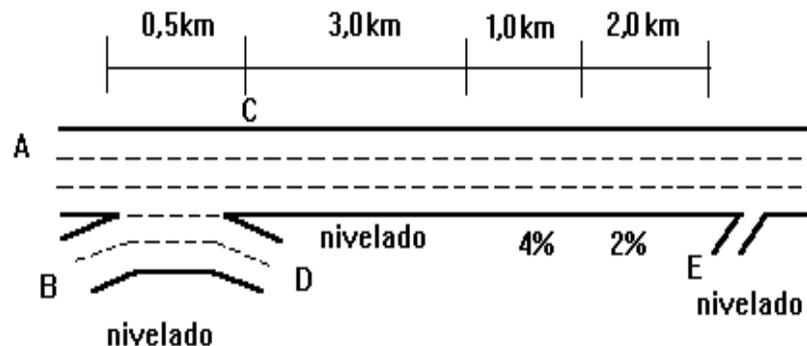


EXERCÍCIO: BALANCEAMENTO ESTRUTURAL II

Via expressa urbana, com ótimas condições de projeto, em um trecho que envolve uma seção de entrelaçamento, 3 segmentos básicos:

- um trecho em terreno nivelado com 3,0 km;
 - uma rampa ascendente com 4% e 1,0 km;
 - uma rampa ascendente com 2% e 2,0 km;
- e uma ligação (ramal) de acesso (veja o esquema seguinte).



A-C tem 3 faixas e B-D tem 2 faixas (as demais características são as mesmas)

medições para o sub-período de 15 min. crítico do pico da manhã:

- . 1000 veículos em C, 20% vindo de B;
- . 500 veículos em D, 10% vindo de A;
- . 250 veículos em E; cerca de 15% de pesados em todos os casos.

Na situação atual, a seção transversal típica tem 3 faixas de 3,60m (obstruções laterais: *guard-rail* após acostamento de 2,40m e postes de iluminação no canteiro central, a 0,60m da faixa de rolamento apenas no trecho nivelado e afastados 2,0m nos demais trechos, com alargamento do canteiro central); a seção de entrelaçamento entre A-C e B-D tem uma extensão útil de 300m e o ramal de acesso tem bom padrão de projeto mas sem faixa de aceleração.

Pede-se determinar:

- os fatores equivalentes dos automóveis e caminhões em cada segmento básico, as capacidades e níveis de serviço resultantes;
- os níveis de serviço nos trechos de confluência de fluxos e a avaliação global sobre a operação da via e sobre as alternativas para harmonizá-la;
- as condições de operação na hora-pico da manhã para um crescimento de demanda em 25% e as formas de eliminar os problemas observados;
- o impacto de transformar a faixa à esquerda numa faixa de uso especial após o ramal E, admitindo que 25% da demanda na via e no ramal E direcionam-se à faixa especial
- o efeito na capacidade da via e na operação decorrente de redução efetiva no limite de velocidade de 110 para 90km/h nos segmentos básicos.

SOLUÇÃO DO EXERCÍCIO:

Admitindo que atualmente não há gargalos, pode-se analisar primeiro os segmentos básicos, antes de verificar a seção de entrelaçamento e a ligação de acesso.

Uma das principais alterações do procedimento de análise de vias expressas no U.S.HCM/2010 é a recomendação de uma velocidade básica (para autos) de fluxo livre inicial majorada para $\tilde{V}_{FL0} = 75,4 \text{ mi/h} = 120,6 \text{ km/h}$ (no U.S.HCM/2000 era $\tilde{V}_{FL0} = 70 \text{ mi/h} \cong 110 \text{ km/h}$ para via expressa urbana e $\tilde{V}_{FL0} = 75 \text{ mi/h} \cong 120 \text{ km/h}$ para rural). Para estimar a velocidade de fluxo livre básica (para autos) \tilde{V}_{FL} da via, considerando suas características, tem-se os seguintes fatores de correção:

- $F_{LV} = 0$ (da Tabela 11-8, igual ao U.S.HCM/2000, largura da via é de $3,60 \text{ m} = 12 \text{ ft}$);
- $F_{OL} = 0$ (da Tabela 11-9, igual ao U.S.HCM/2000, acostamento $2,40 \text{ m} = 8 \text{ ft}$ e obstruções junto ao canteiro central a mais de $0,60 \text{ m} = 2 \text{ ft}$ desprezadas);

