

MANUAL
DE PLANEAMENTO
DAS ACESSIBILIDADES
E DA GESTÃO VIÁRIA

03



NÍVEIS DE SERVIÇO EM ESTRADAS E AUTO-ESTRADAS

MANUAL
DE PLANEAMENTO
DAS ACESSIBILIDADES
E DA GESTÃO VIÁRIA

03

NÍVEIS DE SERVIÇO EM ESTRADAS E AUTO-ESTRADAS

Américo Henrique Pires da Costa

Professor Associado da
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Joaquim Miguel Gonçalves Macedo

Assistente do Departamento de Engenharia Civil
Universidade de Aveiro

– Dezembro de 2008

Ficha técnica

COLECTÂNEA EDITORIAL

Manual de Planeamento das Acessibilidades e da Gestão Viária
(13 volumes)

EDIÇÃO

Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte (CCDR-N)
Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território

COORDENAÇÃO INSTITUCIONAL

Júlio Pereira (Director de Serviços de Desenvolvimento Regional/
CCDR-N)

Mário Neves (CCDR-N)

Ricardo Sousa (CCDR-N)

COORDENAÇÃO TÉCNICA

Américo Henrique Pires da Costa (Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto)

Álvaro Jorge Maia Seco (Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra)

ACOMPANHAMENTO

Composição da Comissão de Acompanhamento: CCDR-N, Gabinete
de Coordenação dos Serviços de Apoio Local, Gabinete de Apoio
Técnico do Vale do Lima, Gabinete de Apoio Técnico do Vale do
Douro Superior, Gabinete de Apoio Técnico de Entre Douro e Vouga,
Coordenador Regional da Medida 3.15 - Acessibilidades e Transportes
do ON - Operação Norte, Direcção de Estradas do Porto do Instituto das
Estradas de Portugal, Direcção Regional de Viação do Norte, Direcção
Regional de Transportes Terrestres do Norte, Município de Matosinhos,
Município de Vila Real, Município de Sernancelhe, Transportes Urbanos
de Braga

COORDENAÇÃO EDITORIAL

Gabinete de Marketing e Comunicação da CCDR-N

DESIGN E PAGINAÇÃO

PRODUÇÃO

ISBN

DEPÓSITO LEGAL

DATA

*Os conteúdos expressos neste documento são da estrita
responsabilidade dos seus autores*

Apresentação

A presente colecção editorial intitulada “Manual de Planeamento das Acessibilidades e da Gestão Viária”, promovida pela Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte (CCDR-N) no seu Programa de Estudos no domínio das Políticas Públicas Locais “Análise de Casos e Elaboração de Guias de Boas Práticas em Sectores Prioritários”, tem a responsabilidade técnica de uma parceria entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

O carácter eminentemente técnico desta colecção, traduzido num conjunto de linhas de orientação e recomendações das melhores práticas, baseadas em experiências nacionais e estrangeiras, contribuirá, estamos certos, para que se afirme como um elemento essencial na adopção das soluções mais adequadas.

Ciente da importância desta matéria para o desenvolvimento do Norte de Portugal, a CCDR-N promoveu o envolvimento dos potenciais destinatários, convidando um amplo conjunto de entidades a integrar uma Comissão de Acompanhamento que emitiu os seus contributos e, nomeadamente, através da participação em três sessões de trabalho temáticas (Acessibilidades e Elementos de Tráfego; Cruzamentos e Sinalização e Mobilidade Urbana), onde se procedeu a uma apreciação global positiva do trabalho apresentado, antes de uma última revisão técnica da responsabilidade dos autores.

Não podemos deixar de subscrever o então sublinhado pelos membros da Comissão de Acompanhamento em relação à importância de novos contributos como este que permitam colmatar aquela que tem sido uma das fragilidades da intervenção em matéria de infra-estruturas e serviços de transporte - a carência em legislação específica, quer ao nível municipal, quer na articulação entre as redes municipais e as redes nacionais.

Esta colecção editorial não pretende constituir-se como um conjunto de normativos ou disposições legais mas, ao facilitar uma racionalização e harmonização das intervenções e promover o diálogo entre os diferentes intervenientes (responsáveis políticos, técnicos das diversas valências, comunidades locais), representa um importante contributo para um processo de decisão informado e um referencial de “Boas Práticas” na adopção de melhores soluções.

O InIR - Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, I. P., tem como principal missão fiscalizar e supervisionar a gestão e exploração da rede rodoviária, controlando o cumprimento das leis e regulamentos e dos contratos de concessão e subconcessão, de modo a assegurar a realização do Plano Rodoviário Nacional e a garantir a eficiência, equidade, qualidade e a segurança das Infra-estruturas, bem como os direitos dos utentes.

No âmbito das suas atribuições cabe exclusivamente ao InIR, I.P., a competência para o exercício de funções de Autoridade de Normalização em matéria de infra-estruturas rodoviárias, para a Rede Rodoviária Nacional, onde se incluem as Auto-estradas, Itinerários Principais e Complementares e a rede de Estradas Nacionais.

O InIR, I.P. tem vindo, nesse papel, a promover a elaboração de documentos normativos nacionais, necessários à boa execução, conservação, operação e manutenção das infra-estruturas rodoviárias. Um primeiro lote de documentos produzido encontra-se disponível para consulta no site oficial do InIR, I.P., na sua versão de Documento Base. Uma vez terminada a fase de análise e recolha de contributos aos documentos, dar-se-á início à produção da respectiva versão final, a publicar oportunamente.

Sublinhe-se que, sem prejuízo da qualidade e relevância da iniciativa, matérias contidas no Manual das Acessibilidades e Gestão Viária e versando temáticas relacionadas com as Estradas do Plano Rodoviário Nacional são da estrita responsabilidade técnica dos seus autores e editores, e não constituem matéria normativa para o Sector. Nesse domínio deve atender-se à documentação específica, produzida e divulgada pelo InIR - Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, I. P., através do site www.inir.pt.

NÍVEIS DE SERVIÇO EM ESTRADAS E AUTO-ESTRADAS

1. Introdução	9
2. Capacidade e Níveis de Serviço em Estradas de 2 vias	11
2.1 Introdução	11
2.2 Relações entre variáveis de tráfego	11
2.3 Critérios de Definição dos Níveis de Serviço	13
2.4 Capacidade	14
2.5 Tipos de Análise	14
2.6 Velocidade em regime livre	15
2.6.1 Medição no Local	15
2.6.2 Estimativa da Velocidade em regime livre	15
2.7 Análise Para o Conjunto dos Dois Sentidos	16
2.7.1 Determinação da Velocidade Média de Percurso	16
2.7.2 Determinação do Tempo de Percurso com Atraso	17
2.7.3 Determinação do Débito	19
2.8 Análise Para um sentido	21
2.8.1 Determinação da Velocidade Média de Percurso	21
2.8.2 Determinação do Tempo de Percurso com Atraso	23
2.8.3 Determinação do Débito	25
2.8.3.1 Factores de Ajustamento Devido ao Tipo de Terreno e à Existência de Veículos Pesados na Corrente de Tráfego	26
3. Capacidade e Níveis de Serviço em Estradas de Vias Múltiplas	35
3.1 Introdução	35
3.2 Relações Débito - Velocidade e a Concentração - Débito	35
3.3 Critérios para a definição dos Níveis de Serviço	36
3.4 Determinação do Nível de Serviço	37
3.5 Determinação da Velocidade em regime livre	37
3.6 Determinação do Débito	40

4. Capacidade e Níveis de Serviço em Auto-estradas	45
4.1 Introdução	45
4.2 Componentes da Auto-estrada	45
4.3 Secções Correntes da Auto-estrada	45
4.3.1 Relações Velocidade - Débito e a Concentração - Débito	45
4.3.2 Capacidade em secções correntes de auto-estrada	46
4.3.3 Critérios para a definição do nível de serviço	46
4.3.4 Determinação do Nível de Serviço	48
4.3.5 Determinação da Velocidade em regime livre	48
4.3.6 Determinação do Débito	50
4.4 Secções de entrecruzamento	55
4.4.1 Introdução	55
4.4.2 Tipo de Configuração	57
4.4.3 Comprimento do Troço de Entrecruzamento	58
4.4.4 Tipo de Operação	59
4.4.5 Critério para a definição dos Níveis de Serviço	60
4.4.6 Determinação do Nível de Serviço	61
4.4.7 Capacidade da secção de entrecruzamento	64
4.5 Ramos de Ligação	73
4.5.1 Introdução	73
4.5.2 Características Operacionais	73
4.5.3 Capacidade nas Zonas de Convergência e Divergência	74
4.5.4 Determinação dos Níveis de Serviço	74
4.5.4.1 Ramos de entrada (zonas de convergência)	76
4.5.4.2 Ramos de saída (zonas de divergência)	79

NÍVEIS DE SERVIÇO EM ESTRADAS E AUTO-ESTRADAS



1. INTRODUÇÃO

Não é possível falar-se de capacidade e níveis de serviço sem fazer referência à principal obra que se dedica a estes assuntos. Na verdade, pelos conceitos e metodologias que, em cada uma das sucessivas versões, apresenta, o *Highway Capacity Manual (HCM)* constitui um importante documento neste domínio, marcando numa forma indelével todo o desenvolvimento verificado desde que apareceu a sua 1ª Edição datada de 1950. Tudo isto conduziu a que os seus princípios fossem adoptados em muitos países, apesar das características elementares do tráfego (infra-estrutura, veículo e condutor) serem normalmente diferentes às que suportam os estudos.

Em Portugal o *HCM* tem sido utilizado desde há muitos anos, contribuindo para as definições das metodologias que integram alguns documentos da ex-JAE (p.e. Normas de Traçado). Assinale-se a existência duma tradução para português da edição de 1965 do *HCM* da responsabilidade do Laboratório de Engenharia de Angola, o que de certo modo demonstra o interesse destes assuntos já nessa altura no nosso país.

Na evolução dos conceitos e metodologias ao longo destas últimas 5 décadas a 2ª edição do *HCM* publicada em 1965 apresenta-se como um importante marco que separa 2 períodos distintos. No primeiro período os estudos de tráfego baseavam-se fundamentalmente no conceito da capacidade, indicadora do limite físico da estrada para escoar veículos. Complementarmente definia-se a capacidade prática, que corresponde a um valor entre 80 a 90% da capacidade possível, de modo a dispor-se duma margem de segurança que evitasse a ocorrência sistemática de situações de congestionamento que resultam da aleatoriedade do tráfego. Isto é, o dimensionamento das infra-estruturas era feito tendo em conta a sua capacidade em poder “resistir” à procura, tendo o cuidado de utilizar não o seu limite absoluto, mas um valor aquém dele, que permitisse dispor duma “almofada” que absorvesse as pontas dos fluxos de tráfego. Esta é, aliás, a prática corrente de dimensionamento de qualquer elemento estrutural onde a principal preocupação é dotá-lo duma capacidade resistente superior à solicitação, ponderada pelos respectivos coeficientes de segurança.

Na edição de 1965 o *HCM* introduz pela 1ª vez o conceito de nível de serviço, que representa não apenas uma diferença da terminologia, mas uma alteração mais profunda, já que se procura avaliar o serviço que a estrada proporciona aos seus utilizadores. Ao número máximo de veículos que, por unidade de tempo, podem passar numa secção da estrada de forma a garantir-se uma gama de condições de circulação dá-se o nome de débito (ou volume) de serviço.

Deste modo o dimensionamento da infra-estrutura é feito não por critérios de aptidão para satisfazer unicamente a procura, mas sim levando em conta o desempenho que se prevê que essa infra-estrutura possa ter. Isto é, pretende-se garantir certas condições de escoamento, que terão exigências diferentes conforme a importância que se pretenda atribuir à estrada em estudo.

O *HCM* define, qualquer que seja o tipo de infra-estrutura (estradas em zona rural, auto-estradas, cruzamentos, peões, etc.), 6 níveis de serviço designados pelas letras de A a F. O nível de serviço A corresponde ao regime de escoamento livre com condições de circulação muito boas. À medida que as condições de circulação se degradam, faz-se corresponder aos níveis B e C, ainda, um escoamento

estável, sendo o nível D atribuído quando o escoamento se aproxima da instabilidade. O nível de serviço E representa condições de escoamento já muito próximas do regime instável, resultantes dos débitos de tráfego serem elevados com valores perto da capacidade, representada pelo débito de serviço do nível E. Ao escoamento em regime de sobre-saturação, correspondente a situações de congestionamento é reservado o nível de serviço F.

Para caracterizar o serviço que a estrada lhes oferece, os condutores recorrem a um conjunto de indicadores, entre os quais se podem destacar os seguintes: velocidade (ou tempo) de percurso, demoras e paragens, restrições à liberdade de manobra dos condutores, comodidade, custo, segurança, etc.. Deste modo na tentativa de se quantificar o serviço rodoviário numa certa estrada seria vantajoso incluir as medidas que traduzissem o efeito dos factores atrás enunciados. Verifica-se que tal não é possível, quer porque não existem elementos suficientes para se obter os seus valores absolutos, quer porque é difícil conhecer a importância relativa desses factores.

A solução está pois em encontrar-se parâmetros que, por um lado sejam facilmente quantificáveis e, por outro, reflectam numa forma satisfatória a avaliação que os condutores fazem do serviço que a infra-estrutura lhes proporciona. Adicionalmente o(s) parâmetro(s) seleccionados devem ser capazes de serem suficientemente sensíveis à variação do débito de tráfego a fim de, com facilidade, poder estabelecerem-se os limites (débitos de serviço) de cada nível de serviço. Assinale-se que a solicitação da infra-estrutura é representada pelo débito de tráfego que se pretende escoar e, portanto, para qualquer parâmetro escolhido terá de ser conhecida a sua relação com ele.

A avaliação que os condutores fazem do serviço que a infra-estrutura lhes proporciona dependerá, em parte, do que eles próprios estavam à espera. É conhecido que, por exemplo, os condutores serão mais exigentes se circularem numa auto-estrada do que numa estrada de 2 vias, ou numa rua urbana. Por isso os parâmetros seleccionados para a definição dos níveis de serviço terão de ter em conta necessariamente as expectativas dos condutores, sendo diferentes consoante o tipo de infra-estrutura em análise.

Dum modo geral os débitos de serviço são calculados a partir de valores estimados para as condições definidas como ideais. Uma vez que a verificação simultânea das condições ideais é altamente improvável, há que ajustar aqueles valores de forma a reflectirem as condições prevalentes da situação em estudo. Estes factores correctivos dos débitos de serviço que traduzem a influência de características diferentes das ideais podem agrupar-se em 2 conjuntos: a) Factores que dizem respeito à estrada (largura das vias, desobstrução lateral, traçado em planta e perfil longitudinal, etc); b) Factores que dizem respeito ao tráfego (velocidade, composição da corrente de tráfego, etc.).

Os débitos de serviço podem, assim, ser calculados desde que se conheça quer os débitos de serviço em condições ideais que resultam do parâmetro seleccionado para a definição do respectivo nível de serviço, quer a correcção a aplicar para atender a influência da inexistência das condições ideais reflectida pelos factores de ajustamento atrás referidos.

2. CAPACIDADE E NÍVEIS DE SERVIÇO EM ESTRADAS DE 2 VIAS

1.1 INTRODUÇÃO

Uma estrada de 2 vias é uma estrada constituída por duas vias de tráfego, uma para cada sentido, em que não existe qualquer separação física entre elas. O escoamento do tráfego difere de outros tipos de estradas, assumindo especial relevância as manobras de ultrapassagem. Assim, a ultrapassagem de veículos que circulem a velocidades mais baixas requer o uso da via reservada ao tráfego que circula em sentido oposto, pelo que apenas é possível a sua realização, em condições de segurança, desde que ocorram intervalos de tempo entre veículos que circulem na corrente de tráfego oposta com amplitude suficiente e não haja restrições de visibilidade.

À medida que os débitos de tráfego e as restrições geométricas aumentam, a possibilidade de ultrapassagem diminui, resultando atrasos devido à formação de filas de veículos atrás dos veículos mais lentos, pelo que ao contrário do que acontece noutros tipos de estradas, em estradas de 2 vias o escoamento de tráfego num sentido influencia o escoamento no sentido oposto.

Estas estradas são um elemento chave do sistema viário, representando a maior parte da rede rodoviária, tendo importantes funções de acessibilidade e de mobilidade.

As estradas de 2 vias podem ser divididas em duas classes:

- Classe I - Correspondem às estradas nas quais os condutores esperam circular a velocidades relativamente altas. A mobilidade é a principal função destas estradas, sendo muitas vezes utilizadas para a realização de viagens de longa distância.
- Classe II - A principal função destas estradas é a acessibilidade. A circulação a alta velocidade não é a principal preocupação, sendo no entanto o atraso, devido à formação de pelotões, mais relevante como medida de avaliação da qualidade do serviço.

Assim, esta classificação das estradas de 2 vias está intimamente relacionada com a sua função ou seja com a hierarquização viária. As vias colectoras e a maioria das vias distribuidoras principais são consideradas estradas da Classe I enquanto que as vias distribuidoras locais e de acesso local são consideradas estradas da Classe II.

2.2 RELAÇÕES ENTRE VARIÁVEIS DE TRÁFEGO

Na caracterização das correntes de tráfego em estradas de 2 vias usa-se, para além do débito e da velocidade, o tempo de percurso com atraso que corresponde à percentagem do tempo total de percurso em que um veículo segue em fila, condicionando a sua velocidade à presença de outros veículos. Atendendo à dificuldade em medir esta variável recorre-se normalmente em sua substituição à proporção de intervalos entre veículos sucessivos com uma duração inferior a 4 segundos.

Nas Figuras 1 e 2 estão representadas as relações entre débito, velocidade média de percurso e tempo de percurso com atraso para as condições base de troços extensos de estradas de 2 vias, definidas do seguinte modo:

- Largura da via igual ou superior a 3,6 m;
- Desobstrução lateral igual ou superior a 1,8 m;
- Nenhuma restrição na distância de visibilidade de ultrapassagem dos veículos;
- Igual repartição de tráfego nos 2 sentidos;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Ausência de perturbações, no movimento dos veículos, provocadas por mudanças de direcção ou por medidas de controlo;
- Terreno plano

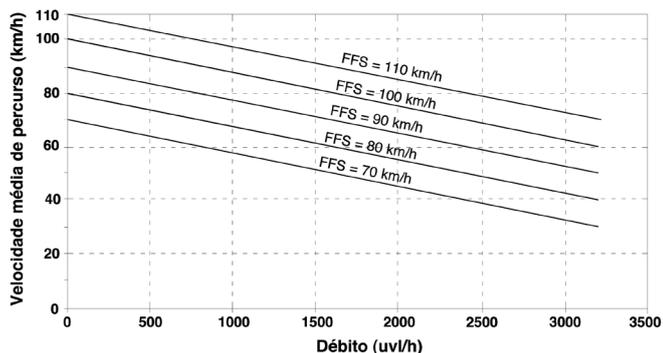


Figura 1 - Velocidade média de percurso vs Débito nos 2 sentidos

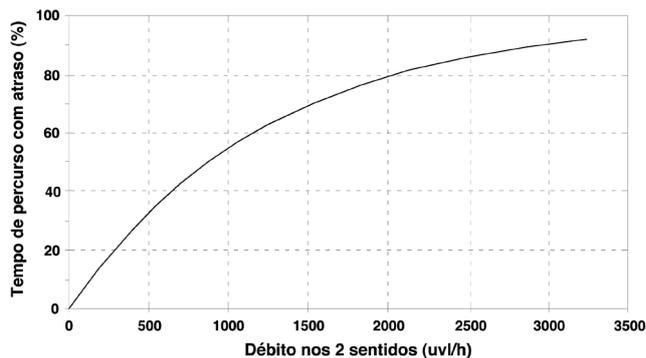


Figura 2 - Tempo de percurso com atraso vs Débito nos 2 sentidos

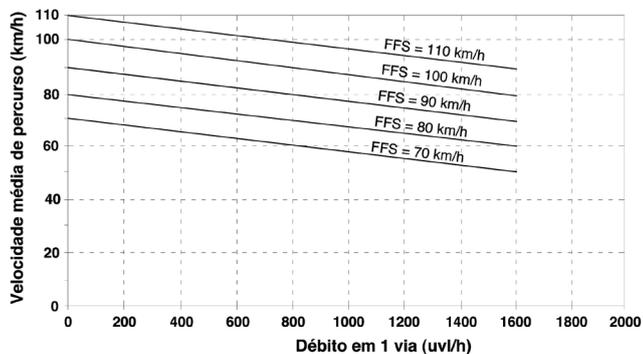


Figura 3 - Velocidade média de percurso vs Débito em 1 via

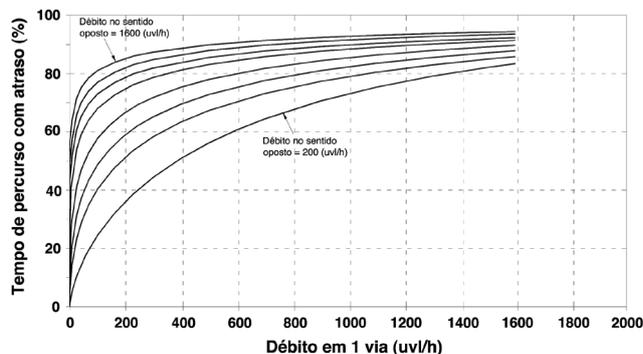


Figura 4 - Tempo de percurso com atraso vs Débito em 1 via

Conforme se mostra na Figura 1 a relação entre a velocidade e o débito é linear, dependendo o valor da ordenada na origem da velocidade em regime livre. Por outro lado pode ver-se na Figura 2 que para débitos superiores a 2000 veic/h o tempo de percurso com atraso é superior a 80%.

