escavação:	3,20 R\$/m ³
custo de transporte:	1,60 R\$/(m ³ · km)
distância média para bota-fora:	300 m
distância média para empréstimo:	400 m

Resolução:

Temos a seguinte relação:

$$d_{et} = \frac{c_e}{c_t} + d_{emp} + d_{bf}$$

em que:

d_{et} = distância econômica de transporte em km

c_e = custo da escavação em R\$/m³

c_t = custo do transporte em R\$/(m³ · km)

d_{bf} = distância média de transporte para bota-fora em km

d_{emp} = distância média de transporte para empréstimo em km

Substituindo, temos:

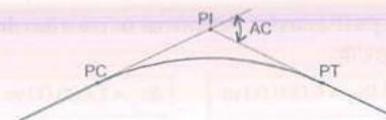
$$d_{et} = \frac{3,20 \text{ R\$/m}^3}{1,60 \text{ R\$/m}^3 \cdot \text{km}} + 0,4 \text{ km} + 0,3 \text{ km}$$

$$d_{et} = 2,0 \text{ km} + 0,4 \text{ km} + 0,3 \text{ km}$$

$$d_{et} = 2,7 \text{ km}$$

Exercício 8.2

Em um pequeno trecho de estrada, cujo perfil é dado a seguir, conhecemos as áreas de corte e aterro conforme a tabela a seguir.



Estaca	Área Corte (m ²)	Área aterro (m ²)
0	0	0
1	16	0
2	30	0
3	32	0
4	20	0
5	12	10
6	0	14
7	0	20
8	0	28
9	0	32
10	0	24
11	0	18
12	10	14
13	46	0
14	58	0
15	24	0
16	0	0

Pede-se: desenhar a linha de Bruckner, sendo o coeficiente de redução = 1,20.

Resolução:

Acompanhemos o cálculo pela planilha a seguir.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Estaca	Área corte	Área aterro	Volume corte	Volume aterro	Aterro reduzido	Comp. transv.	Comp. Longit.	Linha de Bruckner
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	16	0	160	0	0	0	160	160
2	30	0	460	0	0	0	460	620
3	32	0	620	0	0	0	620	1240
4	20	0	520	0	0	0	520	1760
5	12	10	320	100	120	120	200	1960
6	0	14	120	240	288	120	-168	1792
7	0	20	0	340	408	0	-408	1384
8	0	28	0	480	576	0	-576	808
9	0	32	0	600	720	0	-720	88
10	0	24	0	560	672	0	-672	-584
11	0	18	0	420	504	0	-504	-1088
12	10	14	100	320	384	100	-284	-1372
13	46	0	560	140	168	168	392	-980
14	58	0	1040	0	0	0	1040	60
15	24	0	820	0	0	0	820	880
16	0	0	240	0	0	0	240	1120

As três primeiras colunas contêm os dados do problema.

Na quarta coluna colocamos, em cada estaca, o volume de corte existente entre a referida estaca e a anterior. Esse volume é obtido multiplicando-se a média das áreas pela distância entre as estacas.

Por exemplo, na estaca 3, $V_c = (30 + 32)/2 * 20 = 620 \text{ m}^3$.

Na quinta coluna colocamos, em cada estaca, o volume geométrico de aterro existente entre a referida estaca e a anterior, obtido de maneira análoga à da quarta coluna.