- $F_{DR} = 3,22 \cdot \text{TRD}^{0,84} \text{ mph}$ ou $F_{DR} = 7,65 \cdot \text{DRK}^{0,84} \text{ km/h}$ (densidade de ramais em $6 \text{ mi} = 9,6 \text{ km}$ ao redor do ponto médio, diferente do U.S.HCM/2000 que considerava densidade de interconexões com entradas apenas); tendo o trecho uma extensão menor que 6 mi ($9,6 \text{ km}$): densidade será estimada como o inverso do espaçamento médio entre ramais (entendidos como pontos de entrada ou de saída da via):

$$\bar{c} = \frac{0,5 + 6}{2} = 3,25 \text{ km} \Rightarrow \text{DRK} = \frac{1}{3,25} = 0,31 / \text{km} \Rightarrow F_{DR} = 7,65 \cdot 0,31^{0,84} = 2,86 \text{ km/h} \quad \text{ou}$$

$$\text{TRD} = \frac{1}{2,03} = 0,49 / \text{mi} \Rightarrow F_{DR} = 3,22 \cdot 0,49^{0,84} = 1,79 \text{ mph} \quad (\text{seria } 0 \text{ pelo U.S.HCM/2000}).$$

No U.S.HCM/1997, havia ainda a correção para o número de faixas (F_N). No U.S.HCM/2000, a mesma correção era aplicada somente em vias urbanas. Embora sejam raras as vias expressas com menos de 4 faixas, restrições podem ocorrer em trechos com 3 ou 2 faixas (mesmo curtos) e seu efeito pode ser relevante. Isto ocorre porque pelo menos nestes casos o efeito é significativo ($F_N = 3,0 \text{ mi/h} = 4,8 \text{ km/h}$ para 3 faixas e $F_N = 4,5 \text{ mi/h} = 7,3 \text{ km/h}$ para 2 faixas; para 4 faixas, $F_N = 1,5 \text{ mi/h} = 2,4 \text{ km/h}$).

Pelo U.S.HCM/2010, a estimativa da velocidade de fluxo livre é $\tilde{V}_{FL} = 75,4 - 1,8 = 73,6 \text{ mi/h} = 117,8 \text{ km/h}$. O U.S.HCM/2010 não recomenda interpolar entre as curvas de operação fornecidas ($\tilde{V}_{FL} = 75,70,65,60,55 \text{ mi/h}$). Neste caso, seria adotada a curva de operação para $\tilde{V}_{FL} = 75 \text{ mi/h}$ e a capacidade por faixa de $\tilde{c}_f \cong 2400 \text{ veq/h}$, para operação expressa. Não há justificativa plausível para a recomendação e normalmente será mais adequado interpolar uma curva de operação (i.e. \tilde{V}_{FL} e também \tilde{c}_f). Comparativamente, com o U.S.HCM/2000, a estimativa da

velocidade de fluxo livre seria $\tilde{V}_{FL} = 110 - 4,8 = 105,2 \text{ km/h}$, que corresponde a uma capacidade por faixa de $\tilde{c}_f \cong 1800 + 5 \cdot 105,2 = 2326 \text{ veq/h}$, para operação expressa, que pode também ser obtida interpolando os valores fornecidos de \tilde{c}_f para $\tilde{V}_{FL} = 100 \text{ km/h}$ e $\tilde{V}_{FL} = 110 \text{ km/h}$ (ou $\tilde{V}_{FL} = 65 \text{ mi/h}$ e $\tilde{V}_{FL} = 70 \text{ mi/h}$ na versão original). A fórmula para estimar a capacidade básica por faixa do U.S.HCM2000 ($\tilde{c}_f \cong 1700 + 10 \cdot \tilde{V}_{FL}$) ainda é aplicável para $\tilde{V}_{FL} \leq 70 \text{ mi/h}$ (para $\tilde{V}_{FL} = 75 \text{ mi/h}$ manteve-se $\tilde{c}_f \cong 2400 \text{ veq/h}$).

Pode-se ver que a revisão do U.S.HCM/2010 irá prevê uma operação melhor para as vias expressas na maior parte dos casos (uma avaliação ainda a ser validada).

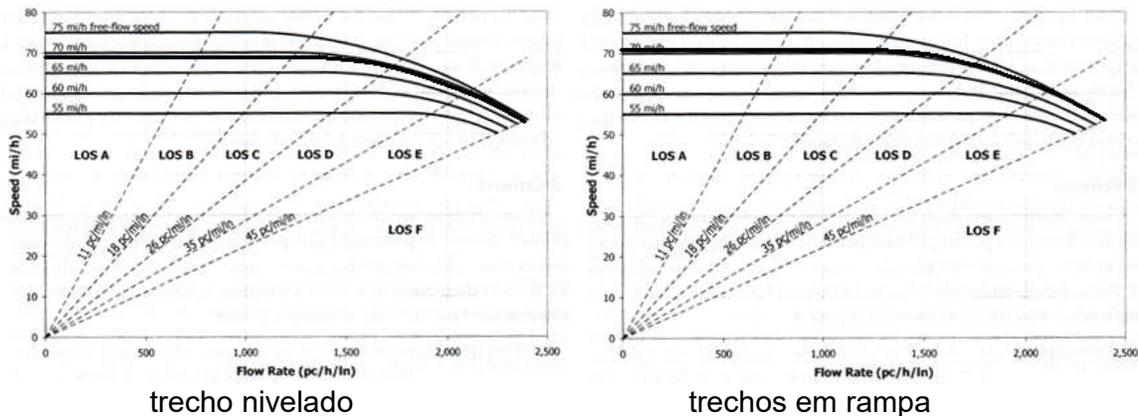
A seguir, as recomendações usuais do U.S.HCM/2010 serão complementadas por suposições mais conservativas.