As Figuras 3 e 4 mostram relações análogas para as condições base de um troço de estrada de 2 vias considerando-se apenas uma das vias. Estas relações são conceptualmente análogas às relações apresentadas atrás, referentes ao conjunto das 2 vias da estrada. No entanto, as relações para a análise de apenas um sentido incorporam o efeito do tráfego que circula em sentido contrário na velocidade média de percurso e no tempo de percurso com atraso. Na Figura 3, a intercepção das curvas com o eixo dos y representa a velocidade em regime livre no sentido em análise, incorporando o efeito do débito de tráfego no sentido oposto. A Figura 4 representa a relação entre o débito no sentido em estudo e o tempo de percurso com atraso, fazendo variar o débito no sentido contrário entre 200 e 1600 uvl/h.

2.3 CRITÉRIOS DE DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO

O tempo de percurso com atraso e a velocidade média de percurso são as medidas de desempenho utilizadas para caracterizar a qualidade do serviço em estradas de 2 vias.

O tempo de percurso com atraso representa, a liberdade de manobra, o conforto e a comodidade de uma viagem. Corresponde, como atrás foi referido, à proporção do tempo de percurso em que os veículos são forçados a circular a velocidades mais baixas, devido à impossibilidade de realizar a ultrapassagem dos veículos mais lentos.

A velocidade média de percurso reflecte a mobilidade numa estrada de duas vias, sendo obtida através da razão entre o comprimento do troço de estrada e o valor médio do tempo gasto a percorrer esse troço por todos os veículos que circulam num e noutro sentido.

O critério para a definição dos diferentes níveis de serviço utiliza as duas medidas de desempenho. Nas estradas de duas vias onde a mobilidade é fundamental (estradas da classe I), o nível de serviço é definido pelo tempo de percurso com atraso e pela velocidade média de percurso. Em estradas em que a função de acessibilidade é a principal e a mobilidade é menos importante, o nível de serviço é definido apenas com base no tempo de percurso com atraso. Aceita-se que os condutores geralmente toleram maiores valores do tempo de percurso com atraso em estradas da Classe II do que nas da Classe I, porque usualmente as estradas da Classe II são utilizadas para viagens mais curtas.

Os níveis de serviço são definidos para o período de ponta máxima de 15 minutos da hora de ponta e pretende-se a sua aplicação em troços com uma extensão significativa, geralmente com, pelo menos, 3,0 km.

Nos Quadros 1 e 2 e na Figura 5, apresentam-se os valores para os diferentes níveis de serviço.

Quadro 1 - Nível de Serviço para estradas de 2 vias da Classe I

Nível de Serviço	Tempo de percurso com atraso (%)	Velocidade Média de Percurso (km/h)
A	≤35	>90
B	>35-50	>80-90
C	>50-65	>70-80
D	>65-80	>60-70
E	>80	≤60

13

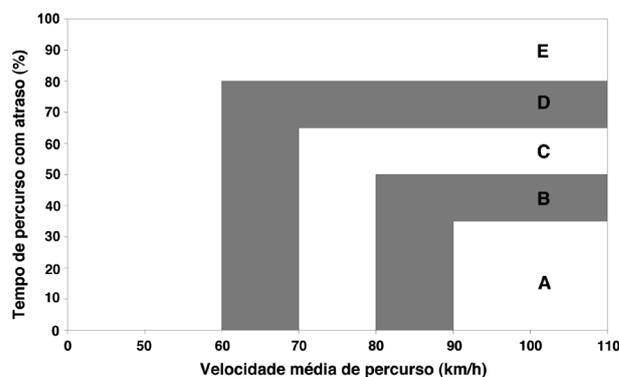


Figura 5 - Nível de Serviço para estradas de duas vias da Classe I

Quadro 2 - Nível de serviço para estradas de 2 vias da Classe II

Nível de Serviço	Tempo de percurso com atraso (%)
A	≤40
B	>40-55
C	>55-70
D	>70-85
E	>85

2.4 CAPACIDADE

A capacidade de uma estrada de duas vias é de 1700 uvl/h para cada sentido de tráfego e para o conjunto das 2 vias é, em geral, 3200 uvl/h. Para troços de curta extensão, como túneis ou pontes, pode-se atingir para o conjunto dos dois sentidos, uma capacidade entre 3200 e 3400 uvl/h.

2.5 TIPOS DE ANÁLISE

A definição do nível de serviço em estradas de 2 vias pode ser realizada de duas formas distintas, dependendo do tipo de terreno ou da existência de trainéis, que pelo seu declive e extensão, justifiquem o seu estudo separado.

Assim, em primeiro lugar, torna-se útil distinguir três tipos de terreno:

- Terreno Plano - se o traçado da estrada quer em planta, quer em perfil longitudinal, permitir que os veículos pesados mantenham sensivelmente a mesma velocidade dos veículos ligeiros. Pode incluir trainéis de curta extensão desde que o seu declive não seja superior a 2 %.
- Terreno Ondulado - se o traçado da estrada provocar nos veículos pesados uma redução de velocidade tal que a velocidade desses veículos seja substancialmente inferior à velocidade dos veículos ligeiros, mas sem que atinjam a “velocidade lenta” durante um período significativo de tempo ou intervalos frequentes. Geralmente incluem trainéis de curta ou média extensão com declive inferior a 4%.
- Terreno Montanhoso - se o traçado obrigar os veículos pesados a circular a “velocidade lenta” em extensões significativas ou em intervalos frequentes.

Por outro lado a análise do nível de serviço pode fazer-se para um sentido ou para o conjunto de 2 sentidos em troços extensos ou em trainéis isolados. Se um trainel tem um declive superior a 3 % e a sua extensão é de pelo menos 1,0 km deve ser analisado como trainel isolado (Figura 6). Um troço extenso deve ter no mínimo uma extensão de 3,0 km.

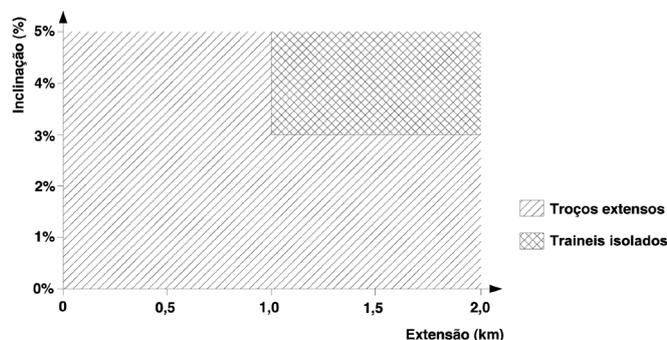


Figura 6 - Caracterização dos trainéis isolados e dos troços extensos em estradas de 2 vias

2.6 VELOCIDADE EM REGIME LIVRE

A avaliação do nível de serviço em estradas de 2 vias exige o conhecimento prévio da velocidade em regime livre, que corresponde à velocidade média dos veículos que circulam na estrada em estudo, com os condutores a escolherem livremente a velocidade que desejam. Esta velocidade pode ser obtida directamente por medição no local se os débitos de tráfego forem até 200 uvl/h no total das duas vias. Caso o débito seja superior a 200 uvl/h, deve ser aplicada uma correcção. Na impossibilidade de serem realizadas medições recorre-se a um modelo de estimação.

2.6.1 MEDIÇÃO NO LOCAL

Habitualmente não é possível medir a velocidade de todos os veículos, pelo que será necessário definir a amostra cuja dimensão não deverá ser inferior a 100 veículos, seleccionando, por exemplo, os de ordem múltipla de dez. No caso do débito ser baixo (até 200 uvl/h) o valor médio das velocidades medidas será a velocidade em regime livre.

Caso contrário, isto é, se o estudo de velocidades tiver de ser realizado para um débito de veículos superior a 200 uvl/h no total dos dois sentidos, a velocidade em regime livre pode ser obtida a partir da relação apresentada na Figura 1, devendo para isso haver um registo simultâneo dos débitos de tráfego. A velocidade em regime livre pode ser calculada com base nos dados recolhidos no local através da seguinte expressão:

$$FFS = S_{FM} + 0,0125 \frac{V_f}{f_{HV}} \quad (1)$$

em que:

FFS – Velocidade em regime livre (km/h)

S_{FM} – Velocidade média do tráfego, medida no local (km/h)

V_f – Débito para o período em que se realizaram as medições de velocidade (veh/h)

f_{HV} – Ajustamento relativo aos veículos pesados, obtido a partir da expressão 7

Se as medições de campo realizadas na estrada em estudo não forem fiáveis, podem ser utilizados valores referentes a outra estrada de características semelhantes. A estrada considerada como substituta deve ser semelhante à estrada em estudo, nomeadamente no que diz respeito à largura das vias, à larguras das bermas e à densidade de pontos de acesso.

2.6.2 ESTIMATIVA DA VELOCIDADE EM REGIME LIVRE

Embora seja sempre preferível obter a velocidade em regime livre medindo-a directamente no local, pode acontecer que tal não seja possível, pelo que restará usar uma sua estimativa.

Em estradas de 2 vias a estimativa da velocidade em regime livre é calculada a partir da velocidade em regime livre base, à qual é aplicada correcções que atendem às características geométricas da estrada em estudo, conforme se mostra na expressão 2. A velocidade em regime livre base será a velocidade em regime livre de estradas que tenham os requisitos das condições geométricas base ou em alternativa pode usar-se a velocidade base ou a velocidade limite legal da estrada.

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A \quad (2)$$

em que:

FFS – Velocidade em regime livre (km/h)

BFFS – Velocidade em regime livre base (km/h)

f_{LS} – Ajustamento devido à largura das vias e das bermas (Quadro 3)

f_A – Ajustamento devido aos pontos de acesso (Quadro 4)

Os Quadros 3 e 4 apresentam os ajustamentos à velocidade em regime livre base, devido à largura das vias e das bermas, e à densidade dos pontos de acesso.

Quadro 3 - Ajustamento (f_{LS}) devido à largura das vias e à largura das bermas

Largura da via (m)	Redução na FFS (km/h)			
	Largura da berma (m)			
	$\geq 0.0 < 0.6$	$\geq 0.6 < 1.2$	$\geq 1.2 < 1.8$	≥ 1.8
2.7<3.0	10.3	7.7	5.6	3.5
$\geq 3.0 < 3.3$	8.5	5.9	3.8	1.7
$\geq 3.3 < 3.6$	7.5	4.9	2.8	0.7
≥ 3.6	6.8	4.2	2.1	0.0

Quadro 4 - Ajustamento (f_A) devido à densidade de pontos de acesso

Pontos de Acesso por km	Redução na FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

2.7 ANÁLISE PARA O CONJUNTO DOS DOIS SENTIDOS

2.7.1 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA DE PERCURSO

A velocidade média de percurso é obtida através da seguinte expressão:

$$ATS = FFS - 0,0125v_p - f_{np} \quad (3)$$

em que:

ATS – Velocidade média de percurso (km/h)

FFS – Velocidade em regime livre (km/h)

V_p – Débito para o período de ponta de 15 minutos no conjunto das 2 vias (uvl/h)

f_{np} – Factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem

O factor de ajustamento da velocidade média de percurso relativo à percentagem de zonas de não ultrapassagem é dado no Quadro 5.

Quadro 5 - Factor de ajustamento (f_{np}) devido ao efeito das zonas de não ultrapassagem na velocidade média de percurso

Débito para o conjunto das duas vias, v_p (uvl/h)	Redução na Velocidade Média de Percurso (km/h)					
	Zonas de não-ultrapassagem (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	1.0	2.3	3.8	4.2	5.6
400	0.0	2.7	4.3	5.7	6.3	7.3
600	0.0	2.5	3.8	4.9	5.5	6.2
800	0.0	2.2	3.1	3.9	4.3	4.9
1000	0.0	1.8	2.5	3.2	3.6	4.2
1200	0.0	1.3	2.0	2.6	3.0	3.4
1400	0.0	0.9	1.4	1.9	2.3	2.7
1600	0.0	0.9	1.3	1.7	2.1	2.4
1800	0.0	0.8	1.1	1.6	1.8	2.1
2000	0.0	0.8	1.0	1.4	1.6	1.8
2200	0.0	0.8	1.0	1.4	1.5	1.7
2400	0.0	0.8	1.0	1.3	1.5	1.7
2600	0.0	0.8	1.0	1.3	1.4	1.6
2800	0.0	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4
3000	0.0	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
3200	0.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1

17

2.7.2 DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE PERCURSO COM ATRASO

O tempo de percurso com atraso é obtida a partir da expressão 4.

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np} \quad (4)$$

em que:

PTSF - Tempo de percurso com atraso

BPTSF - Tempo de percurso com atraso base, obtido pela expressão 5

$f_{d/np}$ - Factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da percentagem de zonas de não ultrapassagem

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

$$BPTSF = 100 \left(1 - e^{-0.000879 v_p} \right) \quad (5)$$

em que:

v_p : Débito para o período de ponta de 15 minutos no conjunto das 2 vias (uvl/h)

Quadro 6 - Factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da percentagem de zonas de não ultrapassagem

Débito para o conjunto das duas vias, v_p (uvl/h)	Aumento do Tempo de percurso com atraso (%)					
	Zonas de não-ultrapassagem (%)					
	0	20	40	60	80	100
Distribuição direccional = 50/50						
≤200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Distribuição direccional = 60/40						
≤200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.2	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.3
≥2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Distribuição direccional = 70/30						
≤200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Distribuição direccional = 80/20						
≤200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Distribuição direccional = 90/10						
≤200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥1400	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7

O factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da percentagem de zonas de não ultrapassagem é obtido a partir do Quadro 6.

2.7.3 DETERMINAÇÃO DO DÉBITO

A expressão que permite calcular o débito para o período de ponta de 15 minutos, com base nos valores do volume de tráfego medido para a hora de ponta, é a seguinte:

$$v_p = \frac{V}{PHF \times f_G \times f_{HV}} \quad (6)$$

em que:

v_p – Débito para o período de ponta de 15 minutos (uvl/h)

V – Volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h)

PHF – Factor de ponta horária

f_G – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno

f_{HV} – Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

Como se verá adiante o factor f_G depende do parâmetro que se pretende calcular, pelo que o débito apresentará dois valores, um a utilizar no cálculo da velocidade média de percurso e o outro no cálculo do tempo de percurso.

Pode tomar-se, como aproximação, os seguintes valores para o Factor de Ponta Horária (quociente entre o débito da ponta máxima de 15 minutos e o volume da hora de ponta), sempre que não existam dados locais:

- 0,88 - Áreas Rurais
- 0,92 - Áreas Urbanas

O factor (f_G) devido ao tipo de terreno utilizado para o cálculo da velocidade média de percurso é obtido com recurso ao Quadro 7.

19

Quadro 7 - Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno (f_G) para determinação da velocidade média de percurso.

	Débito no conjunto das 2 vias (uvl/h)	Débito num sentido (uvl/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
	0-600	0-300	1.00	0.71
	>600-1200	>300-600	1.00	0.93
	>1200	>600	1.00	0.99

O factor (f_G) a considerar na determinação do tempo de percurso com atraso é dado pelo Quadro 8.

Quadro 8 - Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno (f_G) para determinação da tempo de percurso com atraso.

	Débito no conjunto das 2 vias (uvl/h)	Débito num sentido (uvl/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
	0-600	0-300	1.00	0.77
	>600-1200	>300-600	1.00	0.94
	>1200	>600	1.00	1.00

O factor de ajustamento (f_{HV}) devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego é obtido com recurso à seguinte expressão:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (7)$$

em que:

f_{HV} – Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados

P_T – Proporção de camiões na corrente de tráfego

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

E_T – Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros

E_R – Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros*

Os factores de equivalência E_T e E_R a utilizar quando se pretende determinar a velocidade média de percurso são dados no Quadro 9, enquanto que os factores de equivalência a utilizar para a determinação da tempo de percurso com atraso são os que constam no Quadro 10.

Quadro 9 - Factores de Equivalência para pesados e RVs para determinação de velocidades

Tipo de Veículo	Débito no conjunto das 2 vias (uvi/h)	Débito num sentido (uvi/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
Pesados, E_T	0-600	0-300	1.7	2.5
	>600-1200	>300-600	1.2	1.9
	>1200	>600	1.2	1.5
RVs, E_R	0-600	0-300	1.0	1.1
	>600-1200	>300-600	1.0	1.1
	>1200	>600	1.0	1.1

Quadro 10 - Factores de Equivalência para pesados e RVs para determinação da tempo de percurso com atraso

Tipo de Veículo	Débito no conjunto das 2 vias (uvi/h)	Débito num sentido (uvi/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
Pesados, E_T	0-600	0-300	1.1	1.8
	>600-1200	>300-600	1.1	1.5
	>1200	>600	1.0	1.0
RVs, E_R	0-600	0-300	1.0	1.0
	>600-1200	>300-600	1.0	1.0
	>1200	>600	1.0	1.0

* Em Portugal será discutível considerar os veículos de recreio dada a sua pequena expressão.

O valor do débito para o período de ponta de 15 minutos calculado através da expressão 6 refere-se ao conjunto dos 2 sentidos, sendo que o valor correspondente a um sentido de circulação obtém-se multiplicando aquele pela respectiva repartição do tráfego por sentido. No caso do valor do débito ser superior ao da capacidade (3200 uvl/h), isso significa que o nível de serviço da estrada é o nível F.

2.8 ANÁLISE PARA UM SENTIDO

Os procedimentos para a avaliação da capacidade e dos níveis de serviço para um sentido de estradas de 2 vias são análogos aos utilizados no caso anterior.

2.8.1 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA DE PERCURSO

A velocidade média de percurso é obtida através da seguinte expressão:

$$ATS_d = FFS_d - 0,0125(v_d + v_o) - f_{np} \quad (8)$$

em que:

ATS_d – Velocidade média de percurso no sentido em análise (km/h)

FFS_d – Velocidade em regime livre no sentido em análise (km/h)

V_d – Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido em análise (uvl/h)

V_o – Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido oposto ao em análise (uvl/h)

f_{np} – Factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem

O factor de ajustamento f_{np} devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem depende do débito no sentido oposto e é dado no Quadro 11:

Quadro 11 - Factor de ajustamento (f_{np}) devido às zonas de não ultrapassagem a considerar no cálculo da velocidade média de percurso

Débito no sentido oposto, v_o (uvl/h)	Zonas de não ultrapassagem (%)				
	≤20	40	60	80	100
FFS=110 km/h					
≤100	1.7	3.5	4.5	4.8	5.0
200	3.5	5.3	6.2	6.5	6.8
400	2.6	3.7	4.4	4.5	4.7
600	2.2	2.4	2.8	3.1	3.3
800	1.1	1.6	2.0	2.2	2.4
1000	1.0	1.3	1.7	1.8	1.9
1200	0.9	1.3	1.5	1.6	1.7
1400	0.9	1.2	1.4	1.4	1.5
≥1600	0.9	1.1	1.2	1.2	1.3

FFS=100 km/h

≤100	1.2	2.7	4.0	4.5	4.7
200	3.0	4.6	5.9	6.4	6.7
400	2.3	3.3	4.1	4.4	4.6
600	1.8	2.1	2.6	3.0	3.2
800	0.9	1.4	1.8	2.1	2.3
1000	0.9	1.1	1.5	1.7	1.9
1200	0.8	1.1	1.4	1.5	1.7
1400	0.8	1.0	1.3	1.3	1.4
≥1600	0.8	1.0	1.1	1.1	1.2

FFS=90 km/h

≤100	0.8	1.9	3.6	4.2	4.4
200	2.4	3.9	5.6	6.3	6.6
400	2.1	3.0	3.8	4.3	4.5
600	1.4	1.8	2.5	2.9	3.1
800	0.8	1.1	1.7	2.0	2.2
1000	0.8	0.9	1.3	1.5	1.8
1200	0.8	0.9	1.2	1.4	1.6
1400	0.8	0.9	1.1	1.2	1.4
≥1600	0.8	0.8	0.9	0.9	1.1

FFS=80 km/h

≤100	0.3	1.1	3.1	3.9	4.1
200	1.9	3.2	5.3	6.2	6.5
400	1.8	2.6	3.5	4.2	4.4
600	1.0	1.5	2.3	2.8	3.0
800	0.6	0.9	1.5	1.9	2.1
1000	0.6	0.7	1.1	1.4	1.8
1200	0.6	0.7	1.1	1.3	1.6
1400	0.6	0.7	1.0	1.1	1.3
≥1600	0.6	0.7	0.8	0.8	1.0

FFS=70 km/h

≤100	0.1	0.6	2.7	3.6	3.8
200	1.5	2.6	5.0	6.1	6.4
400	1.5	0.8	3.2	4.1	4.3
600	0.7	0.5	2.1	2.7	2.9
800	0.5	0.5	1.3	1.8	2.0
1000	0.5	0.5	1.0	1.3	1.8
1200	0.5	0.5	1.0	1.2	1.6
1400	0.5	0.5	1.0	1.0	1.2
≥1600	0.5	0.5	0.7	0.7	0.9

2.8.2 DETERMINAÇÃO DO TEMPO DE PERCURSO COM ATRASO

O tempo de percurso com atraso é obtido a partir da expressão 9.