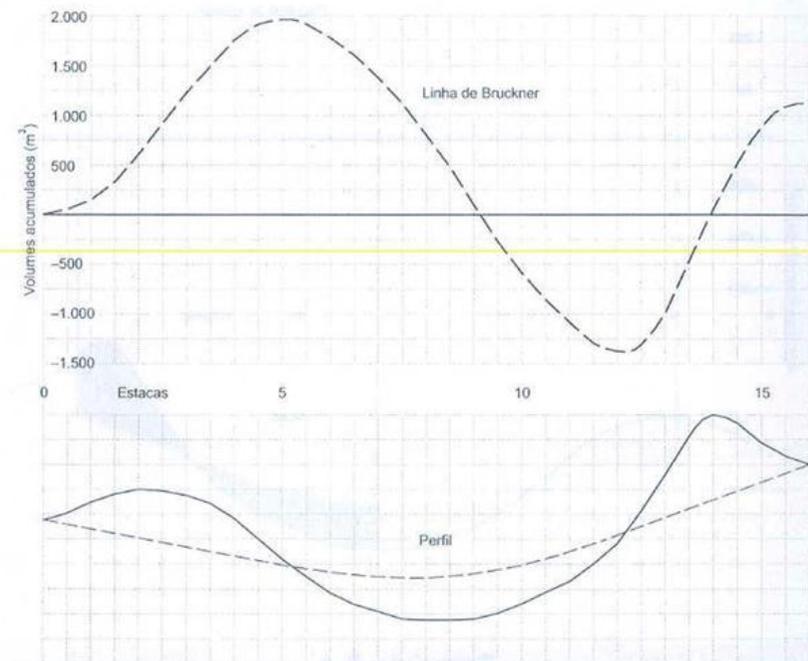
Na coluna 6 colocamos os volumes reduzidos (ou corrigidos) de aterro, ou seja, os volumes da coluna 5 multiplicados pelo coeficiente de redução. Por exemplo, na estaca 5, $V_r = 100 * 1,20 = 120 \text{ m}^3$. Observe-se que este é o volume necessário para construir o aterro entre as estacas 4 e 5.

Na coluna 7 colocamos os volumes compensados lateralmente, isto é, os volumes escavados e aplicados na mesma estaca que, portanto, não entram na compensação longitudinal. É sempre o menor entre o volume disponível (coluna 4) e o volume necessário para o aterro (coluna 6) em cada estaca. Por exemplo, na estaca 12 são necessários 384 m^3 , mas temos disponíveis apenas 100 m^3 . Esses 100 m^3 são aproveitados na própria estaca, operação que chamamos de compensação transversal.

Na coluna 8 colocamos os volumes que excedem a compensação transversal e são aproveitados na compensação longitudinal. No exemplo anterior, eram necessários 384 m^3 e tínhamos apenas 100 m^3 . Os 100 m^3 foram aproveitados e “sobraram” -284 m^3 . Estamos introduzindo, aqui, o sinal menos para indicar sobra negativa, ou seja, falta de material.

Na coluna 9 temos a ordenada da linha de Bruckner, que é a coluna 8 acumulada, indicando, em cada estaca, a quantidade de material que está sobrando ou faltando desde a estaca inicial até a estaca atual.

Conclusão:



Exercício 8.3

No diagrama do exercício anterior, escolher a linha de distribuição mais econômica.

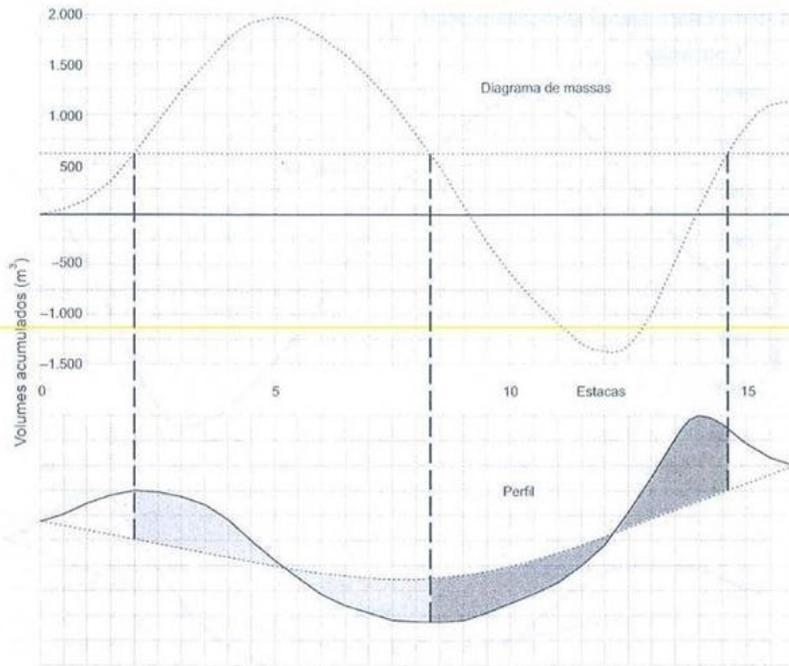
Resolução:

Como as distâncias de transporte são pequenas, não precisamos nos preocupar com a distância econômica de transporte, que certamente será maior.