A hipótese de que as obstruções laterais no canteiro central não tem efeito quando a mais de 0,60 metros é extrema e a situação analisada encontra-se no caso limite (dado que os postes de iluminação estão a 0,60 metros da faixa de rolamento), além de não envolver elementos contínuos (como barreiras centrais). Conservativamente, será considerada a hipótese de uma redução adicional correspondente aos obstáculos a 0,60 m de desobstrução à direita, e não à esquerda como é o caso, para via de 3 faixas por sentido), isto é, uma redução $F_{OL} = 1,6 \text{ mi/h} = 2,6 \text{ km/h}$ (a mesma correção que seria recomendada como complementar com base no U.S.HCM/1997,2000).

A hipótese de ausência de restrição decorrente do número de faixas reduzido será também alterada. Conservativamente, será assumido que a redução recomendada pelo U.S.HCM/1997,2000 deve ser aplicada, na ausência de dados de campo que comprovem a validade do novo critério. Para 3 faixas, a redução de $F_N = 3,0 \text{ mi/h} = 4,8 \text{ km/h}$ também considerada.

Portanto, com as suposições conservativas, a estimativa baseada no U.S.HCM/2010 para a velocidade de fluxo livre básica (para autos) no trecho nivelado passaria a $\tilde{V}_{FL} = 75,4 - 1,8 - 3,0 - 1,6 = 69,0 \text{ mi/h} = 110,4 \text{ km/h}$ (com o U.S.HCM/2000 seria $\tilde{V}_{FL} = 110 - 4,8 - 2,6 = 102,6 \text{ km/h}$) e no trecho em aclave passaria a $\tilde{V}_{FL} = 75,4 - 1,8 - 3,0 = 70,6 \text{ mi/h} = 113,0 \text{ km/h}$ (com o U.S.HCM/2000 seria ainda $\tilde{V}_{FL} = 110 - 4,8 = 105,2 \text{ km/h}$). Sem interpolar, ambos os casos usariam $\tilde{V}_{FL} = 70 \text{ mi/h}$ e capacidade por faixa de $\tilde{c}_f \cong 2400 \text{ veq/h}$. Nota-se que o critério oficial do U.S.HCM/2010 termina por não diferenciar aspectos que afetam a operação efetiva.

Preferindo o critério de interpolação com base na Figura 11-6, as curvas de desempenho para fluxo básico de autos, estão mostradas abaixo:



As capacidades básicas por faixa seriam $\tilde{c}_f \cong 2390$ veq/h (HCM/2000: $\tilde{c}_f \cong 1800 + 5.102,6 = 2313$ veq/h) no trecho nivelado e $\tilde{c}_f \cong 2400$ veq/h (HCM/2000: $\tilde{c}_f \cong 1800 + 5.105,2 = 2326$ veq/h) no trecho em acive, para operação expressa.

Portanto, as estimativas do U.S.HCM2010 são marginalmente maiores para a capacidade (embora significativamente maiores para velocidade de fluxo livre) que as do U.S.HCM/2000 (as previsões do U.S.HCM/97 são essencialmente iguais às do HCM2000, com a diferença de que os valores de velocidade de fluxo livre básica foram arredondados: no U.S.HCM/97, a recomendação seria iniciar com $\tilde{V}_{FL0} = 112$ km/h para vias expressas urbanas). Segundo o U.S.HCM/85, com condições de projeto ótimas, a capacidade por faixa seria de 2000veq/h, válida no acive mas reduzida para 1920 veq/h, nas seções com postes próximos. Este padrão de evolução, mesmo acanhado, pode ser atribuído à evolução da tecnologia veicular e à familiaridade maior dos condutores com a operação expressa. No entanto, é um dado a ser validado.

Como o número de faixas é 3 nos segmentos 1, 2 e 3, permitindo determinar a capacidade em veq/h como $\tilde{C} \cong 3.2390 = 7110$ veq/h (HCM/2000: $\tilde{C} \cong 3.2313 = 6939$ veq/h) no trecho nivelado e $\tilde{C} \cong 3.2400 = 7200$ veq/h (HCM/2000: $\tilde{C} \cong 3.2326 = 6978$ veq/h) no trecho em acive, para operação expressa. A curva de operação real da via para fluxo básico de autos, em veq/h pode ser escalada de forma similar mas é tradicional utilizar o procedimento alternativo de exprimir o fluxo de tráfego por faixa e utilizar a curva de operação por faixa (a suposição implícita é a de que todas as faixas operam em condições médias similares).