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np} \quad (9)$$

em que:

$PTSF_d$ - Tempo de percurso com atraso no sentido em análise

$BPTSF_d$ - Tempo de percurso com atraso base no sentido em análise, obtido pela expressão 10

f_{np} - Factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem (Quadro 13)

É de notar que existem valores distintos para f_{np} , em função do que se pretende calcular, velocidade média de percurso ou tempo de percurso com atraso.

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

$$BPTSF = 100(1 - e^{-\frac{b}{V_d}}) \quad (10)$$

em que:

V_d - Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido em análise (uvl/h)

a e b - Coeficientes, dados no Quadro 12

Quadro 12 - Valores para os coeficientes a e b utilizados na estimativa do tempo de percurso com atraso base

Débito no sentido oposto, V_d (uvl/h)	a	b
≤ 200	-0.013	0.668
400	-0.057	0.479
600	-0.100	0.413
800	-0.173	0.349
1000	-0.320	0.276
1200	-0.430	0.242
1400	-0.522	0.225
≥ 1600	-0.665	0.199

Quadro 13 - Factor de ajustamento (f_{np}) da tempo de percurso com atraso devido às zonas de não ultrapassagem

Débito no sentido oposto, v_o (uvl/h)	Zonas de não-ultrapassagem (%)				
	≤20	40	60	80	100
FFS=110 km/h					
≤100	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
200	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
400	9.0	12.3	14.1	14.4	15.4
600	5.3	7.7	9.2	9.7	10.4
800	3.0	4.6	5.7	6.2	6.7
1000	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
1200	1.3	2.0	2.6	2.9	3.1
1400	0.9	1.4	1.7	1.9	2.1
≥1600	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
FFS=100 km/h					
≤100	8.4	14.9	20.9	22.8	26.6
200	11.5	18.2	24.1	26.2	29.7
400	8.6	12.1	14.8	15.9	18.1
600	5.1	7.5	9.6	10.6	12.1
800	2.8	4.5	5.9	6.7	7.7
1000	1.6	2.8	3.7	4.3	4.9
1200	1.2	1.9	2.6	3.0	3.4
1400	0.8	1.3	1.7	2.0	2.3
≥1600	0.6	0.9	1.1	1.2	1.5
FFS=90 km/h					
≤100	6.7	12.7	21.7	24.5	31.3
200	10.5	17.5	25.4	28.6	34.7
400	8.3	11.8	15.5	17.5	20.7
600	4.9	7.3	10.0	11.5	13.9
800	2.7	4.3	6.1	7.2	8.8
1000	1.5	2.7	3.8	4.5	5.4
1200	1.0	1.8	2.6	3.1	3.8
1400	0.7	1.2	1.7	2.0	2.4
≥1600	0.6	0.9	1.2	1.3	1.5

FFS=80 km/h					
≤100	5.0	10.4	22.4	26.3	36.1
200	9.6	16.7	26.8	31.0	39.6
400	7.9	11.6	16.2	19.0	23.4
600	4.7	7.1	10.4	12.4	15.6
800	2.5	4.2	6.3	7.7	9.8
1000	1.3	2.6	3.8	4.7	5.9
1200	0.9	1.7	2.6	3.2	4.1
1400	0.6	1.1	1.7	2.1	2.6
≥1600	0.5	0.9	1.2	1.3	1.6
FFS=70 km/h					
≤100	3.7	8.5	23.2	28.2	41.6
200	8.7	16.0	28.2	33.6	45.2
400	7.5	11.4	16.9	20.7	26.4
600	4.5	6.9	10.8	13.4	17.6
800	2.3	4.1	6.5	8.2	11.0
1000	1.2	2.5	3.8	4.9	6.4
1200	0.8	1.6	2.6	3.3	4.5
1400	0.5	1.0	1.7	2.2	2.8
≥1600	0.4	0.9	1.2	1.3	1.7

2.8.3 DETERMINAÇÃO DO DÉBITO

O débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido em análise é determinado a partir da seguinte expressão:

$$V_d = \frac{V}{PHF \times f_G \times f_{HV}} \quad (11)$$

em que:

v_d - Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido em análise (uvl/h)

V - Volume de tráfego para a hora de ponta no sentido em análise (veíc/h)

PHF - Factor de ponta horária

f_G - Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ou declive

f_{HV} - Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

Tal como se procedia na análise do conjunto das duas vias, é necessário calcular diferentes valores de v_{gr} , um valor para se utilizar no cálculo da velocidade média de percurso e outro para o cálculo da tempo de percurso com atraso.

A análise num só sentido requer também o cálculo do débito no sentido oposto ao sentido em análise, através da expressão 12, que é análoga à expressão 11.

$$V_o = \frac{V_o}{PHF \times f_G \times f_{HV}} \quad (12)$$

em que:

v_o - Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido oposto ao da análise (uvl/h)

v_o - Volume de tráfego para a hora de ponta no sentido oposto ao da análise (veíc/h)

No caso do valor do débito ser superior à capacidade (1700 uvl/h), corresponde a dizer que a via em análise tem o nível de serviço F.

Sempre que não existam dados locais, pode-se usar como valores de referência para o Factor de Ponta Horária os seguintes:

- 0,88 - Áreas Rurais
- 0,92 - Áreas Urbanas

2.8.3.1 FACTORES DE AJUSTAMENTO DEVIDO AO TIPO DE TERRENO E À EXISTÊNCIA DE VEÍCULOS PESADOS NA CORRENTE DE TRÁFEGO

Os factores de ajustamento f_g e f_{HV} a considerar no cálculo de v_d e v_o são diferentes para o caso de um troço extenso, ou de um trainel ascendente ou um trainel descendente.

A seguir apresentam-se os diferentes valores de f_g e f_{HV} a considerar em cada caso.

TROÇOS EXTENSOS

O factor de ajustamento f_g a considerar quando se calculam os débitos v_d e v_o a utilizar na determinação da velocidade média de percurso são os que constam no Quadro 7.

Para a determinação da tempo de percurso com atraso recorre-se ao Quadro 8 para saber qual é o factor de ajustamento f_g .

Os factores de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego, f_{HV} , são obtidos pela expressão 7, sendo que os factores de equivalência são dados no Quadro 9, quando se pretende determinar a velocidade média de percurso, e no Quadro 10 quando o que se pretende determinar é o tempo de percurso com atraso.

TRAINÉIS ASCENDENTES

No caso dos trainéis ascendentes o factor de ajustamento devido ao declive f_g é dado no Quadro 14, quando se pretende a velocidade média de percurso, e no Quadro 15 para a determinação do tempo de percurso com atraso. De referir que para o caso de trainéis em que haja variação da declive, ou seja trainéis compostos, pode-se substituir esse trainel por outra equivalente com um declive médio obtido através do quociente entre a diferença de nível entre os pontos inicial e final do troço em análise e a extensão do troço, devendo o declive vir expresso em percentagem.

Quadro 14 - Factor de ajustamento devido à declive dos trainéis (f_c) para a estimativa da velocidade média de percurso em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão do trainel (km)	Factor de Ajustamento devido ao declive, f_c		
		Débito no sentido em análise v_d , (u/v/h)		
		0-300	>300-600	>600
$\geq 3.0 < 3.5$	0.4	0.81	1.00	1.00
	0.8	0.79	1.00	1.00
	1.2	0.77	1.00	1.00
	1.6	0.76	1.00	1.00
	2.4	0.75	0.99	1.00
	3.2	0.75	0.97	1.00
	4.8	0.75	0.95	0.97
	≥ 6.4	0.75	0.94	0.95
$\geq 3.5 < 4.5$	0.4	0.79	1.00	1.00
	0.8	0.76	1.00	1.00
	1.2	0.72	1.00	1.00
	1.6	0.69	0.93	1.00
	2.4	0.68	0.92	1.00
	3.2	0.66	0.91	1.00
	4.8	0.65	0.91	0.96
	≥ 6.4	0.65	0.90	0.96
$\geq 4.5 < 5.5$	0.4	0.75	1.00	1.00
	0.8	0.65	0.93	1.00
	1.2	0.60	0.89	1.00
	1.6	0.59	0.89	1.00
	2.4	0.57	0.86	0.99
	3.2	0.56	0.85	0.98
	4.8	0.56	0.84	0.97
	≥ 6.4	0.55	0.82	0.93
$\geq 5.5 < 6.5$	0.4	0.63	0.91	1.00
	0.8	0.57	0.85	0.99
	1.2	0.52	0.83	0.97
	1.6	0.51	0.79	0.97
	2.4	0.49	0.78	0.95
	3.2	0.48	0.78	0.94
	4.8	0.46	0.76	0.93
	≥ 6.4	0.45	0.76	0.93

≥6.5	0.4	0.59	0.86	0.98
	0.8	0.48	0.76	0.94
	1.2	0.44	0.74	0.91
	1.6	0.41	0.70	0.91
	2.4	0.40	0.67	0.91
	3.2	0.39	0.67	0.89
	4.8	0.39	0.66	0.88
	≥6.4	0.38	0.66	0.87

Quadro 15 - Factor de ajustamento devido ao declive dos trainéis (f_G) para a estimativa do tempo de percurso com atraso em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão do trainel (km)	Factor de Ajustamento devido ao declive, f_G		
		Débito no sentido em análise v_{gr} (u/v/h)		
		0-300	>300-600	>600
≥3.0<3.5	0.4	1.00	0.92	0.92
	0.8	1.00	0.93	0.93
	1.2	1.00	0.93	0.93
	1.6	1.00	0.93	0.93
	2.4	1.00	0.94	0.94
	3.2	1.00	0.95	0.95
	4.8	1.00	0.97	0.96
	≥6.4	1.00	1.00	0.97
≥3.5<4.5	0.4	1.00	0.94	0.92
	0.8	1.00	0.97	0.96
	1.2	1.00	0.97	0.96
	1.6	1.00	0.97	0.97
	2.4	1.00	0.97	0.97
	3.2	1.00	0.98	0.98
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥6.4	1.00	1.00	1.00
≥4.5<5.5	0.4	1.00	1.00	0.97
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥6.4	1.00	1.00	1.00

≥5.5<6.5	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥6.4	1.00	1.00	1.00
≥6.5	0.4	1.00	1.00	1.00
	0.8	1.00	1.00	1.00
	1.2	1.00	1.00	1.00
	1.6	1.00	1.00	1.00
	2.4	1.00	1.00	1.00
	3.2	1.00	1.00	1.00
	4.8	1.00	1.00	1.00
	≥6.4	1.00	1.00	1.00

Os factores de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego, f_{HVR} , são também obtidos pela expressão 7, sendo que os factores de equivalência para os camiões são obtidos com recurso ao Quadro 16 e para os veículos de recreio (RVs) pelo Quadro 17, quando se pretende determinar a velocidade média de percurso. Para a determinação do tempo de percurso com atraso, utiliza-se um f_{HVR} calculado com base em valores de E_T e E_R obtidos pelo Quadro 18.

29

Quadro 16 - Factor de Equivalência para os camiões na estimativa da velocidade média de percurso em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão do trainel (km)	Factor de equivalência para os camiões, E_T		
		Débito no sentido em análise $v_{d'}$ (u/v/h) 0-300	>300-600	>600
≥3.0<3.5	0.4	2.5	1.9	1.5
	0.8	3.5	2.8	2.3
	1.2	4.5	3.9	2.9
	1.6	5.1	4.6	3.5
	2.4	6.1	5.5	4.1
	3.2	7.1	5.9	4.7
	4.8	8.2	6.7	5.3
	≥6.4	9.1	7.5	5.7

≥3.5<4.5	0.4	3.6	2.4	1.9
	0.8	5.4	4.6	3.4
	1.2	6.4	6.6	4.6
	1.6	7.7	6.9	5.9
	2.4	9.4	8.3	7.1
	3.2	10.2	9.6	8.1
	4.8	11.3	11.0	8.9
	≥6.4	12.3	11.9	9.7
≥4.5<5.5	0.4	4.2	3.7	2.6
	0.8	6.0	6.0	5.1
	1.2	7.5	7.5	7.5
	1.6	9.2	9.0	8.9
	2.4	10.6	10.5	10.3
	3.2	11.8	11.7	11.3
	4.8	13.7	13.5	12.4
	≥6.4	15.3	15.0	12.5
≥5.5<6.5	0.4	4.7	4.1	3.5
	0.8	7.2	7.2	7.2
	1.2	9.1	9.1	9.1
	1.6	10.3	10.3	10.2
	2.4	11.9	11.8	11.7
	3.2	12.8	12.7	12.6
	4.8	14.4	14.3	14.2
	≥6.4	15.4	15.2	15.0
≥6.5	0.4	5.1	4.8	4.6
	0.8	7.8	7.8	7.8
	1.2	9.8	9.8	9.8
	1.6	10.4	10.4	10.3
	2.4	12.0	11.9	11.8
	3.2	12.9	12.8	12.7
	4.8	14.5	14.4	14.3
	≥6.4	15.4	15.3	15.2

Quadro 17 - Factor de Equivalência para veículos de recreio na estimativa da velocidade média de percurso em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão do trainel (km)	Factor de equivalência para os RVs, E_R		
		Débito no sentido em análise v_{gr} (uvl/h)	0-300	>300-600
≥3.0<3.5	0.4	1.1	1.0	1.0
	0.8	1.2	1.0	1.0
	1.2	1.2	1.0	1.0
	1.6	1.3	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	4.8	1.5	1.0	1.0
	≥6.4	1.5	1.0	1.0
≥3.5<4.5	0.4	1.3	1.0	1.0
	0.8	1.3	1.0	1.0
	1.2	1.3	1.0	1.0
	1.6	1.4	1.0	1.0
	2.4	1.4	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0
	4.8	1.4	1.0	1.0
	≥6.4	1.5	1.0	1.0
≥4.5<5.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.5	1.0	1.0
	2.4	1.5	1.0	1.0
	3.2	1.5	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.0	1.0
	≥6.4	1.6	1.0	1.0
≥5.5<6.5	0.4	1.5	1.0	1.0
	0.8	1.5	1.0	1.0
	1.2	1.5	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.2	1.0
	≥6.4	1.6	1.5	1.2

≥6.5	0.4	1.6	1.0	1.0
	0.8	1.6	1.0	1.0
	1.2	1.6	1.0	1.0
	1.6	1.6	1.0	1.0
	2.4	1.6	1.0	1.0
	3.2	1.6	1.0	1.0
	4.8	1.6	1.3	1.3
	≥6.4	1.6	1.5	1.4

Quadro 18 - Factor de Equivalência para camiões e RVs na estimativa da tempo de percurso com atraso em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão do tranel (%)	Factor de equivalência para os pesados, E_T			RVs, E_R
		Débito no sentido em análise v_{dr} (uvl/h)			
		0-300	>300-600	>600	
≥3.0<3.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.4	1.0	1.0	1.0
	≥6.4	1.5	1.0	1.0	1.0
≥3.5<4.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.0	1.0	1.0
	3.2	1.4	1.0	1.0	1.0
	4.8	1.7	1.1	1.2	1.0
	≥6.4	2.0	1.5	1.4	1.0
≥4.5<5.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.0	1.0	1.0
	2.4	1.1	1.2	1.2	1.0
	3.2	1.6	1.3	1.5	1.0
	4.8	2.3	1.9	1.7	1.0
	≥6.4	3.3	2.1	1.8	1.0

≥5.5<6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.6	1.0	1.2	1.2	1.0
	2.4	1.5	1.6	1.6	1.0
	3.2	1.9	1.9	1.8	1.0
	4.8	3.3	2.5	2.0	1.0
	≥6.4	4.3	3.1	2.0	1.0
≥6.5	0.4	1.0	1.0	1.0	1.0
	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	1.0	1.0	1.3	1.0
	1.6	1.3	1.4	1.6	1.0
	2.4	2.1	2.0	2.0	1.0
	3.2	2.8	2.5	2.1	1.0
	4.8	4.0	3.1	2.2	1.0
	≥6.4	4.8	3.5	2.3	1.0

TRAINÉIS DESCENDENTES

Nos trainéis descendentes o factor de ajustamento devido ao declive f_g a considerar é sempre igual a 1,0. Em relação ao factor de ajustamento devido à presença de pesados, f_{HV} , pode acontecer uma de duas situações. No primeiro caso se a velocidade dos camiões não se altera significativamente durante a descida, os valores a utilizar são os mesmos que foram considerados para os troços extensos, ou seja, os factores de ajustamento, f_{HV} , são obtidos pela expressão 7, sendo que os factores de equivalência são dados no Quadro 9, quando se pretende determinar a velocidade média de percurso e no Quadro 10 quando se pretende determinar o tempo de percurso com atraso. No segundo caso em que se verifica existirem veículos que têm necessidade de reduzir significativamente a sua velocidade em relação à velocidade em regime livre, deve-se calcular o factor de ajustamento pela expressão 13, apresentada a seguir na determinação da velocidade média de percurso.

Para a determinação do tempo de percurso com atraso utiliza-se a expressão 7 e o Quadro 10.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{TC}P_T(E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC})P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (13)$$

em que:

f_{HV} - Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados

P_T - Proporção de camiões na corrente de tráfego

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

P_{TC} - Proporção de camiões que reduzem a velocidade na descida

E_T - Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros

E_R - Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros

E_{TC} - Factor de equivalência dos camiões que reduzem a velocidade na descida

O factor de equivalência E_{TC} é obtido através do Quadro 19.

Quadro 19 - Factor de Equivalência para estimativa do efeito na velocidade média de percurso dos pesados que circulam em velocidade lenta devido a trainéis descendentes

Diferença entre FFS e a velocidade de descida dos camiões	Factor de equivalência para os camiões em descida, E_{TC}		
	Débito no sentido em análise v_d (uvl/h)		
	0-300	>300-600	>600
≤ 20	4.4	2.8	1.4
40	14.3	9.6	5.7
≥ 60	34.1	23.1	13.0

3. Capacidade e Níveis de Serviço em Estradas de Vias Múltiplas

3.1 INTRODUÇÃO

Uma estrada de vias múltiplas é geralmente constituída por um total de 4 ou 6 vias de tráfego (2x2 vias ou 2x3 vias), usualmente divididas por um separador central físico, ou na sua ausência, a separação das faixas de rodagem é feita por pintura.

Nestas estradas os cruzamentos são em geral de nível, podendo mesmo existir cruzamentos regulados por sinais luminosos. No entanto se o espaçamento entre eles for inferior ou igual a 3,0 km, habitualmente as condições de circulação alteram-se, aproximando-se das condições existentes numa estrada urbana, pelo que não é possível adoptar os procedimentos de avaliação dos níveis de serviço a seguir descritos. As condições de escoamento do tráfego em estradas de vias múltiplas variam desde condições muito semelhantes às das auto-estradas, ou seja escoamento sem interrupções, até condições de escoamento próximas das das estradas urbanas, com interrupções provocadas pela existência de sinais luminosos.

3.2 RELAÇÕES DÉBITO - VELOCIDADE E A CONCENTRAÇÃO - DÉBITO

As relações débito - velocidade e concentração - débito para um troço de estrada de vias múltiplas em escoamento estável, em que a velocidade em regime livre é conhecida, estão apresentadas nas Figuras 7 e 8. Devido ao facto de os condutores que circulam numa estrada de vias múltiplas admitirem potenciais conflitos com o tráfego de viragem, mesmo quando não existem pontos de acesso nas proximidades, as características operacionais podem ser ligeiramente menos favoráveis às existentes numa auto-estrada.

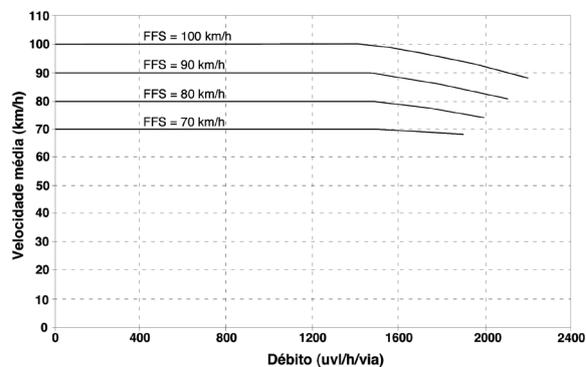


Figura 7 - Relação Débito - Velocidade

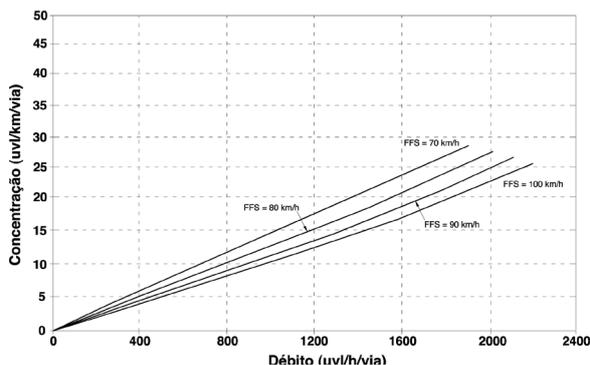


Figura 8 - Relação Concentração - Débito

De acordo com o indicado na Figura 6, a velocidade de tráfego numa estrada de vias múltiplas não é afectada pelo débito de tráfego para valores do débito inferiores a 1400 uvl/h/via. Como a Figura 6 mostra, a capacidade de uma estrada de vias múltiplas observando-se as condições base é de 2200 uvl/h/via para estradas em que a velocidade em regime livre é de 100 km/h. Para débitos entre os 1400 e os 2200 uvl/h/via, a velocidade média de uma estrada de vias múltiplas com uma velocidade em regime livre de 100 km/h diminui cerca de 12 km/h. Por outro lado atendendo à Figura 7 verifica-se que a concentração varia linearmente em função do débito.