O problema resume-se em encontrar a horizontal que corta a linha de Bruckner em três pontos, determinando dois segmentos de comprimentos iguais ou que mais se aproximem dessa condição.

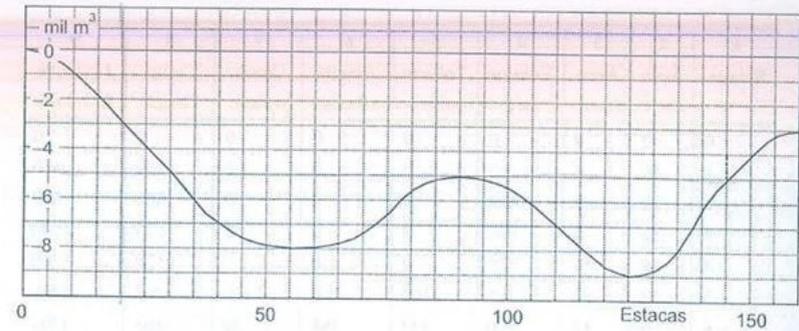
Encontramos para esta reta a ordenada 560 m^3 , que corta a linha de Bruckner nas estacas $[2 + 0,00]$, $[8 + 6,00]$ e $[14 + 12,00]$.

A representação gráfica está na figura a seguir.



Exercício 8.4

No diagrama de massas da figura a seguir, escolher a linha de distribuição mais econômica e calcular o momento de transporte (aproximado).



Dados:	distância média para bota-fora	= 200 m
	distância média para empréstimo	= 300 m
	distância econômica de transporte	= 2.500 m

Resolução:

1ª passo – escolha da linha de distribuição.

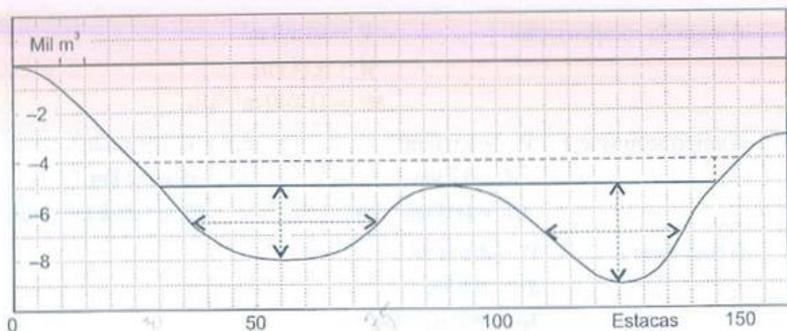
Pelo exame do diagrama, vemos que a horizontal que tangencia a linha de Bruckner na estaca 90 (volume = -5000 m^3) corta os ramos vizinhos nas estacas 30 e 145. Sendo a distância entre essas estacas igual a 2300 m, menor que a distância econômica de transporte, estamos no caso em que o material escavado logo após a estaca 145 deve ser transportado para o aterro pouco antes da estaca 30. Neste caso, a linha mais econômica é exatamente a de ordenada -5000 , entre as estacas 30 e 145.

Entre as estacas zero e 20, não há compensação a ser feita. É obrigatório o empréstimo.

Resta ver, no trecho entre as estacas 145 e 160, até onde será aproveitado no aterro e a partir de onde será feito bota-fora. A partir da ordenada -5000 , consideremos sucessivas horizontais, medindo o comprimento entre o ramo descendente e o ramo ascendente do diagrama, até obter a distância de 2500 m que é a distância econômica de transporte. Vemos que isto ocorre na ordenada -4000 , entre as estacas 25 e 150.