Note-se que o U.S.HCM/2010, como também o U.S.HCM/2000, fornece a curva de operação apenas para condições de fluxo normal e não de fluxo forçado (na verdade, o procedimento de análise de sistemas expressos, nos dois casos, adota hipóteses complementares sobre operação em fluxo forçado). O U.S.HCM/1997 fornecia uma hipótese para esboçar a curva de operação em fluxo forçado: adotar um fluxo de saturação 5 a 15% menor que a capacidade e uma velocidade para seu escoamento no gargalo próxima a 25mi/h(=40km/h), admitindo uma relação linear para fluxos menores em fila e adicionando um ramo vertical (de aceleração) adiante do gargalo.

Ao contrário do U.S.HCM/85, que apenas fornece a curva de operação para a via ideal, estas curvas correspondem a via real. No entanto, estão dadas em fluxo básico (de autos, ou seja, veículo-equivalente) e não em fluxo misto (em veículos médios).

A análise em tráfego misto no U.S.HCM/2010 continua baseada nos conceitos de fator equivalente e fator de composição de tráfego. Além disso, todos os valores recomendados para vias expressas são os mesmos do U.S.HCM/2000.

Utilizando os dados fornecidos para o sub-período mais carregado da hora de pico, tem-se uma porcentagem de veículos pesados igual a 15%, em todos os casos.

O fator equivalente para veículos pesados em terreno nivelado é igual a 1,5 (obtido diretamente da Tabela 11-10 ou da Tabela 11-11, utilizada para trechos específicos, com inclinação dos trechos menor que 2%, que corresponderia a terreno nivelado). Este seria o valor aplicado para o primeiro segmento básico. Os demais segmentos devem ser examinados como rampas simples ou compostas, com aclives específicos.

No segundo segmento básico, que é o trecho inicial da rampa ascendente, a Tabela 11-11 pode ser utilizada diretamente para obter o fator equivalente dos veículos pesados, a partir da sua participação na composição de tráfego. Com inclinação igual a 4% e extensão igual a 1,0km=0,625mi, o fator equivalente correspondente a 15% de caminhões típicos é 2,0 (independente do número de faixas e do fluxo de tráfego).

O U.S.HCM2010 mantém o critério do U.S.HCM/2000 que passou a indicar fatores equivalentes para cada faixa de aclave, incluindo os casos limites de aclave nas faixas anteriores, além de reduzir de forma significativa a estimativa de impacto dos veículos pesados no tráfego (avaliados por modelos de simulação). Segundo o U.S.HCM/97, para um trecho de 4% com extensão de 1,0km e 15% de veículos pesados, o fator equivalente seria igual a 4,5 (seria 5,0 para 1/2 mi no U.S.HCM/85). Este valor corresponde ao limite de aclave (4%) e não à faixa anterior >3-4%. No entanto, mesmo considerando estas alterações de apresentação, os fatores equivalentes do U.S.HCM2000 são bastante menores e devem ser aplicados com reserva (a obtenção de medidas de velocidade média em final de rampa para os veículos pesados é o dado básico a ser comparado com as curvas de perda de velocidade discutidas adiante).

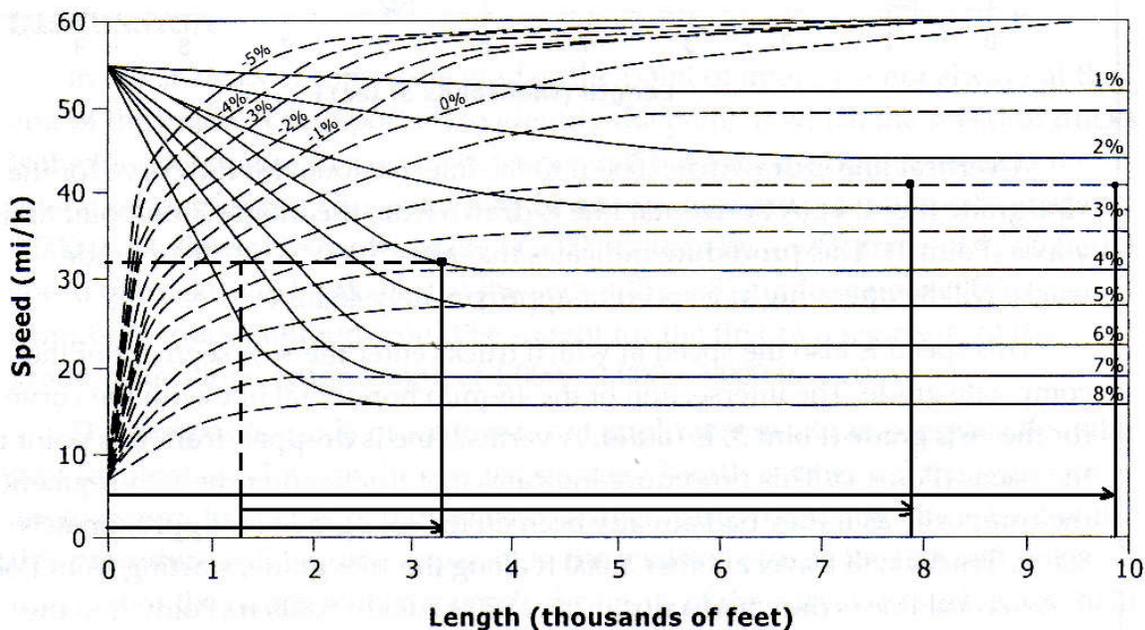
Para analisar o terceiro segmento básico, o trecho seguinte da rampa ascendente, é preciso calcular a perda de velocidade acumulada e a rampa equivalente do trecho composto, visto que sua operação é afetada pelo trecho anterior. O U.S.HCM2010 (e anteriormente o 2000, 1997 e 1985) considera que esta influência pode ser medida pela perda de velocidade acumulada dos veículos pesados avaliada em curvas nominais de perda de velocidade (para uma relação peso/potência típica). Estas são curvas nominais ou nocionais (relativas somente a uma dada relação peso/potência) porque foram obtidas em condições genéricas (não para o trecho de via específico em análise, considerando os veículos pesados que a utilizam especificamente).