As condições base em estradas de vias múltiplas são:

- Largura das vias de 3,6 m;
- Desobstrução lateral total de 3,6 m;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Ausência de pontos de acesso directos ao longo da estrada;
- Existência de separador central, ou seja faixas separadas;
- Velocidade em regime livre superior a 100 km/h.

3.3 CRITÉRIOS PARA A DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO

A concentração dada pelo quociente entre o débito e a velocidade média de percurso é a medida de desempenho utilizada para se estimar o nível de serviço. No Quadro 20 são definidos os níveis de serviço em estradas de vias múltiplas em função da velocidade em regime livre. Saliente-se que se mantém, com excepção do nível de serviço E as concentrações máximas (7, 11, 16, 22) associadas a cada nível independentemente da velocidade em regime livre.

Quadro 20 - Critérios para definição do nível de serviço em estradas de vias múltiplas

FFS (km/h)	Critério	Nível de Serviço				
		A	B	C	D	E
100	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	25
	Velocidade média (km/h)	100.0	100.0	98.4	91.5	88.0
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.32	0.50	0.72	0.92	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	700	1100	1575	2015	2200
90	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	26
	Velocidade média (km/h)	90.0	90.0	89.8	84.7	80.8
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.30	0.47	0.68	0.89	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	630	990	1435	1860	2100
80	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	27
	Velocidade média (km/h)	80.0	80.0	80.0	77.6	74.1
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.28	0.44	0.64	0.85	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	560	880	1280	1705	2000
70	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	70.0	70.0	70.0	69.6	67.9
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.26	0.41	0.59	0.81	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	490	770	1120	1530	1900

3.4 DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

O nível de serviço pode ser directamente determinado a partir da Figura 9 ou Quadro 20 com base nos valores da velocidade em regime livre e do débito para o período de ponta de 15 minutos.

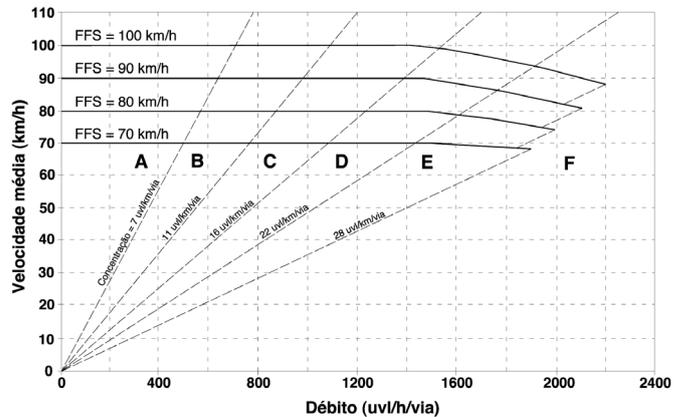


Figura 9 - Curvas velocidade - débito e critério para definição do nível de serviço

O procedimento a adoptar é o seguinte:

- 1 - Definir e dividir a estrada em troços com características idênticas.
- 2 - Para cada troço em análise e com base na velocidade em regime livre medida ou estimada, construir a respectiva curva velocidade - débito com uma forma aproximada à das curvas típicas apresentadas na Figura 9. A curva definida deve interceptar o eixo dos yy no valor da velocidade em regime livre.
- 3 - Com base no valor do débito calculado pela expressão 17, ler na curva da velocidade em regime livre obtida no passo 2 e determinar a velocidade média de percurso e o nível de serviço correspondente a esse ponto.
- 4 - Determinar a concentração de acordo com a expressão 14.

37

$$D = \frac{V_p}{S} \quad (14)$$

em que:

- D - Concentração (uvl/km/via)
- V_p - Débito (uvl/h/via)
- S - Velocidade média de percurso (km/h)

3.5 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE EM REGIME LIVRE

A velocidade em regime livre corresponde à velocidade de tráfego em condições de volume e de concentração baixos, com a qual os condutores sentem-se confortáveis a viajar, tendo em conta as características físicas (geometria), ambientais e de controlo de tráfego existentes. Em estradas de vias múltiplas, considera-se que o volume é baixo até um volume de 1400 (uvl/h/via).

Podem ser utilizados dois métodos para a determinação da velocidade em regime livre numa estrada de vias múltiplas. O primeiro consiste em fazer uma medição no local e o segundo em estimar o valor da velocidade com base nas condições locais. Tal como anteriormente é preferível medir localmente a velocidade em regime livre, sendo a definição da amostra feita de forma análoga, isto é, com um mínimo de 100 veículos seleccionados de dez em dez. Para débitos inferiores a

1400 veic/h a velocidade em regime livre é igual à média das velocidades obtidas. No caso do débito ser superior recorre-se às curvas que relacionam o débito com a velocidade (Figura 10), o que obriga a medi-los simultaneamente.

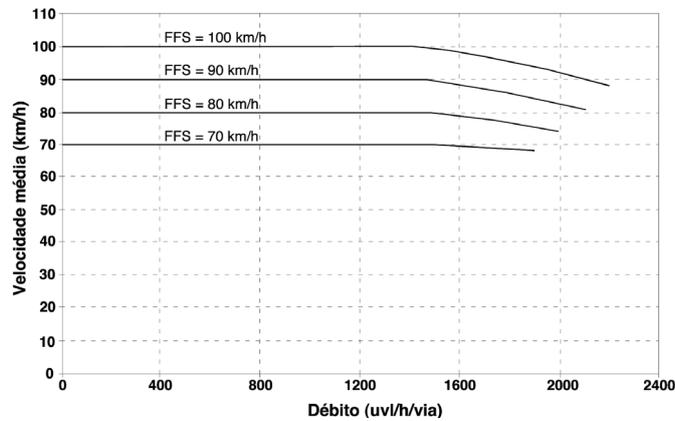


Figura 10 - Relação débito/velocidade média

Não sendo possível medir directamente no local a velocidade em regime livre pode ser estimada usando a expressão 15.

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A \quad (15)$$

em que:

FFS - Velocidade em regime livre estimada (km/h)

BFFS - Velocidade em regime livre base (km/h)

f_{LW} - Ajustamento devido à largura das vias (Quadro 3)

f_{LC} - Ajustamento devido à desobstrução lateral (Quadro 4)

f_M - Ajustamento devido ao tipo de separador central (Quadro 5)

f_A - Ajustamento devido aos pontos de acesso (Quadro 6)

O ajustamento devido à largura das vias f_{LW} é apresentado no Quadro 21.

Quadro 21 - Ajustamento (f_{LW}) devido à largura das vias e à largura das bermas

Largura da via (m)	Redução na FFS (f_{LW}) (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

O efeito das obstruções laterais, quer junto à berma, quer ao separador central resultam numa redução dada no Quadro 22, sendo que essa redução é baseada no valor total da desobstrução lateral obtido pela expressão 16.

$$TLC = LCR + LCL \quad (16)$$

em que:

TLC - Desobstrução lateral total (m)

LCR - Desobstrução lateral do lado direito das vias de tráfego no sentido do movimento (junto à berma), sendo que se a largura for superior a 1,8 m se deve considerar o valor de 1,8 m (m)

LCL - Desobstrução lateral do lado esquerdo das vias de tráfego no sentido do movimento (junto ao separador central), sendo que se deve considerar o valor de 1,8 m se o valor da desobstrução lateral for superior a 1,8m. Em estradas em que apenas exista uma faixa, isto é não exista separador central físico, o valor a considerar é 1,8 m, tal como se existir via de desaceleração para viragens à esquerda.

Quadro 22 - Ajustamento (f_{LC}) devido à desobstrução lateral

Estradas de 4 vias		Estradas de 6 vias	
Desobstrução lateral total, TLC (m)	Redução na FFS (f_{LC}) (km/h)	Desobstrução lateral total, TLC (m)	Redução na FFS (f_{LC}) (km/h)
3.6	0.0	3.6	0.0
3.0	0.6	3.0	0.6
2.4	1.5	2.4	1.5
1.8	2.1	1.8	2.1
1.2	3.0	1.2	2.7
0.6	5.8	0.6	4.5
0.0	8.7	0.0	6.3

39

O ajustamento devido ao tipo de separador central é dado no Quadro 23 e o ajustamento devido à densidade dos pontos de acesso apresenta-se no Quadro 24.

Quadro 23 - Ajustamento (f_M) devido ao tipo de separador central

Tipo de separador central	Redução na FFS (f_M) (km/h)
Estrada de 1 faixa	2.6
Estrada de faixas separadas	0.0

Quadro 24 - Ajustamento (f_A) devido à densidade de pontos de acesso

Pontos de Acesso por km	Redução na FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥24	16.0

3.6 DETERMINAÇÃO DO DÉBITO

A expressão que permite calcular o débito para o período de ponta de 15 minutos, com base nos valores do volume de tráfego medido para a hora de ponta, é a seguinte:

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} \quad (17)$$

em que:

- v_p - Débito para o período de ponta de 15 minutos (uvl/h/via)
- V - Volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h)
- PHF - Factor da hora de ponta
- N - Número de vias
- f_{HV} - Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego
- f_p - Factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

Sempre que não existam dados locais pode adoptar-se os seguintes valores para o Factor da Hora de Ponta:

- 0,88 - Áreas Rurais
- 0,92 - Áreas Urbanas

O factor de ajustamento (f_{HV}) devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego, é obtido com recurso à expressão 18.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (18)$$

em que:

- f_{HV} - Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados
- P_T - Proporção de camiões na corrente de tráfego
- P_R - Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego
- E_T - Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros
- E_R - Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros

Admite-se, para este efeito, que os autocarros têm um efeito semelhante aos camiões, pelo que se deve considerar na proporção de camiões o conjunto de veículos do tipo camião e autocarro.

Os factores de equivalência E_T e E_R a utilizar dependem do tipo de segmento de estrada em estudo e do tipo de terreno. Para distinguir entre troços extensos e traínéis específicos (ver Figura 11) usam-se as seguintes condições:

- Troços extensos - incluem subidas, descidas e zonas em patamar que pelo declive e/ou extensão não produzam um efeito significativo nas condições de escoamento de tráfego
- Trainéis específicos - se um trainel tiver um declive inferior a 3 % com extensão superior a 1,6 km, ou se o trainel tiver um declive igual ou superior a 3 % e a sua extensão ultrapasse os 800 m.

Para a determinação dos coeficientes de equivalência em trainéis é necessário considerar separadamente os trainéis ascendentes e descendentes e ainda se o trainel é isolado, ou constituído por uma série de trainéis adjacentes que constituem os designados trainéis compostos.

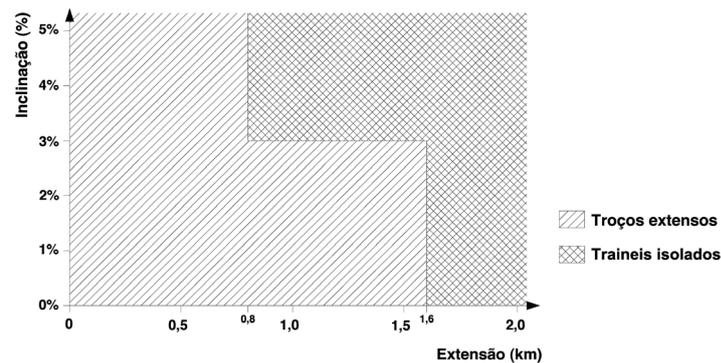


Figura 11 - Campo de aplicação de troços extensos e trainéis específicos

Os factores de equivalência de camiões (e autocarros) e de veículos de recreio, E_T e E_R , para troços extensos, podem ser obtidos com recurso ao Quadro 24. Para o efeito consideram-se três tipos de terreno:

- Terreno Plano - se o traçado da estrada, quer em planta, quer em perfil longitudinal, permitir que os veículos pesados mantenham sensivelmente a mesma velocidade dos veículos ligeiros. Pode incluir trainéis de curta extensão desde que o seu declive não seja superior a 1 ou 2 %.
- Terreno Ondulado - se o traçado da estrada provocar nos veículos pesados uma redução de velocidade, tal que a velocidade desses veículos seja substancialmente inferior à velocidade dos veículos ligeiros, mas sem que atinjam “velocidade lenta” durante um período significativo de tempo ou intervalos frequentes. Geralmente existem trainéis de curta ou média extensão com declive inferior a 4%.
- Terreno Montanhoso - se o traçado obrigar os veículos pesados a circular a “velocidade lenta” em extensões significativas ou em intervalos frequentes.

41

Quadro 24 - Factores de Equivalência para veículos pesados e RVs em troços extensos

Factor	Tipo de Terreno		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
E_T (Camiões e Autocarros)	1.5	2.5	4.5
E_R (RVs)	1.2	2.0	4.0

No caso de se tratar de um trainel específico, os factores de equivalência E_T e E_R são obtidos do seguinte modo:

TRAINÉIS ASCENDENTES:

- Factor de equivalência E_T - Quadro 25
- Factor de equivalência E_R - Quadro 26

Quadro 25 - Factores de Equivalência para Camiões e Autocarros em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E_T								
		Percentagem de Camiões e Autocarros								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.8-1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>1.2-1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>1.6-2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>2.4	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
≥2-3	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	>0.8-1.2	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>1.2-1.6	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>1.6-2.4	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	>2.4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
>3-4	>0.4-0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>0.8-1.2	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	>1.2-1.6	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.6	5.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0
	0.0-0.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.5	4.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
>4-5	>0.5-0.8	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	5.5	5.0	4.5	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.6	6.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
>5-6	>0.5-0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5
	>1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	4.0
	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
>6	>0.5-0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5
	>1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	4.0
	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5

Quadro 26 - Factores de Equivalência para veículos de recreio em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E_R								
		Percentagem de RVs								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤2	Todas	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
>2-3	0.0-0.8	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	>0.8	3.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
>3-4	0.0-0.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	>0.4-0.8	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	>0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
>4-5	0.0-0.4	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.8	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
>5	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	>0.4-0.8	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	>0.8	6.0	4.5	4.0	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

TRANEIS DESCENDENTES:

Para declives inferiores a 4 % e extensões inferiores a 3,2 km:

- Factores de equivalência E_T e E_R - Quadro 24 considerando terreno plano

Para declives iguais ou superiores a 4 % e extensões iguais ou superiores a 3,2 km:

- Factor de equivalência E_T - Quadro 27
- Factor de equivalência E_R - Quadro 24 considerando terreno plano

Quadro 27 - Factores de Equivalência para Camiões em trainéis descendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E_T			
		Percentagem de Camiões			
		5	10	15	20
< 4	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5
>4-5	≤6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
>4-5	>6.4	2.0	2.0	2.0	1.5
>5-6	≤6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
>5-6	>6.4	5.5	4.0	4.0	3.0
>6	≤6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
>6	>6.4	7.5	6.0	5.5	4.5

Finalmente no caso dos trainéis compostos, a determinação dos coeficientes de equivalência baseia-se no conceito de trainel equivalente. A forma mais simplista de obter o declive do trainel equivalente é efectuar a média, ponderada pelas extensões, dos declives dos trainéis adjacentes. No entanto este processo só é aceitável para trainéis com declives iguais ou inferiores a 4 % ou a extensão total do trainel composto não exceder os 1200 m.

Caso contrário, deve-se utilizar um processo mais rigoroso, em que se recorre às curvas da Figura 11, e que consiste em encontrar o declive de um trainel equivalente com extensão igual ao comprimento total do trainel composto, dado pela soma dos comprimentos dos trainéis que o compõem, de modo que as velocidades

que os camiões atingem no final do trainel composto ou no final do trainel equivalente sejam iguais.

Tendo presente a Figura 12, o processo consiste nos seguintes passos :

- 1 - Com o declive e a extensão do trainel inicial determinar a velocidade do camião no extremo final do primeiro trainel;
- 2 - Encontrar a extensão de um trainel fictício, com um declive igual ao declive do segundo trainel, de modo a que a velocidade no final desse trainel fictício seja a mesma que foi obtida no passo 1. Tal significa que o trainel fictício produz o mesmo efeito de redução da velocidade que o trainel inicial. Este ponto será o ponto de partida para o trainel seguinte;
- 3 - Adicionar à extensão do segundo trainel a extensão do trainel fictício, determinando a velocidade que o camião atinge no final do 2º trainel;
- 4 - Por cada trainel adicional é necessário repetir os passos de 1 a 3;
- 5 - Introduzir no gráfico da Figura 12 a velocidade final do camião no final do trainel equivalente e a sua extensão total, encontrando-se deste modo o declive do trainel equivalente.

Neste procedimento é importante identificar qual é o ponto do trainel composto em que a velocidade é menor, pois é nesse ponto que o efeito provocado pelos camiões na corrente de tráfego é mais crítico.

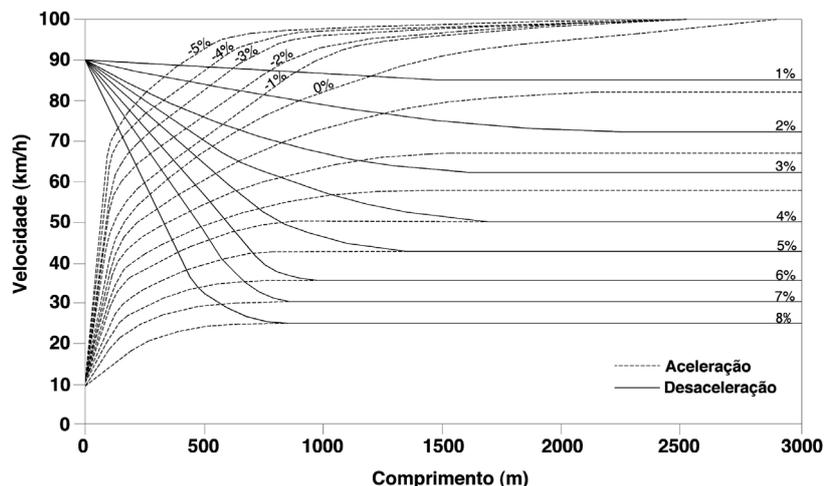


Figura 12 - Curvas de aceleração e desaceleração de camiões (120 kg/kW) em trainéis

O factor devido ao tipo de condutor procura traduzir a diferença de comportamento na condução entre os condutores que passam habitualmente no local, como, por exemplo, os condutores de viagens pendulares, e os condutores esporádicos, como são, por exemplo, aqueles que efectuam viagens de lazer. Assim os factores a considerar são os seguintes:

- Condutores habituais - $f_p = 1,00$
- Condutores esporádicos - $f_p = 0,85$

4. CAPACIDADE E NÍVEIS DE SERVIÇO EM AUTO-ESTRADAS

4.1 INTRODUÇÃO

As auto-estradas são estradas que se destinam a proporcionar aos condutores boas condições de circulação, em que os sentidos de tráfego se encontram fisicamente separados por intermédio de um separador central, com duas ou mais vias de tráfego por sentido e com os acessos condicionados. Nas auto-estradas não existem cruzamentos de nível e não são permitidos acessos directos a partir das propriedades contíguas. As entradas e saídas das auto-estradas realizam-se por intermédio de ramos de ligação convenientemente projectados, de modo a facilitar as respectivas manobras de convergência e divergência.

As condições de escoamento numa auto-estrada resultam principalmente das interacções entre os próprios veículos da corrente de tráfego e entre estes e as características geométricas.

4.2 COMPONENTES DA AUTO-ESTRADA

Geralmente numa auto-estrada considera-se, para efeito de estudo da capacidade e dos níveis de serviço três tipos de troços diferentes:

- Secções Correntes - representam os segmentos da auto-estrada livres de qualquer perturbação produzida pela entrada e saída de veículos.
- Zonas de Entrecruzamento - são segmentos onde duas ou mais correntes de tráfego, movendo-se no mesmo sentido, se cruzam através de um movimento de convergência seguido de um movimento de divergência.
- Ramos de Ligação - são as secções em que ocorrem as manobras de convergência ou divergência devido às entradas ou saídas de veículos. Estas são feitas, geralmente, por vias de aceleração ou de desaceleração.

45

4.3 SECÇÕES CORRENTES DA AUTO-ESTRADA

4.3.1 RELAÇÕES VELOCIDADE - DÉBITO E A CONCENTRAÇÃO - DÉBITO

As relações velocidade - débito e concentração - débito para um troço de auto-estrada em que a velocidade em regime livre é conhecida são semelhantes às apresentadas para as estradas de vias múltiplas, conforme se mostra nas Figuras 13 e 14.