Portanto, o material escavado entre as estacas 145 e 150 deve ser transportado para o aterro, entre as estacas 25 e 30. Da estaca 150 até o final deve ser feito bota-fora e da estaca 0 à estaca 25 deve ser feito empréstimo.

A figura a seguir mostra a linha de distribuição escolhida. Observe que qualquer outra linha seria antieconômica.



2º passo: Cálculo aproximado do momento de transporte.

a) primeira compensação (estacas 30 a 90)

$$V = 3.000 \text{ m}^3$$

$$d = (75 - 37) \cdot 20 = 760 \text{ m}$$

$$Mt = 2.280 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$$

b) segunda compensação (estacas 90 a 145):

$$V = 4.000 \text{ m}^3$$

$$d = (136 - 110) \cdot 20 = 520 \text{ m}$$

$$Mt = 2.080 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$$

c) transporte longo: das estacas (145 a 150) para as estacas (25 a 30):

$$V = 1.000 \text{ m}^3$$

$$d = (148 - 28) \cdot 20 = 2.400 \text{ m}$$

$$Mt = 2.400 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$$

d) bota-fora (estacas 150 a 160):

$$V = 1.000 \text{ m}^3$$

$$d = 200 \text{ m}$$

$$Mt = 200 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$$

e) empréstimo (estacas 0 a 25):

$$V = 4.000 \text{ m}^3$$

$$d = 300 \text{ m}$$

$$Mt = 1.200 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$$

Resposta:

O momento de transporte é igual a $8160 \text{ m}^3 \cdot \text{Km}$

Exercício 8.5

Resolver o exercício anterior admitindo que a distância econômica de transporte seja 1.700 m.

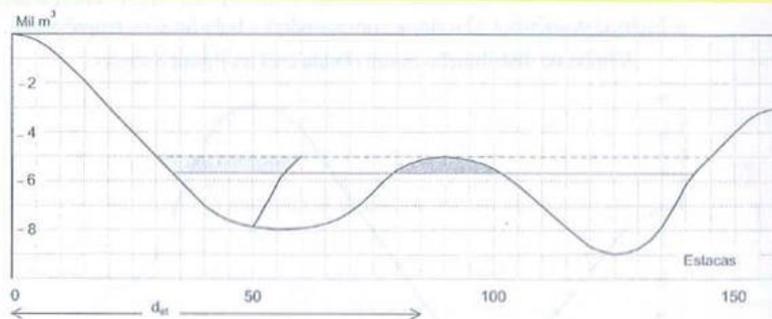
Resolução:

Vemos, desta feita, que a distância entre as estacas 30 e 145 é maior que a distância econômica de transporte, não sendo econômico o transporte de material escavado após a estaca 145 para o aterro, antes da estaca 30. Nesse caso, será feito bota-fora e empréstimo, sendo que o momento de transporte, incluindo a parte equivalente à nova escavação, é igual ao volume multiplicado pela distância econômica de transporte e não mais pela distância entre os ramos ascendente e descendente do diagrama.

Tracemos, então, uma linha auxiliar (não necessariamente reta) paralela ao ramo ascendente, à distância d_{et} deste último.

O problema, agora, é encontrar a horizontal que determine, entre o primeiro ramo descendente e a linha auxiliar, uma área (cinza-claro na figura) que seja igual ao dobro da área (cinza-escuro na figura) formada com a linha de Bruckner nas imediações do ponto de máximo. Esta linha será a mais econômica e pode ser vista na figura a seguir.

Naturalmente, todo o restante será empréstimo ou bota-fora.



Exercício 8.6

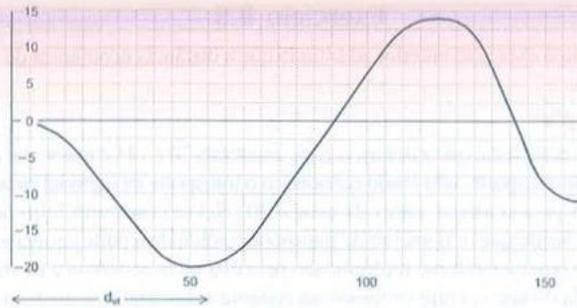
Dada a linha de Bruckner da figura a seguir, traçar a linha de distribuição mais econômica e calcular o momento de transporte.