O gráfico da Figura 11.A1 do U.S.HCM/2010 ou A23-2 do U.S.HCM/2000 é a curva nominal de perda de velocidade sugerida (uma adaptação das anteriores, baseada na Figura I.3-2 do U.S.HCM/97, que por sua vez é a mesma do U.S.HCM/85 para relação

peso/potência de 200 lb/hp). O U.S.HCM/85 apresenta também curvas nominais de perda de velocidade para relações peso/potência mais extremas (150 lb/hp e 300 lb/hp) e tabelas de fatores de equivalência correspondentes. Em qualquer caso, a análise de perda de velocidade é usada apenas para identificar a condição similar em uma rampa simples padrão para uma rampa de mesma extensão e permitir obter o fator equivalente da tabela correspondente, com velocidade inicial de 55mph (88km/h)

No trecho de rampa composta em análise, usando a Figura 11.A1 como curva de desempenho dos veículos pesados em rampas, tem-se:

- a velocidade inicial dos veículos pesados após um trecho nivelado extenso é admitida como sendo igual a 55mi/h=88km/h para caminhões típicos;
- na primeira rampa ascendente (4% e 1,0km=3300ft), a perda de velocidade dos veículos pesados na curva de desempenho para 4% vai até 32mi/h=52km/h;
- na segunda rampa (2% e 2,0 km=6600ft) deve ser usada a curva de desempenho com 2%;
- em trecho ascendente com 2%, os veículos pesados poderiam manter uma velocidade máxima de 45mi/h=72 km/h (maior que 32mi/h=58 km/h);
- portanto, esta velocidade de 32mi/h=58 km/h estaria na curva de aceleração em uma rampa de 2%, a cerca de 1300ft=0,4 km do início do movimento;
- adicionando o trecho seguinte (2%, 2,0km=6150ft), que corresponderia a uma distância fictícia de 1300+6600=7900ft=2,4km na curva correspondente à rampa de 2% em aceleração, tem-se um ganho de velocidade de 32mi/h=52km/h para 42mi/h=67km/h (ao final dos 9900ft=1,0+2,0=3,0 km);
- considerando a extensão real do trecho (3,0km=9900ft), o efeito acumulado da perda de velocidade de 55mi/h=88km/h para 42mi/h=67km/h corresponde a uma rampa com a cive equivalente de cerca de 2,5% (interpolado entre as curvas de desaceleração de 2% e 3%).



Portanto, o fator equivalente pode ser obtido utilizando a Tabela 11-11 como 2,0 (ative maior ou igual a 2% e menor que 3%), o mesmo valor que seria obtido com base no

U.S.HCM/2000. Segundo o U.S.HCM/97, a rampa equivalente seria 2,3% e o fator equivalente seria obtido por interpolação entre 2 (extensão de 3,0 km; inclinação de 2%) e 4 (extensão de 3,0 km; inclinação de 3%), ou seja, $e=2,6$ (pelo U.S.HCM/85 seria 4,1, ainda maior). Embora de aplicação mais simples, o procedimento recomendado pelo U.S.HCM2010 e U.S.HCM2000 é mais grosseiro.

Qualitativamente, todas as análises baseiam-se no fato de haver ganho de velocidade no trecho final. Portanto, a operação melhora no seu percurso e o ponto crítico para os três segmentos básicos é o topo do trecho inicial. A simplificação excessiva do U.S.HCM2010 (e do U.S.HCM2000) não é capaz, no entanto, de avaliar o impacto da melhora no tráfego. Um e outro procedimento não representam o desenvolvimento progressivo do efeito ao longo da rampa, que as curvas de perda de velocidade permitem prever. Há um outro aspecto potencialmente inconsistente: ao utilizar critérios de equivalência baseados na densidade de tráfego, as recomendações passaram a considerar a condição de operação média do trecho (não no topo da rampa, como implícito no procedimento tradicional).