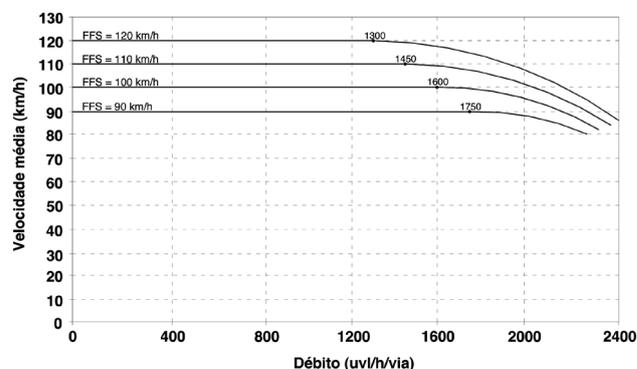


Figura 13 - Relação Velocidade - Débito

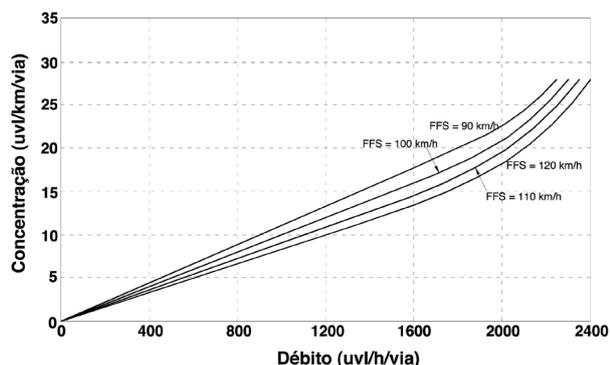


Figura 14 - Relação Concentração - Débito

Como se pode verificar a partir da análise da Figura 13, a velocidade do tráfego em auto-estradas não é afectada para valores do débito correspondentes a condições de tráfego baixo a moderado. Assim, para uma auto-estrada com uma velocidade em regime livre de 120km/h, a velocidade média de percurso mantém-se constante para um débito inferior a 1300 uvl/h/via. Para velocidades em regime livre inferiores a 120 km/h, o limite superior do intervalo em que a velocidade média de percurso é constante corresponde a débitos superiores a 1300 uvl/h/via. Assim, a velocidade em regime livre quando medida no terreno, corresponde à velocidade média de percurso quando o débito é inferior a 1300 uvl/h/via.

4.3.2 CAPACIDADE EM SECÇÕES CORRENTES DE AUTO-ESTRADA

A capacidade de uma auto-estrada para as condições base de tráfego e de traçado é de 2400 uvl/h/via, admitindo que este valor é um valor médio considerando as vias que compõem a faixa de rodagem.

Para efeito do estudo de capacidade e níveis de serviço, as condições base que uma secção corrente de auto-estrada tem de satisfazer para se alcançar aquele valor da capacidade são as seguintes:

- Largura mínima das vias - 3,6 m;
- Desobstrução lateral do lado da berma direita mínima - 1,8 m;
- Desobstrução lateral do lado do separador central mínima - 0,6 m;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Espaçamento mínimo entre nós de ligação - 3 km;
- Terreno plano, com trainéis cuja declive seja $\leq 2\%$;
- Condutor habitual do percurso;
- Velocidade mínima em regime livre - 110 km/h.

4.3.3 CRITÉRIOS PARA A DEFINIÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

O escoamento do tráfego numa secção corrente de auto-estrada é caracterizado por três medidas de desempenho:

- Concentração, em termos de veículos ligeiros de passageiros por quilómetro por via;
- Velocidade, em termos de velocidade média dos veículos ligeiros de passageiros;
- Razão débito-capacidade.

O nível de serviço em auto-estradas é baseado na concentração, a qual é calculada através do quociente entre o débito por via e a velocidade, sendo os valores limites associados a cada nível de serviço apresentados no Quadro 28.

Quadro 28 - Definição do nível de serviço em secções correntes de auto-estradas

Nível de Serviço	Concentração (uvl/h/via)
A	0 - 7
B	> 7 - 11
C	> 11 - 16
D	> 16 - 22
E	> 22 - 28
F	> 28

Ao se comparar o valor máximo da concentração para determinado nível de serviço para auto-estradas com o correspondente para estradas de vias múltiplas, verifica-se que os valores para auto-estradas são ligeiramente inferiores. Isto reflecte as expectativas dos condutores por melhor qualidade do serviço quando utilizam uma auto-estrada em comparação com uma estrada de vias múltiplas.

O Quadro 29 apresenta os valores de diferentes variáveis para cada nível de serviço, salientando-se que os valores da concentração são independentes da velocidade em regime livre.

Quadro 29 - Critérios para definição do nível de serviço em auto-estradas

FFS (km/h)	Variável	Nível de Serviço				
		A	B	C	D	E
120	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	120.0	120.0	114.6	99.6	85.7
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.35	0.55	0.77	0.92	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	840	1320	1840	2200	2400
110	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	110.0	110.0	108.5	97.2	83.9
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.33	0.51	0.74	0.91	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	770	1210	1740	2135	2350
100	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	100.0	100.0	100.0	93.8	82.1
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.30	0.48	0.70	0.90	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	700	1100	1600	2065	2300
90	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	90.0	90.0	90.0	89.1	80.4
	Relação débito/capacidade (v/c)	0.28	0.44	0.64	0.87	1.00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	630	990	1440	1955	2250

4.3.4 DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

O nível de serviço pode ser directamente determinado a partir da Figura 15 ou Quadro 29 com base nos valores da velocidade em regime livre e do débito para o período de ponta de 15 minutos.

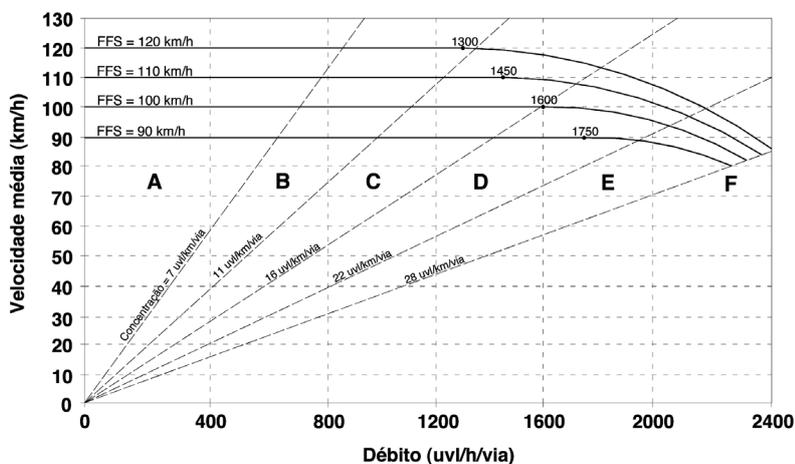


Figura 15 - Curvas velocidade - débito e critério para definição do nível de serviço

O procedimento é o seguinte:

1. Definir e dividir a estrada em troços com características idênticas;
2. Para cada troço em análise e com base na velocidade em regime livre medida ou estimada, construir a respectiva curva velocidade - débito com uma forma aproximada à das curvas típicas apresentadas na Figura 14. A curva definida deve interceptar o eixo dos yy no valor da velocidade em regime livre;
3. Com base no valor do débito calculado pela expressão 21, ler na curva da velocidade em regime livre obtida no passo 2 e determinar a velocidade média de percurso e o nível de serviço correspondente a esse ponto;
4. Determinar a concentração de acordo com a expressão 19.

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (19)$$

em que:

- D - Concentração (uvl/km/via)
- V_p - Débito (uvl/h/via)
- S - Velocidade média de percurso (km/h)

4.3.5 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE EM REGIME LIVRE

A velocidade em regime livre em auto-estradas é a velocidade média dos veículos ligeiros de passageiros quando o fluxo de tráfego é baixo a moderado (débito inferior a 1300 uvl/h/via).

Podem ser utilizados dois métodos para a determinação da velocidade em regime livre para uma auto-estrada. O primeiro, que deverá ser utilizado preferencialmente, consiste em fazer uma medição no local, onde o procedimento a adoptar é análogo ao apresentado para as estradas de vias múltiplas, nomeadamente na constituição de uma amostra com dimensão mínima de 100 registos de velocidades

de veículos seleccionados, por exemplo, de dez em dez. O segundo método consiste em estimar a velocidade em regime livre a partir da expressão 20.

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \quad (20)$$

em que:

FFS - Velocidade em regime livre estimada (km/h)

BFFS - Velocidade em regime livre base (km/h)

f_{LW} - Ajustamento devido à largura das vias (Quadro 3)

f_{LC} - Ajustamento devido à desobstrução lateral do lado da berma direita (Quadro 4)

f_N - Ajustamento devido ao número de vias (Quadro 5)

f_{ID} - Ajustamento devido à densidade de nós de ligação (Quadro 6)

O ajustamento devido à largura das vias é dado no Quadro 30.

Quadro 30 - Ajustamento (f_{LW}) devido à largura das vias

Largura da via (m)	Redução na FFS, f_{LW} (km/h)
3.6	0.0
3.5	1.0
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

49

O ajustamento devido à desobstrução lateral do lado da berma direita é dado no Quadro 31. Note-se que as condições base atrás enunciadas impõem para desobstrução lateral do lado esquerdo um mínimo de 0,60m, o que se admite ser sempre conseguido e, portanto, não há lugar para se fazer ajustamento à velocidade em regime livre provocado pela proximidade do separador central.

Quadro 31 - Ajustamento (f_{LC}) devido à desobstrução lateral

Desobstrução Lateral Berma direita (m)	Redução da Velocidade em Regime Livre, f_{LC} (km/h)			
	Vias num sentido			
	2	3	4	≥ 5
≥ 1.8	0.0	0.0	0.0	0.0
1.5	1.0	0.7	0.3	0.2
1.2	1.9	1.3	0.7	0.4
0.9	2.9	1.9	1.0	0.6
0.6	3.9	2.6	1.3	0.8
0.3	4.8	3.2	1.6	1.1
0.0	5.8	3.9	1.9	1.3

O ajustamento devido ao número de vias de tráfego para auto-estradas em zona urbana é dado no Quadro 32. Em auto-estradas em zona rural considera-se sempre $f_N = 0.0$.

Quadro 32 - Ajustamento (f_N) devido ao número de vias (auto-estradas urbanas)

Número de vias (Num sentido)	Redução na FFS, f_N (km/h)
≥ 5	0.0
4	2.4
3	4.8
2	7.3

A densidade de nós de ligação corresponde ao número de nós de ligação por quilómetro e o seu efeito é apresentado no Quadro 33.

Quadro 33 - Ajustamento (f_{ID}) devido à densidade de nós de ligação

Nós de Ligação por km	Redução na FFS, f_{ID} (km/h)
≤ 0.3	0.0
0.4	1.1
0.5	2.1
0.6	3.9
0.7	5.0
0.8	6.0
0.9	8.1
1.0	9.2
1.1	10.2
1.2	12.1

4.3.6 DETERMINAÇÃO DO DÉBITO

A expressão que permite calcular o débito para o período de ponta de 15 minutos, com base nos valores do volume de tráfego medido para a hora de ponta, é a seguinte:

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} \quad (21)$$

em que:

v_p - Débito para o período de ponta de 15 minutos (uvt/h)

V - Volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h)

PHF - Factor de ponta horária

N - Número de vias

f_{HV} - Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

f_p - Factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

Como valores de referência para o Factor de Ponta Horária pode-se considerar os seguintes, sempre que não existam dados locais:

- 0,88 - Áreas Rurais
- 0,92 - Áreas Urbanas

O factor de ajustamento (f_{HV}) devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego, é obtido com recurso à seguinte expressão:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (22)$$

em que:

- f_{HV} - Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados
- P_T - Proporção de camiões na corrente de tráfego
- P_R - Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego
- E_T - Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros
- E_R - Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros

Tal como anteriormente não se distinguem, para efeito deste estudos, os camiões dos autocarros, pelo que deve-se considerar na proporção de camiões o conjunto de veículos do tipo camião e autocarro.

Os factores de equivalência E_T e E_R a utilizar dependem se o segmento a analisar é um troço extenso ou um trainel específico, tendo em conta o seguinte critério (ver Figura 16):

- Troços extensos - incluem subidas, descidas e zonas em patamar que pelo declive e/ou extensão não produzam um efeito significativo nas condições de escoamento de tráfego
- Trainéis específicos - se um trainel tiver uma declive inferior a 3% mas a sua extensão for superior a 1,0 km, ou se o trainel tiver um declive igual ou superior a 3% e a sua extensão ultrapasse os 500 m.

51

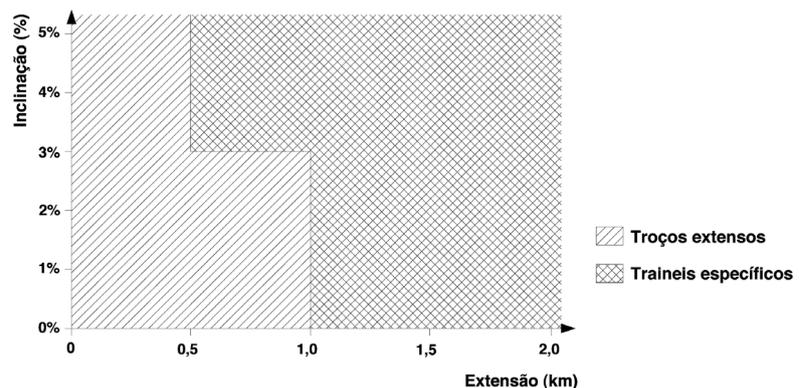


Figura 16 - Caracterização de trainéis específicos e troços extensos para a determinação dos coeficientes de equivalência de veículos pesados

No caso de troços extensos consideram-se três tipos de terreno:

- Terreno Plano - se o traçado da estrada, quer em planta, quer em perfil longitudinal, permitir que os veículos pesados mantenham sensivelmente a mesma velocidade dos veículos ligeiros. Inclui trainéis de curta extensão com declive não superior a 2 %;
- Terreno Ondulado - se o traçado da estrada provocar nos veículos pesados uma redução de velocidade, tal que a velocidade desses veículos seja substancialmente inferior à velocidade dos veículos ligeiros, mas sem que atinjam “velocidade lenta” durante um período significativo de tempo ou intervalos frequentes.;
- Terreno Montanhoso - se o traçado obrigar os veículos pesados a circular a “velocidade lenta” em extensões significativas ou em intervalos frequentes.

Os factores de equivalência de veículos pesados em troços extensos são dados no Quadro 34.

Quadro 34 - Factores de Equivalência para veículos pesados e RVs em troços extensos

Factor	Tipo de Terreno		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
E_T (Camiões e Autocarros)	1.5	2.5	4.5
E_R (RVs)	1.2	2.0	4.0

Para a determinação dos coeficientes de equivalência em trainéis é necessário considerar separadamente os trainéis ascendentes e descendentes e ainda se o trainel é isolado, ou constituído por uma série de trainéis adjacentes que constituem os designados trainéis compostos.

Para trainéis ascendentes os factores de equivalência dos camiões e autocarros, e veículos de recreio são dados, respectivamente, nos Quadros 35 e 36.

Quadro 35 - Factores de Equivalência para Camiões e Autocarros em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E_T								
		Percentagem de Camiões e Autocarros								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.8-1.2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>1.2-1.6	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>1.6-2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>2.4	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
≥2-3	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	>0.8-1.2	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>1.2-1.6	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>1.6-2.4	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	>2.4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5
	>3-4	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5

>4-5	0.0-0.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>0.8-1.2	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	>1.2-1.6	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.6	5.0	4.0	4.0	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0
>5-6	0.0-0.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.5	4.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	>0.5-0.8	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	5.5	5.0	4.5	4.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
>6	>1.6	6.0	5.0	5.0	4.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.4-0.5	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	>0.5-0.8	5.0	4.5	4.0	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5	2.5
	>0.8-1.2	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0	3.0	3.0
	>1.2-1.6	6.0	5.5	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.5	3.5
>1.6	7.0	6.0	5.5	5.5	5.0	4.5	4.0	4.0	4.0	

Quadro 36 - Factores de Equivalência para RVs em trainéis ascendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E_R								
		Percentagem de RVs								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
≤2	Todas	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
>2-3	0.0-0.8	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	>0.8	3.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.2
>3-4	0.0-0.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	>0.4-0.8	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5
	>0.8	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5
>4-5	0.0-0.4	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	>0.4-0.8	4.0	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0
	>0.8	4.5	3.5	3.0	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
>5	0.0-0.4	4.0	3.0	2.5	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	1.5
	>0.4-0.8	6.0	4.0	4.0	3.5	3.0	3.0	2.5	2.5	2.0
	>0.8	6.0	4.5	4.0	4.5	3.5	3.0	3.0	2.5	2.0

Em trainéis descendentes o factor de equivalência dos camiões é dado no Quadro 37, enquanto que o factor de equivalência dos veículos de recreio é dado no Quadro 34 considerando terreno plano.

Quadro 37- Factores de Equivalência para Camiões em trainéis descendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E_T			
		Percentagem de Camiões			
		5	10	15	20
< 4	Todas	1.5	1.5	1.5	1.5
≥ 4-5	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
≥ 4-5	> 6.4	2.0	2.0	2.0	1.5
≥ 5-6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
≥ 5-6	> 6.4	5.5	4.0	4.0	3.0
> 6	≤ 6.4	1.5	1.5	1.5	1.5
> 6	> 6.4	7.5	6.0	5.5	4.5

Finalmente, tal como nas estradas de vias múltiplas, a determinação dos coeficientes de equivalência em trainéis compostos baseia-se no conceito de trainel equivalente. A forma mais simplista de obter o declive do trainel equivalente é efectuar a média, ponderada pelas extensões, dos declives dos trainéis adjacentes. No entanto este processo só é aceitável para trainéis com declives iguais ou inferiores a 4 % ou a extensão total do trainel composto não exceder os 1200 m.

Caso contrário, deve-se utilizar um processo mais rigoroso, em que se recorre às curvas da Figura 17, e que consiste em encontrar o declive do trainel equivalente com extensão igual à do trainel composto, de modo que as velocidades que os camiões atingem no final do trainel composto ou no final do trainel equivalente sejam iguais.

O processo a aplicar baseado na Figura 17 consiste nos seguintes passos principais:

- 1 - A partir do declive e extensão do trainel inicial determina-se a velocidade no final do primeiro trainel;
- 2 - Determinar a extensão de um trainel fictício, em que se considera que o declive desse trainel é igual ao declive do segundo trainel, de modo a que a velocidade no final desse trainel fictício seja a mesma que foi obtida no passo 1. Este ponto será o ponto de partida para o trainel seguinte;
- 3 - Adicionar à extensão do segundo trainel a extensão do trainel fictício, que foi obtida no passo 2. Determina-se deste modo a velocidade do camião no extremo final do segundo trainel.

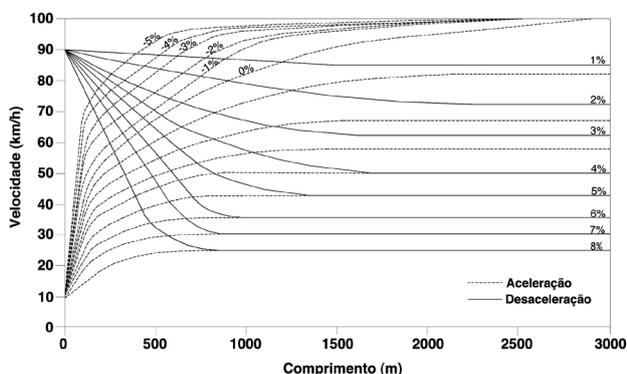


Figura 17 - Curvas de aceleração e desaceleração de camiões (120 kg/kW) em trainéis

4 - Por cada trainel adicional é necessário repetir os passos de 1 a 3.

5 - Com a velocidade do camião no final do trainel composto e a sua extensão total, encontra-se o declive do trainel equivalente.

Neste procedimento é importante identificar qual é o ponto do trainel composto em que a velocidade é menor, pois é nesse ponto que o efeito provocado pelos camiões na corrente de tráfego é mais crítico.

Para determinar o efeito do tipo de condutor, considera-se que estes podem dividir-se em duas classes, uma de condutores que usam regularmente o segmento em estudo (condutores habituais com $f_p = 1,00$) e outra em que os condutores não passam frequentemente no local, para os quais o factor f_p é 0,85.

4.4 SECÇÕES DE ENTRECruzAMENTO

4.4.1 INTRODUÇÃO

Um entrecruzamento é definido como sendo o cruzamento de duas ou mais correntes de tráfego que se deslocam no mesmo sentido ao longo de um comprimento significativo de estrada, compreendendo sucessivas junções e separações das correntes de tráfego. Os troços de entrecruzamento são formados quando uma zona de convergência é logo seguida de uma zona de divergência ou quando a um ramo de entrada se segue logo um ramo de saída e ambos se encontram ligados por uma via auxiliar. De notar que quando a um ramo de entrada se segue um ramo de saída, mas não existe uma via auxiliar a ligar ambos, os movimentos de convergência e de divergência devem ser considerados separadamente e analisados como ramos de ligação.

O movimento dos veículos nas zonas de entrecruzamento é caracterizado por frequentes manobras de mudança de via, criando perturbação no escoamento, com a finalidade de obterem a trajectória mais adequada para a direcção que desejam tomar.