Dados:

$$d_{et} = 1.100 \text{ m}$$

$$\text{distância média para bota-fora} = 100 \text{ m}$$

$$\text{distância média para empréstimo} = 200 \text{ m}$$

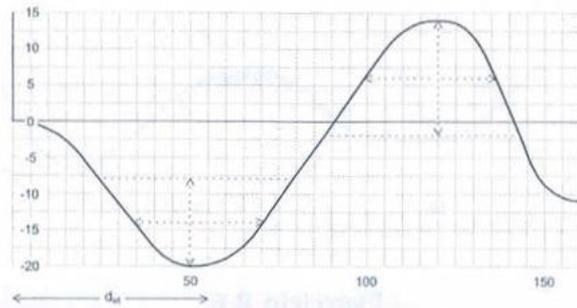


Resolução:

1º passo – Escolha da linha de distribuição:

Neste caso, a distância econômica de transporte é pequena e não é possível traçar uma linha de distribuição contínua. Devemos traçar na linha de Bruckner segmentos horizontais com comprimento igual a d_e , que liguem trechos ascendentes e descendentes, sem remontar trechos de compensação. Estamos, assim, transportando o máximo volume possível sem ultrapassar a distância econômica. O restante corresponderá a bota-foras ou empréstimos.

A linha de distribuição assim obtida está na figura a seguir.



2º passo – Cálculo do momento de transporte aproximado:

- a) primeira compensação: $V = 12 \text{ mil m}^3$
 $d = 0,73 \text{ km}$
 $Mt = 8.760 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$

- b) segunda compensação: $V = 16 \text{ mil m}^3$
 $d = 0,74 \text{ km}$
 $Mt = 11.840 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$

- c) empréstimos: c₁) $V = 8 \text{ mil m}^3$ $d = 0,2 \text{ km}$ $Mt = 1600 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$
 c₂) $V = 9 \text{ mil m}^3$ $d = 0,2 \text{ km}$ $Mt = 1.800 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$

- d) bota-fora: $V = 6 \text{ mil m}^3$
 $d = 0,1 \text{ km}$
 $Mt = 600 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$

Momento total = $8.760 + 11.840 + 1.600 + 1.800 + 600$

Resposta:

O momento de transporte é igual a $24.600 \text{ m}^3 \cdot \text{km}$

Bibliografia

- AASHTO. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Washington, D.C., 1994.
- BARNETT, J. *Transition Curves for Highways*. Public Road Administration, Washington, D.C., 1954.
- CARCIENTE, J. *Carreteras*. Ediciones Veja, Caracas, 1985.
- CARVALHO, M. P. *Curso de Estradas*. Editora Científica, Rio de Janeiro, 1966.
- DNER. *Normas para Projeto Geométrico de Estradas de Rodagem*. Rio de Janeiro, 1975.
- DNER *Manual de Implantação Básica*. Rio de Janeiro, 1975.
- NEUZIL, D. *Aesthetic Preference and Perceived Safety in Highway Design Treatments: A Pilot Survey*. Transportation Research Board, Washington, D.C., 1974.
- OGLESBY, C. & HEWES, L. I. *Highways Engineering*. John Wiley & Sons, Inc. 1963.
- OLIVEIRA, M. P. *Critério para a Escolha do Comprimento de Transição e Cálculo de Curvas Horizontais por Computador*. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1976.
- PIMENTA, C. R. T. *Projeto de Estradas – Notas de Aula*. Volumes 1, 2 e 3, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.
- PIMENTA, C. R. T. *Análise Comparativa de Critérios para a Escolha da Superelevação das Estradas de Rodagem*. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1975.

SILVEIRA, A. *Terraplenagem*. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1962.

SMITH, B. L. *Some Visual Aspects of Highway Design*. Highway Research Board, Washington, D.C., 1967.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD *Highway Capacity Manual*. TRB Special Report 209, Washington, D.C., 1985.