Com os fatores equivalentes, agora é possível traduzir valores de capacidade e demanda para unidades comparáveis (a demanda está medida em v/h e a capacidade foi estimada em veq/h). Tanto as capacidades podem ser convertidas para v/h como a demanda pode ser convertida para veq/h (os resultados são os mesmos). A análise de capacidade tradicionalmente expressa seu resultado em tráfego misto (v/h) mas a análise de nível de serviço tem normalmente ser feita em fluxo básico (veq/h).

A demanda observada, obtida a partir dos dados para o sub-período de 15 minutos mais carregado, corresponde ao fluxo $q=1000/0,25=4000v/h$. Os fatores de composição de tráfego podem ser calculados utilizando os equivalentes determinados para cada trecho e a porcentagem de veículos pesados de 15% e permitem transformar tanto a capacidade para v/h quanto a demanda para veq/h (ou mesmo para fluxo básico \tilde{q} , equivalente na via real ou ideal). Os níveis de serviço, considerando que a velocidade de fluxo livre da via (105,2 km/h), podem ser obtidos diretamente da na Figura 11-6 (eventualmente com uma curva interpolada).

Portanto, os cálculos de capacidade e nível de serviço (para os diversos procedimentos discutidos) podem ser resumidos como segue:

HCM/2010:

trecho	N	e_{vp}	\tilde{e}	f_{vp}	\tilde{c}_f	\tilde{C}	C	q	\tilde{q}	\tilde{q}_f	NS
1	3	1,5	1,075	0,930	2390	7170	6668	4000	4301	1434	C
2	3	2,0	1,150	0,870	2400	7200	6264	4000	4598	1533	C
3	3	2,0	1,150	0,870	2400	7200	6264	4000	4598	1533	C

HCM/2000:

trecho	N	e_{vp}	\tilde{e}	f_{vp}	\tilde{c}_f	\tilde{C}	C	q	\tilde{q}	\tilde{q}_f	NS
1	3	1,5	1,075	0,930	2313	6939	6453	4000	4301	1434	C
2	3	2,0	1,150	0,870	2326	6978	6071	4000	4598	1533	C
3	3	2,0	1,150	0,870	2326	6978	6071	4000	4598	1533	C

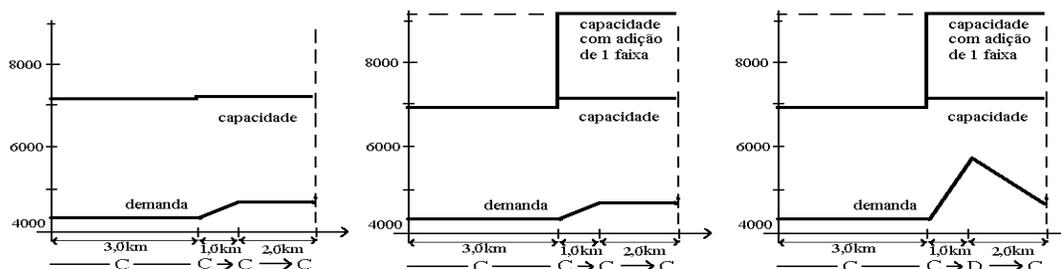
HCM/1997:

trecho	N	e_{vp}	\tilde{e}	f_{vp}	\tilde{c}_f	\tilde{C}	C	q	\tilde{q}	\tilde{q}_f	NS
1	3	1,5	1,075	0,930	2313	6939	6453	4000	4301	1434	C
2	3	4,5	1,525	0,656	2326	6978	4576	4000	6100	2033	D
3	3	2,6	1,240	0,807	2326	6978	5627	4000	4960	1653	C

Portanto, pode-se ver que a principal diferença na avaliação decorre da alteração nos valores recomendados para os fatores equivalentes introduzidos no U.S.HCM/2000 e mantidos no U.S.HCM/2010.

O perfil de fluxo e capacidade ou o perfil de densidade e velocidade são representações alternativas mais detalhadas das condições de operação ao longo do trecho e podem ser obtidas para fluxo básico (de autos) pelo menos. Com os critérios do U.S.HCM 2010, 2000 ou 1997, fluxo e capacidade podem ser obtidos para fluxo real (misto) mas velocidade e densidade não são estimados para o fluxo real (misto).

Baseado nos dados do U.S.HCM2010, 2000 e 1997, adotando como unidade veq/h, os perfis de fluxo e capacidade seriam representados como a seguir:



Note que a representação adotada mostra que demanda equivalente (veq/h) está variando de forma contínua nos trechos em active. Os fatores equivalentes calculados correspondem ao topo de cada trecho, refletindo a perda de velocidade ou ganho de velocidades acumulados até o topo do trecho. Como esta perda ou ganho ocorre continuamente ao longo dos acíves, o fator equivalente dos veículos pesados também varia desta forma (naturalmente não necessariamente de forma linear).