Num entrecruzamento é possível distinguir dois tipos de movimentos:

- Movimentos de entrecruzamento constituídos pelo tráfego que vai cruzar com as trajectórias dos outros veículos após terem entrado no troço.
- Movimentos de não-entrecruzamento que correspondem ao tráfego que entra, percorre e deixa o troço sem cruzar a trajectória dos outros veículos.

A Figura 18 mostra um troço de entrecruzamento simples, formado por apenas um ponto de convergência e um ponto de divergência, onde se assinalam os movimentos de entrecruzamento A-D e B-C e os movimentos de não-entrecruzamento A-C e B-D.

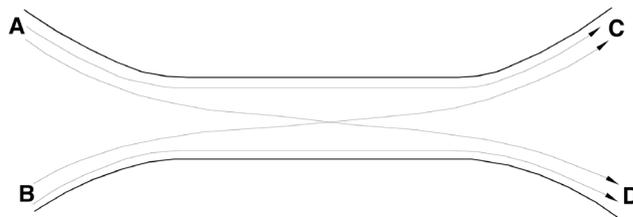


Figura 18 - Entrecruzamento Simples

4.4.2 TIPO DE CONFIGURAÇÃO

O tipo de configuração do entrecruzamento, isto é, a localização das vias e sua relação com os ramos de entrada e de saída, é um dos factores que mais influencia as características de funcionamento de um troço de entrecruzamento. O tipo de configuração está relacionado com o número mínimo de mudanças de via que o tráfego que entrecruza tem que realizar, quando se desloca ao longo do troço. Existem três tipos de configuração cujas características são a seguir apresentadas:

•TIPO A

Neste tipo de configuração todos os veículos que entrecruzam têm de efectuar uma mudança de via de modo a completar a manobra de entrecruzamento (Figura 19).

Nas situações em que existe um ramo de entrada seguido de um ramo de saída, ambos com uma via, terá de existir uma via auxiliar adicional na secção de entrecruzamento que estabeleça a ligação entre os dois ramos (Figura 19 a)). Assim, todos os veículos que entram têm de efectuar uma mudança de via para deixarem a via auxiliar e, de modo semelhante, os veículos que pretendem sair têm de efectuar uma mudança de via para se inserirem na via auxiliar. De notar que, caso não exista via auxiliar deixa de ser possível analisar a situação como um troço de entrecruzamento, devendo-se sim utilizar a metodologia de análise de ramos de ligação. A Figura 19 b) representa também um troço de entrecruzamento do tipo A, pois todo o tráfego que entrecruza terá de efectuar uma mudança de via.

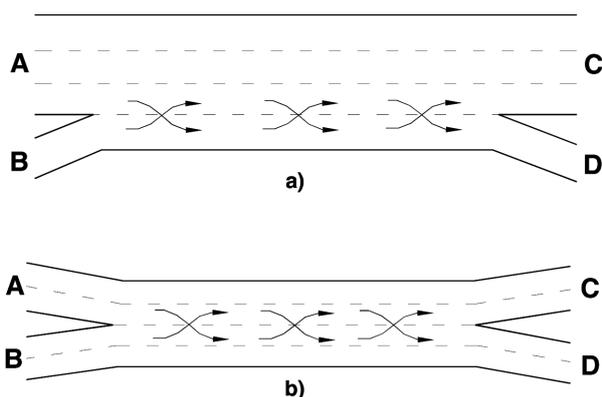


Figura 19 - Troço de Entrecruzamento do Tipo A

A principal característica deste tipo de configuração é a de todos os veículos que se entrecruzam terem de atravessar uma linha mediana que une os vértices de entrada e saída. Deste modo estes veículos limitam-se a ocupar as duas vias adjacentes à linha mediana, que por sua vez também poderão ser utilizadas por parte dos veículos que não se entrecruzam.

•TIPO B

Este tipo de configuração refere-se a secções de entrecruzamento importantes cujos ramos de entrada e/ou saída são constituídos por vias múltiplas. Como se mostra nos exemplos da Figura 20 um dos movimentos que entrecruza pode percorrer todo o troço de entrecruzamento sem que necessite de efectuar qualquer mudança de via, enquanto que o outro movimento efectuará, no máximo, uma mudança de via.

Os troços de entrecruzamento cuja configuração é deste tipo são especialmente eficientes sempre que sejam elevados os volumes de tráfego que entrecruzam, pois existe uma via directa destinada a um dos movimentos desse tráfego. As manobras de entrecruzamento podem ser efectuadas apenas com uma mudança de via a partir da via (ou vias) adjacentes à via directa.

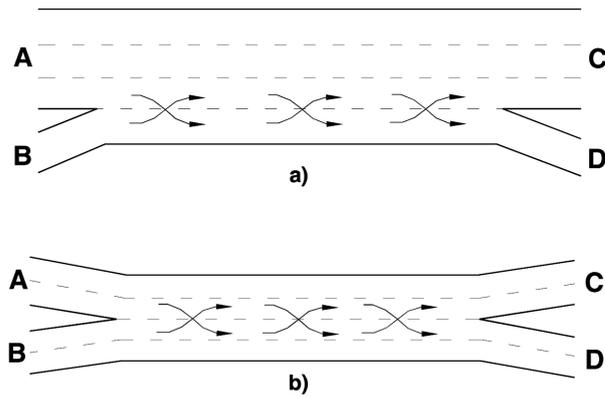


Figura 20 - Troço de Entrecruzamento do Tipo B

•TIPO C

Os entrecruzamentos do tipo C (Figura 21) são análogos aos do tipo B, havendo apenas diferença quanto ao número de mudanças de via necessárias para que um dos movimentos que entrecruza possa efectuar as suas manobras. Assim, os entrecruzamentos deste tipo caracterizam-se por, um dos movimentos que entrecruza poder ser realizado sem que haja qualquer mudança de via e o outro movimento que entrecruza necessitar de duas ou mais mudanças de via.

Este tipo de configuração é relativamente eficiente para o movimento que utiliza a via directa, havendo no entanto algumas dificuldades em realizar as manobras para o outro movimento que entrecruza.

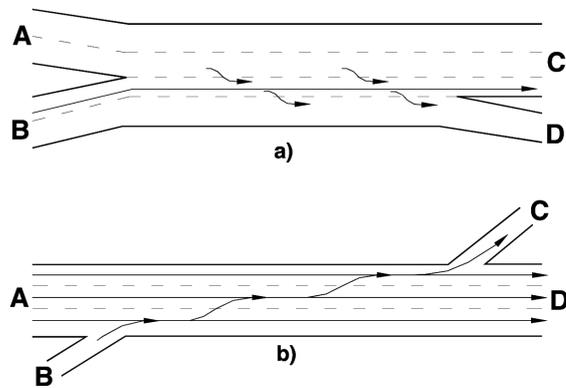
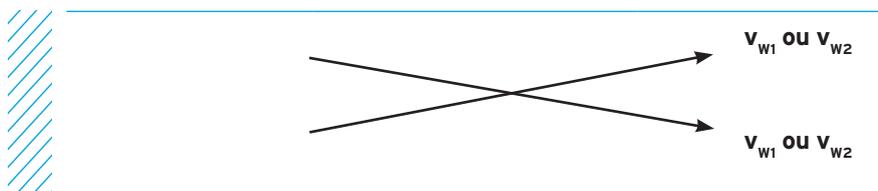


Figura 21 - Troço de Entrecruzamento do Tipo C

O Quadro 38 apresenta, em resumo, o número de mudanças de via que é necessário executar pelos movimentos que entrecruzam, para cada um dos tipos de configuração.

Quadro 38 - Tipo de configuração / Número de vias



Número de Mudanças de Via para o Movimento v_{w1}	Número de Mudanças de Via para o Movimento v_{w2}		
	0	1	≥ 2
0	Tipo B	Tipo B	Tipo C
1	Tipo B	Tipo A	N/A
≥ 2	Tipo C	N/A	N/A

Nota: N/A - Não aplicável; configuração não exequível; v_{w1} - Maior débito de veículos que entrecruzam; v_{w2} - Menor débito de veículos que entrecruzam.

4.4.3 COMPRIMENTO DO TROÇO DE ENTRECruzAMENTO

Um dos elementos que exerce uma importante influência nas características operacionais de um troço de entrecruzamento é o seu comprimento. Os condutores necessitam de espaço para que possam efectuar as manobras de mudança de via que necessitam. Assim, quanto menor for o comprimento do troço de entrecruzamento (mantendo constantes o tipo de configuração e os volumes de tráfego no entrecruzamento), maior é a intensidade de mudanças de via e, portanto, maior é a perturbação.

O comprimento de um troço de entrecruzamento é medido ao longo da estrada, desde o ponto de convergência do tráfego onde a distância entre o bordo direito da auto-estrada e o bordo esquerdo do ramo de entrada é de 0,6 m, até um ponto na extremidade de divergência do tráfego onde a distância entre os dois bordos é de 3,7 m (Figura 22).



Figura 22 - Comprimento do Troço de Entrecruzamento

Geralmente, considera-se um comprimento máximo de 750 m para o troço de entrecruzamento, pois para comprimentos superiores os movimentos de entrecruzamento transformam-se em movimentos de convergência suficientemente afastados dos movimentos de divergência de modo a justificarem uma análise isolada de cada um deles, utilizando para tal a metodologia para ramos de ligação.

4.4.4 TIPO DE OPERAÇÃO

Tendo em conta que o número total de vias no troço de entrecruzamento é um factor importante, a repartição dos veículos que entrecruzam e que não entrecruzam é ainda mais importante. Em circunstâncias normais, os veículos que entrecruzam e os veículos que não entrecruzam competem pelo mesmo espaço e as operações que decorrem em todas as vias tendem a atingir uma situação de equilíbrio, onde todos os condutores experimentam condições semelhantes.

Quando o equilíbrio é atingido os veículos que entrecruzam vão ocupar N_w vias, enquanto que os veículos que não entrecruzam irão ocupar as vias restantes. No entanto, para cada tipo de configuração existe um número máximo de vias, N_w (máx.) que os veículos que entrecruzam podem ocupar, devido às mudanças de via que têm de ser efectuadas. Se os volumes de tráfego que entrecruzam são tais que necessitam de ocupar um número de vias superior a N_w (máx.), então o troço está estrangulado. Quando tal acontece, os veículos que entrecruzam limitam-se a ocupar N_w (máx.) vias, pelo que vão ter disponível menos espaço do que aquele que era necessário para haver equilíbrio. Sendo assim as condições de circulação dos veículos que entrecruzam pioram, enquanto que as dos veículos que não entrecruzam melhoram.

Nos troços em que a configuração não limita o número de vias que os volumes de entrecruzamento têm de ocupar a fim de se atingir um funcionamento equilibrado, apresentam um regime não estrangulado.

Segundo os estudos realizados, o número máximo de vias N_w (máx.) que podem ser utilizadas pelos veículos que entrecruzam em cada tipo de configuração são as que constam no Quadro 39.

Quadro 39 - Número máximo de vias em função do tipo de configuração

Tipo de Configuração	N_w (máx.)
Tipo A	1.4
Tipo B	3.5
Tipo C	3.0

Como se pode verificar, os troços do Tipo A são os mais restritivos no que respeita ao valor do N_w (máx.), uma vez que os veículos que entrecruzam limitam-se a ocupar as vias adjacentes à linha mediana. Porém alguns dos veículos que não entrecruzam também podem ocupar essas vias, pelo que se adopta o valor de N_w (máx.) = 1.4.

Nos troços do Tipo B, os veículos que entrecruzam podem ocupar para além da via directa, as vias a ela adjacentes e ainda outras vias mais afastadas. Devido a este facto o número máximo de vias N_w (máx.) foi fixado em 3,5. Os troços com esta configuração são especialmente indicados quando os volumes de tráfego que entrecruzam constituem a maior parte da corrente de tráfego.

Finalmente, os troços do Tipo C, que são troços semelhantes aos do Tipo B, apenas com a diferença de que um dos movimentos que entrecruza ter de efectuar duas ou mais mudanças de via, os condutores apenas vão ocupar a via directa e as vias adjacentes. O valor de N_w (máx.) para as configurações deste tipo é 3.0.

Na Figura 23 apresenta-se para cada tipo de configuração o respectivo valor de N_w (máx.).

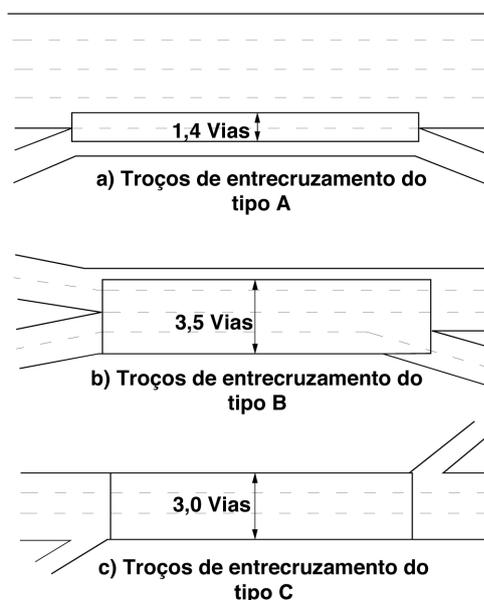


Figura 23 - Número máximo de vias para os veículos que entrecruzam

4.4.5 CRITÉRIO PARA A DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO

Os níveis de serviço em troços de entrecruzamentos são definidos utilizando a concentração como medida. É considerado o nível de serviço do tráfego total no troço de entrecruzamento, embora se reconheça que em algumas situações (particularmente quando o regime de operação é constrangido) as condições de escoamento dos veículos que não entrecruzam possa ter uma qualidade de serviço superior à do escoamento dos veículos que entrecruzam.

No Quadro 40 apresentam-se os valores da concentração para os vários níveis de serviço em troços de entrecruzamento para auto-estradas e estradas de vias múltiplas.

Quadro 40 - Definição do Nível de Serviço em troços de entrecruzamento

Nível de Serviço	Concentração (uvi/h/via)	
	Troços de Entrecruzamento em Auto-estrada	Troços de Entrecruzamento em Estradas de Vias Múltiplas
A	≤ 6.0	≤ 8.0
B	> 6.0 - 12.0	> 8.0 - 15.0
C	> 12.0 - 17.0	> 15.0 - 20.0
D	> 17.0 - 22.0	> 20.0 - 23.0
E	> 22.0 - 27.0	> 23.0 - 25.0
F	> 27.0	> 25.0

4.4.6 DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

Em primeiro lugar e antes de apresentar a metodologia que permite definir o nível de serviço para um troço de entrecruzamento, importa apresentar o diagrama de entrecruzamento (ver Figura 24), onde são representadas as várias correntes de tráfego e definidas algumas das variáveis que vão ser utilizadas. De notar que a metodologia apresentada apenas é aplicável a entrecruzamentos simples, pelo que a análise de entrecruzamentos múltiplos deve ser efectuada analisando separadamente as zonas de convergência, as zonas de divergência e os entrecruzamentos simples que os constituem.

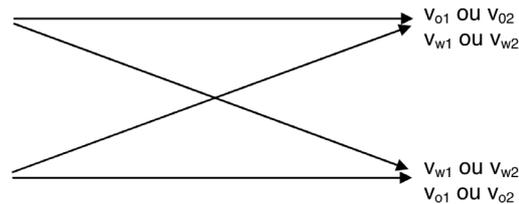


Figura 24 - Identificação dos parâmetros nas secções de entrecruzamento

- v_{o1} - Maior débito de veículos que não entrecruzam (u/v/h);
- v_{o2} - Menor débito de veículos que não entrecruzam (u/v/h);
- v_{nw} - Débito total de veículos que não entrecruzam ($v_{nw} = v_{o1} + v_{o2}$) (u/v/h);
- v_{w1} - Maior débito de veículos que entrecruzam (u/v/h);
- v_{w2} - Menor débito de veículos que entrecruzam (u/v/h);
- v_w - Débito total de veículos que entrecruzam ($v_w = v_{w1} + v_{w2}$) (u/v/h);
- v - Débito total de veículos no troço de entrecruzamento ($v = v_{nw} + v_w$) (u/v/h);
- V_R - Proporção de veículos que entrecruzam ($V_R = v_w / v$);
- R - Rácio de entrecruzamento ($R = v_{w2} / v_w$).

61

Na Figura 25 apresenta-se um exemplo prático de um diagrama de entrecruzamento.

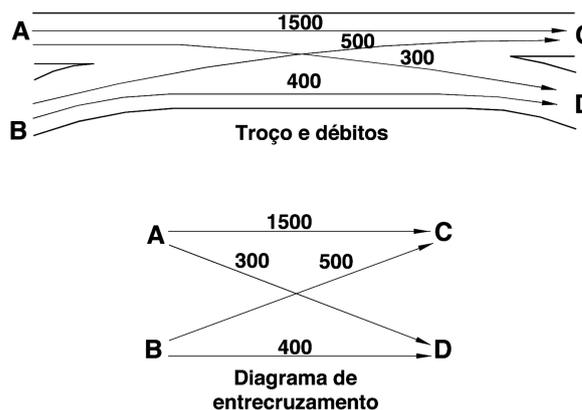


Figura 25 - Exemplo de um diagrama de entrecruzamento

A determinação do nível de serviço para um troço de entrecruzamento é feita com base no valor da concentração calculada por intermédio da seguinte expressão.

$$D = \frac{\left(\frac{v}{N}\right)}{S} \quad (23)$$

em que:

D - Concentração no troço de entrecruzamento (uvl/km/via)

v - Débito total de veículos no troço de entrecruzamento (uvl/h)

N - Número total de vias no troço de entrecruzamento

S - Velocidade média de percurso de todos os veículos presentes no troço de entrecruzamento (km/h)

Todos os modelos e expressões utilizadas baseiam-se nos débitos para o período de ponta de 15 minutos, pelo que os volumes horários devem ser convertidos em débitos para o período de ponta de 15 minutos, usando-se para tal a expressão 24.

$$v = \frac{V}{PHF \times f_{HV} \times f_p} \quad (24)$$

em que:

v - Débito para o período de ponta de 15 minutos (uvl/h)

V - Volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h)

PHF - Factor ponta horária

f_{HV} - Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

f_p - Factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

Os factores de ajustamento f_{HV} e f_p são os utilizados nas metodologias para secção corrente de auto-estradas e de estradas de vias múltiplas, de acordo com o tipo de estrada em que se situa o troço de entrecruzamento.

A velocidade média de percurso de todos os veículos presentes na secção de entrecruzamento é calculada através da expressão 25.

$$S = \frac{v}{\left(\frac{v_w}{S_w}\right) + \left(\frac{v_{nw}}{S_{nw}}\right)} \quad (25)$$

em que:

S - Velocidade média de percurso de todos os veículos presentes no troço de entrecruzamento (km/h)

S_w - Velocidade média de percurso dos veículos que entrecruzam (km/h)

S_{nw} - Velocidade média de percurso dos veículos que não entrecruzam (km/h)

v - Débito total de veículos no troço de entrecruzamento (uvl/h)

v_w - Débito total de veículos que entrecruzam (uvl/h)

v_{nw} - Débito total de veículos que não entrecruzam (uvl/h)

Para o cálculo da velocidade dos veículos que entrecruzam S_w e dos veículos que não entrecruzam S_{nw} é necessário admitir, como hipótese inicial, que o entrecruzamento é não constringido, sendo que essas velocidades são calculadas a partir de:

$$S_i = 24 + \frac{S_{FF} - 16}{1 + W_i} \quad (26)$$

em que:

S - Velocidade média de percurso dos veículos que entrecruzam ($i=W$) ou dos veículos que não entrecruzam ($i=N_w$) (km/h)

S_{FF} - Velocidade em regime livre dos veículos que entram e saem do entrecruzamento (km/h)

W_i - Factor de intensidade de entrecruzamento, para os veículos que entrecruzam ($i=W$) ou que não entrecruzam ($i=N_w$)

O factor de intensidade de entrecruzamento é calculado pela expressão 27:

$$W_i = \frac{a(1+VR)^b \left(\frac{v}{N}\right)^c}{(3.28)^d} \quad (27)$$

em que:

W_i - Factor de intensidade de entrecruzamento, para o fluxo de entrecruzamento ($i=W$) ou de não entrecruzamento ($i=N_w$)

VR - Proporção do tráfego que entrecruza (razão entre o débito de veículos que entrecruzam e o débito total)

v - Débito total de veículos no troço de entrecruzamento (uvl/h)

N - Número total de vias no troço de entrecruzamento

a,b,c,d - Constantes (Quadro 41)

Quadro 41 - Constantes para o cálculo dos factores de intensidade de entrecruzamento

Regime de operação	Constantes para a velocidade de Entrecruzamento, S_w				Constantes para a velocidade de Não Entrecruzamento, S_{nw}			
	a	b	c	d	a	b	c	d
Configuração Tipo A								
Não constrangido	0.15	2.2	0.97	0.80	0.0035	4.0	1.3	0.75
Constrangido	0.35	2.2	0.97	0.80	0.0020	4.0	1.3	0.75
Configuração Tipo B								
Não constrangido	0.08	2.2	0.70	0.50	0.0020	6.0	1.0	0.50
Constrangido	0.15	2.2	0.70	0.50	0.0010	6.0	1.0	0.50
Configuração Tipo C								
Não constrangido	0.08	2.2	0.80	0.60	0.0020	6.0	1.1	0.60
Constrangido	0.14	2.2	0.80	0.60	0.0010	6.0	1.1	0.60

63

Com a velocidade dos veículos que entrecruzam S_w e a velocidade dos veículos que não entrecruzam S_{nw} calculadas assumindo que o entrecruzamento é não constrangido, é necessário verificar se esta hipótese é verdadeira. Para tal calcula-se o número de vias N_w necessárias para os veículos que entrecruzam, usando as expressões 28 ou 29 ou 30, de acordo com o tipo de configuração em presença.