A variação do nível de serviço corresponde à variação da densidade de tráfego (e da correspondente velocidade) ao longo do trecho. Com a metodologia do HCM2000 ou do HCM/97, é possível aproximar a variação destas medidas ao longo do trecho e, desta forma, obter uma representação mais detalhada das condições de operação.

Para estimar a densidade e velocidade reais de operação a partir dos dados fornecidos pelo U.S.HCM2000, 2000 ou 1997, é preciso adotar alguma hipótese adicional. A hipótese adequada depende do critério de equivalência das situações de tráfego implícito nos fatores equivalentes recomendados. Até o U.S.HCM/97, o critério de equivalência era a razão volume/capacidade. No U.S.HCM2000, o critério de equivalência passou a ser a densidade de tráfego. Em ambos os casos, as bases são estabelecidas de forma ambígua e as tabelas decorrem de estudos de simulações e, em menor grau, de estudos de campo (são pouco validados).

Um procedimento possível é considerar que o efeito estático dos veículos pesados pode ser avaliado com seu fator equivalente em terreno nivelado e utilizado para corrigir a densidade básica (esta hipótese é razoavelmente consistente com as observações do U.S.HCM/97 e deixaria o termo residual do fator equivalente dos veículos pesados como efeito dinâmico, que seria utilizado para corrigir a velocidade básica). O U.S.HCM2000 e o U.S.HCM/2010 adotam o critério de equivalência baseado na densidade do tráfego (ou seja, ter-se-ia $K = f_{VP} \cdot \tilde{K}$) e admite que o mesmo fator de correção aplica-se ao fluxo de tráfego ($q = f_{VP} \cdot \tilde{q}$). Implicitamente, a hipótese é a de que a velocidade obtida das curvas de desempenho básicas é a mesma que ocorre em situações reais ($V = \tilde{V}$), uma suposição claramente inadequada.

O procedimento descrito para o U.S.HCM/97 implica em admitir que devem ser usados fatores equivalentes distintos para densidade e fluxo. O procedimento decorrente corresponde à decomposição $f_{VP} = g_{VP} \cdot h_{VP}$ e com base na equação de continuidade $\tilde{q} = \tilde{K} \cdot \tilde{V}$ e na hipótese que $q = f_{VP} \cdot \tilde{q} = (g_{VP} \cdot h_{VP}) \cdot (\tilde{K} \cdot \tilde{V})$, a equação de continuidade em tráfego misto pode ser expressa como $q = (g_{VP} \cdot \tilde{K}) (h_{VP} \cdot \tilde{V}) = K \cdot V$, com g_{VP} sendo calculado usando o fator equivalente dimensional (ou estático), utilizado para converter a densidade, e $h_{VP} = \frac{f_{VP}}{g_{VP}}$ sendo calculado como o efeito complementar, utilizado para converter a velocidade. Portanto, tem-se $V = h_{VP} \cdot \tilde{V} = \frac{f_{VP}}{g_{VP}} \cdot \tilde{V}$ (resulta $V = \tilde{V}$ em terreno nivelado mas não nas rampas).

A informação obtida do U.S.HCM/97 e do U.S.HCM/2000 pode ser combinada para aprimorar o critério inicialmente proposto pela utilização do fator equivalente para densidade diferente do equivalente estático (para terreno nivelado). Este é um procedimento mais compatível com os critérios do U.S.HCM/2000 ou U.S.HCM/2010 e potencialmente melhor se os fatores equivalentes de densidade forem consistentes.

Note que é obtida a velocidade média em tráfego misto mas não as velocidades específicas de autos e pesados. Esta velocidade real obtida é a média (harmônica) entre as velocidades reais de automóveis e de veículos pesados. Se uma delas fosse

determinada, a partir de curvas de desempenho para as condições reais da via, a outra seria também determinada. Este caminho é, entretanto, o inverso do teoricamente justificável (que deveria estimar o fator equivalente a partir de modelos validados de previsão de velocidades ou de dados de campo).

A seguir, o procedimento descrito será aplicado com o fator equivalente estático.

Com as velocidades obtidas para cada segmento básico das curvas de operação correspondentes aos dados do U.S.HCM2010, tem-se:

- o efeito estático é o mesmo em todos os segmentos (calculado com o fator equivalente de 1,5 com 15% de veículos pesados), isto é, $g_{vp} = 0,930$ (o fluxo real por faixa também é o mesmo ao longo do trecho $q_f = 1333v / h$);
- no trecho nivelado, com $\tilde{q}_f = 1434veq / h$ tem-se $\tilde{V} = 110,4km/h$, havendo apenas o efeito estático, isto é, $h_{vp} = 1,000$ e, portanto, $V = 110,4km/h$;
- nas rampas (ambas), com $\tilde{q}_f = 1533veq/h$ tem-se $\tilde{V} = 113,0km/h$, havendo agora efeito dinâmico, isto é, $h_{vp} = \frac{0,870}{0,930} = 0,9355$ e, portanto, $V = 105,7km/h$.