- Tipo A:

$$N_w = \frac{1.21 \times N \times VR^{0.571} \times L^{0.234}}{S_w^{0.438}} \quad (28)$$

- Tipo B:

$$N_w = N \left(0.085 + 0.703VR + \frac{71.57}{L} - 0.0112(S_{nw} - S_w) \right) \quad (29)$$

- Tipo C:

$$N_w = N(0.761 + 0.047VR - 0.00036L - 0.0031(S_{nw} - S_w)) \quad (30)$$

em que:

- N_w - Número de vias necessárias para os veículos que entrecruzam
 N - Número total de vias no troço de entrecruzamento
 VR - Proporção do tráfego que entrecruza (razão entre o débito de veículos que entrecruzam e o débito total)
 L - Comprimento do troço de entrecruzamento (m)
 S_w - Velocidade média de percurso dos veículos que entrecruzam (km/h)
 S_{nw} - Velocidade média de percurso dos veículos que não entrecruzam (km/h)

Conhecido o valor de N_w compara-se este valor com o valor de N_w (máx.) que consta no Quadro 39 a fim de se verificar se o cruzamento é ou não estrangido.

Se $N_w < N_w$ (máx.) o escoamento é não estrangido e as velocidades calculadas, assumindo a hipótese de tal acontecer, são correctas. Caso contrário ($N_w > N_w$ (máx.)), o escoamento é estrangido e será necessário recalculas as velocidades S_w e S_{nw} com os novos valores das constantes a, b, c, d, para tal situação.

4.4.7 CAPACIDADE DA SECÇÃO DE ENTRECruzAMENTO

A capacidade de um determinado troço de entrecruzamento é dada pela expressão 31.

$$c = c_b \times f_{HV} \times f_p \quad (31)$$

em que:

c - Capacidade do troço de entrecruzamento considerando as condições existentes e determinada a partir dos débitos para o período de ponta de 15 min. (veíc/h)

c_b - Capacidade considerando condições base e determinada a partir dos débitos para o período de ponta de 15 min. (uvl/h)

f_{HV} - Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

f_p - Factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

Os valores da capacidade c_b para condições base, para troços de entrecruzamento em auto-estradas encontram-se apresentados no Quadro 42.

Quadro 42 - Capacidade (c_p) para os vários tipos de entrecruzamento

Entrecruzamento do Tipo A - Velocidade em Regime Livre = 120 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	6050	6820	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0.20	5490	6260	6720	7050	7200 ^a
0.30	5040	5780	6240	6570	6830
0.40	4660	5380	5530	5800 ^b	6050 ^b
0.45	4430	5000 ^b	5270 ^b	5550 ^b	5800 ^b
Troços com 4 Vias					
0.10	8060	9010	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0.20	7320	8340	8960	9400	9600 ^a
0.30	6710	7520 ^b	8090 ^b	8510 ^b	8840
0.35	6370 ^b	7160 ^b	7700 ^b	8000 ^c	8000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	10080	11380	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0.20	9150	10540 ^b	11270 ^b	11790 ^b	12000 ^a
Entrecruzamento do Tipo A - Velocidade em Regime Livre = 110 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	5770	6470	6880	7050 ^a	7050 ^a
0.20	5250	5960	6280	6680	6900
0.30	4830	5520	5940	6240	6480
0.40	4480	5150	5250 ^b	5530 ^b	5760 ^b
0.45	4190	4790 ^b	5020 ^b	5310 ^b	5530 ^b
Troços com 4 Vias					
0.10	7690	8630	9180	9400 ^a	9400 ^a
0.20	7000	7940	8500	8900	9200
0.30	6440	7180 ^b	7710 ^b	8090 ^b	8390 ^b
0.35	6080 ^b	6830 ^b	7360 ^b	7730 ^b	8030 ^b
Troços com 5 Vias					
0.10	9610	10790	11470	11750 ^a	11750 ^a
0.20	8750	10030 ^b	10690 ^b	11160 ^b	11520 ^b
Entrecruzamento do Tipo A - Velocidade em Regime Livre = 100 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					

0.10	5470	6110	6480	6730	6910
0.20	5000	5640	6020	6290	6490
0.30	4610	5240	5620	5900	6110
0.40	4290	4900	4990 ^b	5250 ^b	5460 ^b
0.45	4000	4520 ^b	4790 ^b	5040 ^b	5200 ^b
Troços com 4 Vias					
0.10	7300	8150	8630	8970	9220
0.20	6660	7520	8030	8380	8650
0.30	6080 ^b	6830 ^b	7310 ^b	7650 ^b	7920 ^b
0.35	5780 ^b	6520 ^b	6990 ^b	7330 ^b	7600 ^b
Troços com 5 Vias					
0.10	9120	10180	10790	11210	11500 ^a
0.20	8330	9500 ^b	10080 ^b	10510 ^b	10830 ^b
Entrecruzamento do Tipo A - Velocidade em Regime Livre = 90 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	5160	5730	6050	6270	6430
0.20	4730	5310	5650	5880	6060
0.30	4380	4850	5290	5540	5720
0.40	4090	4420 ^b	4730 ^b	4960 ^b	5140 ^b
0.45	3850	4240 ^b	4470 ^b	4780 ^b	4950 ^b
Troços com 4 Vias					
0.10	6880	7460	8070	8350	8570
0.20	6310	7080	7530	7840	8080
0.30	5790 ^b	6360 ^b	6890 ^b	7190 ^b	7430 ^b
0.35	5520 ^b	6180 ^b	6590 ^b	6910 ^b	7140 ^b
Troços com 5 Vias					
0.10	8600	9550	10080	10440	10710
0.20	8060 ^b	8930 ^b	9460 ^b	9820 ^b	10100 ^b
Entrecruzamento do Tipo B - Velocidade em Regime Livre = 120 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0.20	6830	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0.30	6120	6690	7010	7200 ^a	7200 ^a
0.40	5550	6100	6430	6670	6850
0.50	5100	5630	6950	6180	6370

0.60	4750	5260	5570	5800	5980
0.70	4180	4990	5290	5520	5690
0.80	3900	4820	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Troços com 4 Vias					
0.10	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0.20	9110	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0.30	8170	8910	9350	9600 ^a	9600 ^a
0.40	7400	8140	8570	8890	9130
0.50	6670 ^b	7500	7930	8000 ^c	8000 ^c
0.60	6070 ^b	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0.70	5580 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0.20	11390	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0.30	10210	11140	11690	12000 ^a	12000 ^a
0.40	9270 ^b	10000 ^c	10000 ^c	10000 ^c	10000 ^c
0.50	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0.60	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0.70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Entrecruzamento do Tipo B - Velocidade em Regime Livre = 110 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0.20	6460	6950	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0.30	5810	6320	6620	6830	6980
0.40	5280	5790	6090	6300	6470
0.50	4860	5350	5650	5860	6030
0.60	4550	5010	5300	5510	5680
0.70	4320	4770	5050	5250	5410
0.80	3650	4600	4880	5000 ^c	5000 ^c
Troços com 4 Vias					
0.10	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0.20	8610	9270	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0.30	7750	8430	8820	9100	9310
0.40	7040	7720	8120	8400	8620
0.50	6370 ^b	7140	7530	7820	8000 ^c
0.60	5810 ^b	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c

0.70	5350 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0.20	10760	11590	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0.30	9690	10540	11030	11370	11640
0.40	8830 ^b	9650	10000 ^c	10000 ^c	10000 ^c
0.50	7960 ^b	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0.60	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0.70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Entrecruzamento do Tipo B - Velocidade em Regime Livre = 100 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	6750	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a
0.20	6070	6510	6750	6900 ^a	6900 ^a
0.30	5490	5950	6210	6400	6540
0.40	5010	5470	5740	5930	6070
0.50	4620	5070	5340	5530	5680
0.60	4330	4760	5020	5220	5360
0.70	4120	4530	4790	4970	5120
0.80	3600	4380	4630	4820	4960
Troços com 4 Vias					
0.10	9000	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a
0.20	8100	8680	9010	9200 ^a	9200 ^a
0.30	7320	7930	8280	8530	8710
0.40	6680	7290	7650	7900	8100
0.50	6060 ^b	6760	7120	7370	7580
0.60	5540 ^b	6340	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0.70	5130 ^b	5640 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	4800 ^b	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	11250	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a
0.20	10120	10850	11260	11500 ^a	11500 ^a
0.30	9150	9910	10350	10660	10890
0.40	8370 ^b	9110	9560	9880	10000 ^c
0.50	7570 ^b	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0.60	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0.70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c

0.80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Entrecruzamento do Tipo B - Velocidade em Regime Livre = 90 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	6270	6600	6750 ^a	6750 ^a	6750 ^a
0.20	5670	6050	6270	6410	6520
0.30	5150	5560	5790	5950	6070
0.40	4720	5130	5370	5540	5670
0.50	4370	4770	5010	5190	5320
0.60	4110	4500	4730	4900	5030
0.70	3910	4290	4520	4690	4820
0.80	3440	4150	4280	4540	4670
Troços com 4 Vias					
0.10	8350	8800	9000 ^a	9000 ^a	9000 ^a
0.20	7560	8070	8360	8550	8690
0.30	6870	7410	7720	7940	8100
0.40	6290	6840	7160	7390	7560
0.50	5740 ^b	6360	6680	6920	7090
0.60	5270 ^b	5990	6310	6530	6670 ^c
0.70	4890 ^b	5350 ^b	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	4590 ^b	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	10440	10990	11250 ^a	11250 ^a	11250 ^a
0.20	9450	10090	10440	10680	10860
0.30	8580	9260	9650	9920	10120
0.40	7890 ^b	8550	8950	9230	9450
0.50	7170 ^b	7960	8000 ^c	8000 ^c	8000 ^c
0.60	6580 ^b	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c	6670 ^c
0.70	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c	5760 ^c
0.80	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c	5000 ^c

Entrecruzamento do Tipo C - Velocidade em Regime Livre = 120 km/h

Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0.20	6590	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a	7200 ^a
0.30	5890	6540	6930	7200	7200 ^a
0.40	5530	5960	6350	6620	6840
0.50	4890	5500	5870	6140	6360
Troços com 4 Vias					
0.10	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0.20	8780	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a	9600 ^a
0.30	7850	8720	9230	9590	9600 ^a
0.40	7110	7950	8470	8750	8750
0.50	6520	7000	7000	7000	7000
Troços com 5 Vias					
0.10	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0.20	11520	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a	12000 ^a
0.30	10140 ^b	11170 ^b	11670 ^c	11670 ^c	11670 ^c
0.40	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0.50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c

Entrecruzamento do Tipo C - Velocidade em Regime Livre = 110 km/h

Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	7010	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0.20	6240	6830	7050 ^a	7050 ^a	7050 ^a
0.30	5610	6200	6550	6790	6980
0.40	5090	5670	6020	6270	6470
0.50	4680	5240	5590	5840	6030
Troços com 4 Vias					
0.10	9350	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0.20	8320	9100	9400 ^a	9400 ^a	9400 ^a
0.30	7470	8270	8730	9060	9300
0.40	6240	7560	8030	8360	8620
0.50	5830	6990	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0.20	10900 ^b	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a	11750 ^a
0.30	9630 ^b	10570 ^b	10910	11320	11630

0.40	8590 ^b	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0.50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c
Entrecruzamento do Tipo C - Velocidade em Regime Livre = 100 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	6570	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a	6900 ^a
0.20	5890	6410	6700	6900	6900 ^a
0.30	5310	5850	6160	6370	6540
0.40	4840	5370	5680	5910	6080
0.50	4460	4970	5290	5510	5690
Troços com 4 Vias					
0.10	8760	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a	9200 ^a
0.20	7850	8540	8930	9200 ^a	9200 ^a
0.30	7080	7790	8210	8500	8720
0.40	6450	7150	7580	7880	8110
0.50	5950	6630	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a	11500 ^a
0.20	10250 ^b	11050 ^b	11170	11500 ^a	11500 ^a
0.30	9110 ^b	9960 ^b	10260	10620	10900
0.40	8170 ^b	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0.50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c
Entrecruzamento do Tipo C - Velocidade em Regime Livre = 90 km/h					
Proporção de Veículos que Entrecruzam, VR	Comprimento do Troço de Entrecruzamento (m)				
	150	300	450	600	750
Troços com 3 Vias					
0.10	6120	6520	6730	6750 ^a	6750 ^a
0.20	5510	5970	6230	6400	6520
0.30	5000	5480	5750	5940	6090
0.40	4570	5050	5330	5530	5680
0.50	4230	4700	4980	5180	5330
Troços com 4 Vias					
0.10	8150	8700	8980	9000 ^a	9000 ^a
0.20	7350	7960	8300	8530	8700
0.30	6660	7300	7670	7920	8110
0.40	5640	6730	7110	7370	7580
0.50	5300	6260	6640	6900	7000 ^c
Troços com 5 Vias					
0.10	10770 ^b	11230	11250 ^a	11250 ^a	11250 ^a

0.20	9580 ^b	10270 ^b	10380	10660	10870
0.30	8570 ^b	9310 ^b	9580	9900	10140
0.40	7720 ^b	8470 ^b	8750 ^c	8750 ^c	8750 ^c
0.50	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c	7000 ^c

Nota: a - Capacidade no troço de entrecruzamento restringida pela capacidade na secção corrente da auto-estrada;

b - Capacidade atingida em regime de escoamento constrangido;

c - Capacidade restringida pelo máximo débito de veículos que entrecruzam: 2800 uvl/h (Tipo A); 4000 uvl/h (Tipo B); 3500 uvl/h (Tipo C).

4.5 RAMOS DE LIGAÇÃO

4.5.1 INTRODUÇÃO

Um ramo de ligação é uma estrada que permite estabelecer a ligação entre duas estradas, situadas, geralmente, a níveis diferentes. Nas auto-estradas todas as manobras de entrada e de saída são realizadas utilizando ramos de ligação, que são concebidos de modo a que as manobras de convergência nos ramos de entrada ou as manobras de divergência nos ramos de saída se efectuem com o mínimo de perturbação para o tráfego que circula nas vias directas.

4.5.2 CARACTERÍSTICAS OPERACIONAIS

A junção entre um ramo de ligação e uma auto-estrada é uma zona onde os veículos competem entre si pelo espaço disponível. Numa zona de convergência cada veículo que entra na auto-estrada, usando o ramo de ligação, tenta encontrar na corrente de tráfego da via adjacente ao ramo de ligação um intervalo de tempo que seja suficiente para que esse veículo se possa inserir na corrente de tráfego.

O movimento de convergência dos veículos que entram na corrente de tráfego da via 1 (via mais à direita) cria perturbações na vizinhança do ramo de ligação. Para evitar essas perturbações, os veículos que circulam na auto-estrada deslocam-se para as vias mais à esquerda. Os estudos realizados mostram que o efeito operacional provocado pelas manobras de convergência é mais significativo nas vias 1 e 2 e na via de aceleração, numa extensão de 450 m desde o ponto físico de convergência (Figura 26).

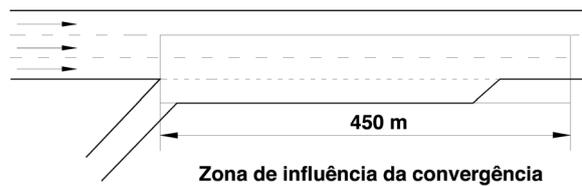


Figura 26 - Zona de influência da convergência

Nos ramos de saída a manobra básica realizada é a de divergência, que consiste na separação de uma corrente de tráfego em duas correntes de tráfego independentes. Os veículos que pretendem sair devem ocupar a via adjacente ao ramo de saída (via 1 num ramo situado junto à berma direita). Assim, à medida que o ramo de saída se aproxima, os veículos que pretendem sair vão mudando de via de modo a ocuparem a via 1 o que provoca uma redistribuição pelas vias dos outros veículos que circulam na auto-estrada, veículos esses que mudam para as vias mais à esquerda, por forma a evitarem as perturbações geradas pelas manobras de divergência. Os estudos realizados mostram que a zona de maior turbulência é a constituída pela via de desaceleração e pelas vias 1 e 2, numa extensão de 450 m a montante do ponto físico de divergência. (Figura 27).

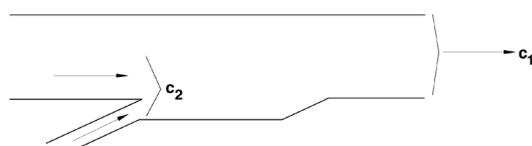


Figura 27 - Zona de influência da divergência

4.5.3 CAPACIDADE NAS ZONAS DE CONVERGÊNCIA E DIVERGÊNCIA

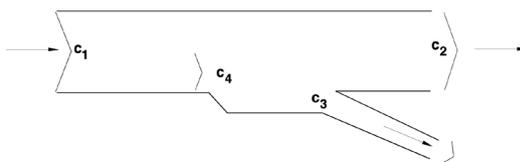
Nas zonas de convergência (Figura 28) a capacidade é restringida pela capacidade da secção de auto-estrada imediatamente a jusante dessa zona. No caso das zonas de divergência (Figura 29) a capacidade é limitada pela capacidade da secção de auto-estrada a montante dessa zona ou pela capacidade da secção a jusante e da capacidade do próprio ramo de ligação.

Nos ramos de entrada, a soma do débito das vias 1 e 2 que entra na zona de influência com o débito do próprio ramo não pode exceder 4600 uvl/h (capacidade nos ramos de entrada). Nos ramos de saída o débito das vias 1 e 2 que entra na zona de divergência (o qual inclui os veículos que vão sair pelo ramo) não pode exceder os 4400 uvl/h (capacidade nos ramos de saída). Caso a procura exceda estes valores terá como consequência a formação de filas de espera devido ao congestionamento gerado, correspondendo ao nível de serviço F.



c_1 = Capacidade da zona de convergência, controlada pela capacidade do troço de auto-estrada a jusante
 c_2 = Débito máximo na zona de influência da convergência (4600 uvl/h)

Figura 28 Capacidade nas zonas de convergência



A capacidade total da divergência não pode ser maior do que a capacidade do troço de auto-estrada a montante (c_1) ou do somatório da capacidade do troço de auto-estrada a jusante (c_2) e da capacidade da rampa (c_3)
 c_4 = Débito máximo nas vias 1 e 2 da auto-estrada, que pode entrar na zona de influência da divergência (4400 uvl/h)

Figura 29 - Capacidade nas zonas de divergência

4.5.4 DETERMINAÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO

Os níveis de serviço nas zonas de influência das manobras de convergência ou de divergência, quando o escoamento é estável (níveis de serviço A a E), são definidos utilizando como medida de desempenho a concentração.

No Quadro 43 estão apresentados os valores da concentração que definem os diferentes níveis de serviço em ramos de ligação. Os valores apresentados são os mesmos quer para zonas de convergência, quer para zonas de divergência.

Quadro 43 - Níveis de Serviço em ramos de ligação

Nível de Serviço	Concentração (uvl/h/via)
A	≤ 6.0
B	> 6.0 - 12.0
C	> 12.0 - 17.0
D	> 17.0 - 22.0
E	> 22.0
F	Procura excede a Capacidade

Para a determinação do nível de serviço recorre-se a um conjunto de variáveis de tráfego e geométricas para caracterizar a situação. Na Figura 30 apresentam-se as zonas de influência e as variáveis de tráfego principais.

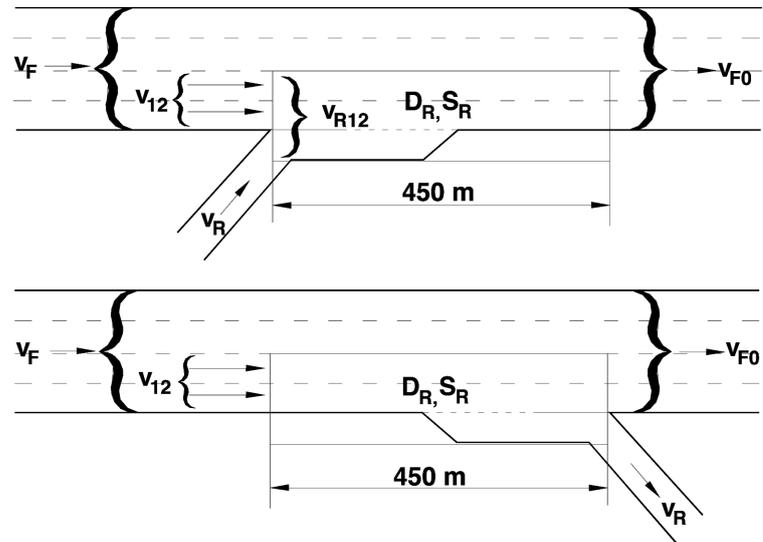


Figura 30 - Zonas de influência dos ramos de ligação

Um parâmetro geométrico crítico devido à sua influência no funcionamento das zonas de convergência ou de divergência é o comprimento da via de aceleração (L_A) ou da via de desaceleração (L_D). Este comprimento é medido desde o ponto onde convergem o bordo esquerdo da via ou vias do ramo de ligação com o bordo direito das vias da auto-estrada, até ao final do bisel que liga o ramo à auto-estrada.

A definição dos níveis de serviço baseia-se nos débitos para o período de ponta de 15 minutos, pelo que os volumes para a hora de ponta devem ser convertidos, como habitualmente, em débitos para a ponta de 15 minutos usando a expressão:

$$v_i = \frac{V_i}{PHF \times f_{HV} \times f_p} \quad (32)$$

em que:

v_i - Débito para o período de ponta de 15 minutos para o movimento i (uvl/h)

V_i - Volume de tráfego para a hora de ponta para o movimento i (veíc/h)

PHF - Factor de ponta horária

f_{HV} - Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

f_p - Factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

Os factores de ajustamento são os mesmos utilizados na análise de secções correntes de auto-estradas apresentada atrás.

Como já foi referido, o nível de serviço em ramos de ligação é definido pela concentração, para os níveis de serviço A a E, e pelo valor da capacidade para o nível de serviço F. Assim é necessário verificar se a capacidade não é excedida em nenhum dos pontos críticos da zona de convergência ou divergência, comparando-se os valores do débito com os valores da capacidade nesses pontos. Caso se verifique que os débitos de procura excedem a capacidade, considera-se que o nível de serviço é o F, terminando desde logo a análise. Se os débitos de procura são inferiores à capacidade, prossegue-se a análise, determinando-se o nível de serviço com base na concentração.

4.5.4.1 RAMOS DE ENTRADA (ZONAS DE CONVERGÊNCIA)

O método de cálculo a seguir apresentado é aplicável a ramos de entrada com apenas uma via situados do lado direito da auto-estrada.

a) Determinação da Capacidade

Nas zonas de convergência é necessário efectuar duas verificações da capacidade:

a1) Débito total, v , na secção a jusante da zona de convergência,

$$v = v_F + v_R \quad (33)$$

em que:

v - Débito total na secção a jusante da zona de convergência (uvl/h)

v_F - Débito total na auto-estrada na secção a montante da zona de convergência (uvl/h)

v_R - Débito no ramo de ligação (uvl/h)

O valor de v tem de ser comparado com a capacidade na secção a jusante da zona de convergência, apresentada no Quadro 44.

Quadro 44 - Capacidade na auto-estrada na secção a jusante da zona de convergência

Velocidade em Regime Livre na Auto-estrada (km/h)	Débito máximo na secção jusante, v (uvl/h)			
	Número de vias num sentido			
	2	3	4	> 4
120	4800	7200	9600	2400/via
110	4700	7050	9400	2350/via
100	4600	6900	9200	2300/via
90	4500	6750	9000	2250/via

a2) Débito máximo que entra na zona de convergência, v_{R12}

$$v_{R12} = v_{12} + v_R \quad (34)$$

em que:

v_{R12} - Débito máximo que entra na zona de convergência (uvl/h)

v_{12} - Débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de convergência (uvl/h)

v_R - Débito no ramo de ligação (uvl/h)

O valor máximo que v_{R12} pode atingir, ou seja a capacidade, é igual a 4600 uvl/h.

b) Determinação da Concentração

A concentração na zona de influência de uma convergência é calculada através da seguinte expressão:

em que:

$$D_R = 3,402 + 0,00456v_R + 0,0048v_{12} - 0,01278L_A \quad (35)$$

D_R - Concentração na zona de influência da convergência (uvl/km/via)

v_R - Débito no ramo de ligação (uvl/h)

v_{12} - Débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de convergência (uvl/h)

L_A - Comprimento da via de aceleração (m)

b) Estimação do débito das vias 1 e 2 da auto-estrada

Na definição do nível de serviço em ramos de ligação é fundamental conhecer-se qual é a proporção de veículos que circulam na auto-estrada que ocupam as vias 1 e 2 (P_{FM}), sendo o débito das vias 1 e 2 obtido da seguinte forma:

$$v_{12} = v_F \times P_{FM} \quad (36)$$

com P_{FM} determinado através das expressões que contam do Quadro 45, em função do número de vias existentes na auto-estrada.

Quadro 45 - Cálculo do P_{FM}

Perfil 2x2	$P_{FM} = 1,000$	
	$P_{FM} = 0,5775 + 0,000092 L_A$	(i)
Perfil 2x3	$P_{FM} = 0,7289 - 0,0000135(v_F + v_R) - 0,002048S_{FR} + 0,0002L_{up}$	(ii)
	$P_{FM} = 0,5487 + 0,0801 \frac{v_D}{L_{down}}$	(iii)
Perfil 2x4	$P_{FM} = 0,2178 - 0,000125v_R + 0,05887 \frac{L_A}{S_{FR}}$	(iv)

em que:

v_{12} - Débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de convergência (uvl/h)

v_F - Débito total na auto-estrada na secção a montante da zona de convergência (uvl/h)

v_R - Débito no ramo de ligação (uvl/h)

v_d - Débito no ramo adjacente a jusante (uvl/h)

P_{FM} - Proporção do débito total v_F que ocupa as vias 1 e 2 imediatamente a montante da zona de convergência

L_A - Comprimento da via de aceleração (m)

S_{FR} - Velocidade em regime livre no ramo de entrada (km/h)

L_{up} - Distância ao ramo adjacente a montante (m)

L_{down} - Distância ao ramo adjacente a jusante (m)

A equação a usar no caso de auto-estradas cujo perfil transversal é 2x3 é dada pelo Quadro 46 e depende da existência e tipo de ramos a montante e/ou a jusante do ramo em estudo.

Quadro 46 - Equação a utilizar no cálculo de PFM em auto-estradas 2x3

Ramo Adjacente a Montante	Ramo Adjacente a Jusante	Equação a Utilizar
Nenhum	Nenhum	<i>i</i>
Nenhum	Entrada	<i>i</i>
Nenhum	Saída	<i>iii</i> ou <i>i</i>
Entrada	Nenhum	<i>i</i>
Saída	Nenhum	<i>ii</i> ou <i>i</i>
Entrada	Entrada	<i>i</i>
Entrada	Saída	<i>iii</i> ou <i>i</i>
Saída	Entrada	<i>ii</i> ou <i>i</i>
Saída	Saída	<i>iii</i> ou <i>ii</i> ou <i>i</i>

A equação *ii* é utilizada nos casos em que existe um ramo adjacente de saída a montante do ramo em estudo, e a equação *iii* é usada quando há um ramo de saída a jusante. No caso especial de haver um ramo de saída a montante e outro ramo de saída a jusante a equação a usar pode ser a *i*, a *ii* ou a *iii*. A decisão de usar a equação *ii* ou *iii* versus equação *i* é feita através da determinação da distância de separação de equilíbrio (L_{eq}) entre os ramos. Se a distância entre ramos for superior ou igual à distância de equilíbrio (L_{eq}), é a equação *i* que se deve utilizar.

Nas situações em que existe um ramo de saída a montante a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada do seguinte modo:

$$L_{eq} = 0,0675(v_F + v_R) + 0,46L_A + 10,24S_{FR} - 757 \quad (37)$$

Se $L_{up} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação *i*. Se $L_{up} < L_{eq}$ utiliza-se a equação *ii*.

Quando existe um ramo de saída a jusante, a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada através da expressão 38.

$$L_{eq} = \frac{v_D}{0,3596 + 0,001149 L_A} \quad (38)$$

Neste caso se $L_{down} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação *i*. Se $L_{down} < L_{eq}$ utiliza-se a equação *iii*.

No caso de existirem a montante e a jusante do ramo em estudo, ramos de saída, é necessário efectuar duas análises separadas. Uma em que se considera o ramo a montante, e outra em que é considerado o ramo a jusante, obtendo-se dois valores de P_{FM} . O valor a utilizar é o mais elevado dos dois valores calculados.

Para ramos de entrada com 2 vias de aceleração (Figura 31), o método de cálculo dos níveis de serviço é muito semelhante ao apresentado atrás para ramos com uma só via. As principais diferenças são as seguintes:

1 - No cálculo de v_{12} através da expressão 19, os valores de P_{FM} a utilizar passam a ser os seguintes:

- Auto-estradas de 2x2 vias, $P_{FM} = 1,000$
- Auto-estradas de 2x3 vias, $P_{FM} = 0,555$
- Auto-estradas de 2x4 vias, $P_{FM} = 0,209$

2 - O comprimento da via de aceleração L_A é substituído pelo comprimento efectivo da via de aceleração L_{Aeff} visto haver duas vias de aceleração, sendo este dado por:

$$L_{Deff} = 2L_{D1} + L_{D2} \quad (39)$$

com L_{A1} e L_{A2} definidos tendo em atenção a Figura 30.

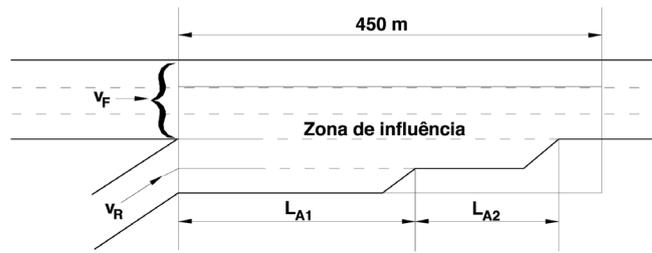


Figura 31 - Ramo de entrada com duas vias

Uma outra situação é a de se dispor ramos de entrada pelo lado esquerdo, embora não seja muito frequente acontecer. A zona de influência de um ramo situado do lado esquerdo de uma auto-estrada cobre a mesma extensão dos ramos situados do lado direito, mas neste caso em vez de se considerar as duas vias da auto-estrada mais à direita e a via de aceleração, consideram-se as duas vias mais à esquerda e a via de aceleração. Isto significa que em auto-estradas de 2x3 vias se considere v_{23} em vez de v_{12} e em auto-estradas de 2x4 vias se considere v_{34} .

Em termos de cálculo, sugere-se que se calcule v_{12} , assumindo que se trata de um ramo de entrada situado do lado direito da auto-estrada e se multiplique esse valor por uma constante que difere em função do número de vias da auto-estrada. Assim temos:

- Auto-estradas de 2x2 vias, $v_{12} = 1,00 v_{12}$
- Auto-estradas de 2x3 vias, $v_{23} = 1,12 v_{12}$
- Auto-estradas de 2x4 vias, $v_{34} = 1,20 v_{12}$

Todos os restantes cálculos permanecem inalterados, havendo apenas que ter em atenção que em auto-estradas de 2x3 e de 2x4 vias é necessário substituir v_{12} por v_{23} e v_{34} , respectivamente.

4.5.4.2 RAMOS DE SAÍDA (ZONAS DE DIVERGÊNCIA)

O método de análise para zonas de divergência é análogo ao apresentado atrás para zonas de convergência e tal como atrás apenas é aplicável a ramos com apenas uma via, situados do lado direito da auto-estrada.

a) Determinação da Capacidade

Nas zonas de divergência é necessário comparar os débitos em secções específicas com os respectivos valores de capacidade:

- a1) Débito $v_{F1} = v_F$ na secção de auto-estrada a montante da zona de divergência.
- a2) Débito v_{FO} na secção de auto-estrada a jusante da zona de divergência

$$v_{FO} = v_F + v_R \quad (40)$$

em que:

- v_{FO} - Débito total na secção a jusante da zona de divergência (uvl/h)
- v_F - Débito total na auto-estrada na secção a montante da zona de divergência (uvl/h)
- v_R - Débito no ramo de ligação (uvl/h)

Os valores de v_{F1} e de v_{FO} têm de ser comparados com os respectivos valores da capacidade, apresentados no Quadro 47.

Quadro 47 - Capacidade na auto-estrada na secção a montante e na secção a jusante da zona de divergência

Velocidade em Regime Livre na Auto-estrada (km/h)	Débito máximo na secção montante da auto-estrada, v_{F1} ou na secção a jusante, v_{FO} (uvl/h)			
	Número de vias num sentido			
	2	3	4	> 4
120	4800	7200	9600	2400/via
110	4700	7050	9400	2350/via
100	4600	6900	9200	2300/via
90	4500	6750	9000	2250/via

a3) Débito v_{12} que entra na zona de divergência

O valor máximo de v_{12} , ou seja a capacidade é 4400 uvl/h.

a4) Débito v_R no ramo de saída

A capacidade de um ramo de ligação é dada pelo Quadro 48, em função da velocidade em regime livre e do número de vias no ramo de ligação.

Quadro 48 - Capacidade nos Ramos de Ligação

Velocidade em Regime Livre no Ramo de Ligação (km/h)	CAPACIDADE	
	Ramos com 1 via	Ramos com 2 vias
> 80	2200	4400
> 65 - 80	2100	4100
> 50 - 65	2000	3800
≥ 30 - 50	1900	3500
< 30	1800	3200

b) Determinação da Concentração

A concentração na zona de influência de uma divergência é calculada através da seguinte expressão:

$$D_R = 2,642 + 0,0053v_{12} - 0,0183L_D \quad (41)$$

em que:

D_R - Concentração na zona de influência da divergência (uvl/km/via)

v_{12} - Débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de divergência (uvl/h)

L_D - Comprimento da via de desaceleração (m)

c) Estimação do débito das vias 1 e 2 da auto-estrada (v_{12})

Tal como acontecia para as zonas de convergência é necessário conhecer a proporção de veículos que circulam na auto-estrada que ocupam as vias 1 e 2 (P_{FD}). Assim, o débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de divergência é obtido da seguinte forma:

$$v_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD} \quad (42)$$

O valor de P_{FD} determina-se através das expressões apresentadas no Quadro 49, em função do número de vias existentes na auto-estrada.

Quadro 49 - Determinação de P_{FD}

Perfil 2x2	$P_{FD} = 1,00$	
	$P_{FD} = 0,760 - 0,000025V_f - 0,000046v_d$	(v)
Perfil 2x3	$P_{FD} = 0,717 - 0,000039v_f + 0,184 \frac{v_d}{L_{up}}$	(vi)
	$P_{FD} = 0,616 - 0,000021 v_f + 0,038 \frac{v_d}{L_{down}}$	(vii)
Perfil 2x4	$P_{FM} = 0,436$	(viii)

em que:

v_{12} - Débito das vias 1 e 2 na secção imediatamente a montante da zona de divergência (uvl/h)

v_f - Débito total na auto-estrada na secção a montante da zona de divergência (uvl/h)

v_R - Débito no ramo de ligação (uvl/h)

L - Débito no ramo adjacente a montante (uvl/h)

v_d - Débito no ramo adjacente a jusante (uvl/h)

P_{FD} - Proporção do débito total v_f que ocupa as vias 1 e 2 imediatamente a montante da zona de divergência

L_{up} - Distância ao ramo adjacente a montante (m)

L_{down} - Distância ao ramo adjacente a jusante (m)

A equação a usar no caso de auto-estradas cujo perfil transversal é 2x3 é dada pelo Quadro 50 e depende da existência e tipo de ramos a montante e/ou a jusante do ramo em estudo.

Quadro 50 - Equação a utilizar no cálculo de P_{FM} em auto-estradas 2x3

Ramo Adjacente a Montante	Ramo Adjacente a Jusante	Equação a Utilizar
Nenhum	Nenhum	v
Nenhum	Entrada	v
Nenhum	Saída	V_{ii} ou v
Entrada	Nenhum	V_i ou v
Saída	Nenhum	v
Entrada	Entrada	V_i ou v
Entrada	Saída	vii ou vi ou v
Saída	Entrada	v
Saída	Saída	V_{ii} ou v

A equação vi é utilizada nos casos em que existe um ramo adjacente de entrada a montante do ramo em estudo, e a equação vii é usada quando há um ramo de saída a jusante. Os ramos adjacentes de saída a montante e os ramos adjacentes de entrada a jusante não afectam o comportamento do ramo em estudo. No caso especial de haver um ramo de entrada a montante e um ramo de saída a jusante a equação a usar pode ser a v , a vi ou a vii . A decisão de usar a equação vi ou vii versus equação v é feita, tal como nas zonas de convergência, através da determinação da distância de separação de equilíbrio (L_{eq}) entre os ramos. Se a distância entre ramos for superior ou igual à distância de equilíbrio (L_{eq}), é a equação v que se deve utilizar.

Nas situações em que existe um ramo de entrada a montante a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada do seguinte modo:

$$L_{eq} = \frac{v_U}{0,2337 + 0,000076v_F - 0,00025v_R} \quad (43)$$

Se $L_{up} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação v. Se $L_{up} < L_{eq}$ utiliza-se a equação vi.

Quando existe um ramo de saída a jusante a distância de equilíbrio (L_{eq}) é determinada através da expressão 44.

$$L_{eq} = \frac{v_D}{3,79 - 0,00011v_F - 0,00121v_R} \quad (44)$$

Neste caso se $L_{down} \geq L_{eq}$ utiliza-se a equação v. Se $L_{down} < L_{eq}$ utiliza-se a equação vii.

No caso de existir a montante do ramo em estudo um entrada e a jusante um ramo de saída, é necessário efectuar duas análises separadas. Uma em que se considera o ramo a montante, e outra em que é considerado o ramo a jusante, obtendo-se dois valores de P_{FD} . O valor a utilizar é o mais elevado dos dois valores calculados.

A existência de um ramo de saída com duas vias afecta a distribuição pelas vias dos veículos que se aproximam da zona de divergência, e assim afectam também o valor de v_{12} . Na Figura 32 apresentam-se dois exemplos de ramos de saída com duas vias. No primeiro existem duas vias de desaceleração sucessivas, no segundo apenas existe uma via de desaceleração, sendo que a via mais esquerda do ramo não possui qualquer via de desaceleração associada.

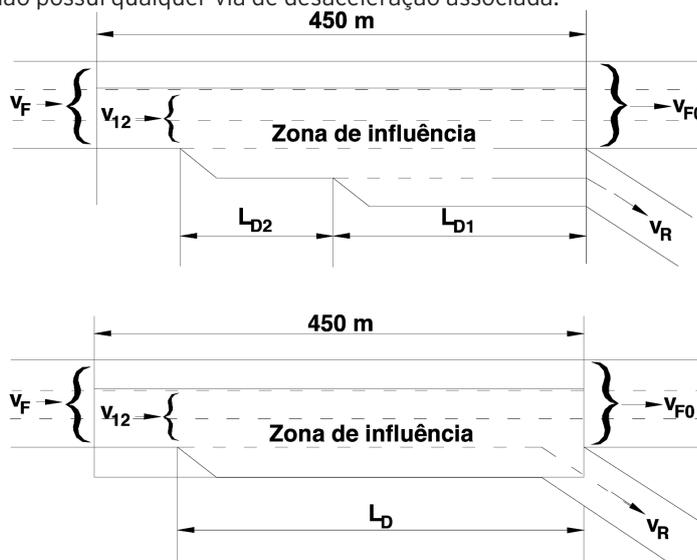


Figura 32 - Ramos de saída com duas vias

O débito v_{12} continua a ser calculado através da expressão 42, no entanto os valores de P_{FD} a utilizar passam a ser os seguintes:

- Auto-estradas de 2x2 vias, $P_{FD} = 1,000$
- Auto-estradas de 2x3 vias, $P_{FD} = 0,450$
- Auto-estradas de 2x4 vias, $P_{FD} = 0,260$

No cálculo da concentração da zona de influência da divergência utiliza-se a expressão 41. No entanto quando existem duas vias de desaceleração, o comprimento da via de aceleração L_D é substituído pelo comprimento efectivo da via de desaceleração L_{Deff} dado pela expressão 45.

$$L_{Deff} = 2L_{D1} + L_{D2} \quad (45)$$

Com L_{D1} e L_{D2} definidos de acordo como apresentado na Figura 32.

Todo o restante método de cálculo permanece inalterado.

Em algumas auto-estradas existem rampas de saída situadas no lado esquerdo. Neste caso, a zona de influência envolve as vias mais à esquerda da auto-estrada, e não as vias 1 e 2, excepto no caso de auto-estradas de 2x2, em que as vias 1 e 2 são as únicas vias existentes.

Em termos de método de cálculo, sugere-se que se calcule $v_{12'}$, assumindo que se trata de um ramo de saída situado do lado direito da auto-estrada e se multiplique esse valor por uma constante que difere em função do número de vias da auto-estrada, conforme se apresenta:

- Auto-estradas de 2x2 vias, $v_{12} = 1,00 v_{12}$
- Auto-estradas de 2x3 vias, $v_{23} = 1,05 v_{12}$
- Auto-estradas de 2x4 vias, $v_{34} = 1,10 v_{12}$

Todos os restantes cálculos permanecem inalterados, havendo apenas que ter em atenção que em auto-estradas de 2x3 e de 2x4 vias é necessário substituir v_{12} por v_{23} e v_{34} , respectivamente.

BIBLIOGRAFIA

Transportation Research Board, Highway Capacity Manual 2000.