Com as velocidades obtidas para cada segmento básico das curvas de operação correspondentes aos dados do U.S.HCM2000, tem-se:

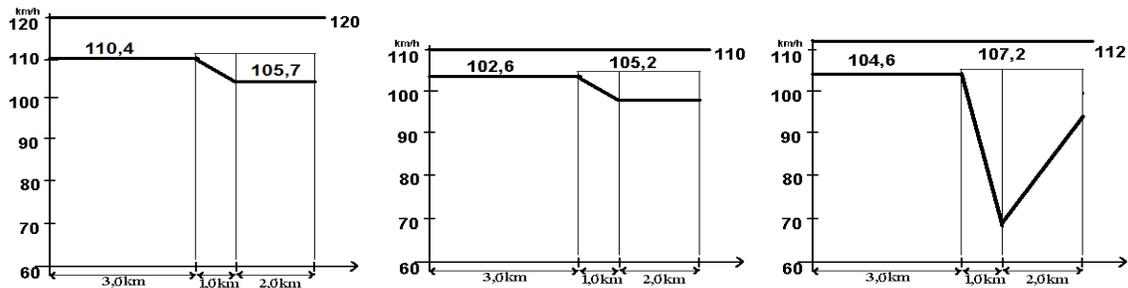
- o efeito estático é o mesmo em todos os segmentos (calculado com o fator equivalente de 1,5 com 15% de veículos pesados), isto é, $g_{vp} = 0,930$ (o fluxo real por faixa também é o mesmo ao longo do trecho $q_f = 1333v / h$);
- no trecho nivelado, com $\tilde{q}_f = 1434veq / h$ tem-se $\tilde{V} = 102,6km/h$, havendo apenas o efeito estático, isto é, $h_{vp} = 1,000$ e, portanto, $V = 102,6km/h$;
- nas rampas (ambas), com $\tilde{q}_f = 1533veq/h$ tem-se $\tilde{V} = 105,0km/h$, havendo agora efeito dinâmico, isto é, $h_{vp} = \frac{0,870}{0,930} = 0,9355$ e, portanto, $V = 98,2km/h$.

Esta avaliação da operação nas rampas é bastante diferente da obtida com o U.S.HCM/97, em função das diferenças de método (valor no extremo da faixa) e de valores (a velocidade de fluxo livre básica $\tilde{V}_{FL0} = 112km/h$, os fatores equivalentes $e_{vp} = 4,5veq/vp$ na primeira rampa e $e_{vp} = 2,6veq/vp$ na segunda rampa), tendo-se:

- na primeira rampa, $\tilde{V}_{FL} = 107,6km/h$, $\tilde{c}_f = 2338veq/h/fx$ e, sendo $e_{vp} = 4,5$ e $f_{vp} = 0,656$, tem-se $\tilde{q}_f = 2033veq/h$ com $\tilde{V} = 98km/h$, o efeito dinâmico é $h_{vp} = \frac{0,656}{0,930} = 0,705$ e, portanto, $V = 0,705.98 = 69,1km/h$;
- na segunda rampa, $\tilde{V}_{FL} = 107,6km/h$, $\tilde{c}_f = 2338veq/h/fx$ e, sendo $e_{vp} = 2,6$ e $f_{vp} = 0,807$, tem-se $\tilde{q}_f = 1652veq/h$ com $\tilde{V} = 107km/h$, o efeito dinâmico é $h_{vp} = \frac{0,807}{0,930} = 0,867$ e, portanto, $V = 0,867.107 = 92,8km/h$.

Em cada caso, podem ser representadas condições de operação reais previstas, com os perfis de correspondentes. É útil fazer uma comparação dos resultados obtidos mas o procedimento é especialmente importante por permitir comparar com dados de campo (dado que obtém previsões para a condição de operação em tráfego misto).

Resumindo os resultados do perfil de velocidade média, baseado no U.S.HCM/2010, 2000 e 1997, a representação seria a seguinte:

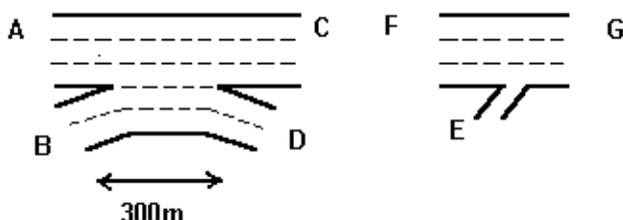


Note que foram tomadas as curvas específicas de operação do trecho nivelado ou do trecho em aclive. A densidade real estimada poderia ser também calculada com a equação de continuidade e/ou com o fator correspondente ao efeito estático.

A magnitude das diferenças mostra a importância de validar os procedimentos recomendados pelo U.S.HCM2010, 2000 ou 1997 no Brasil e/ou a necessidade de suplementar a sua aplicação a partir de critérios cuidadosos baseados, tanto quanto possível, na utilização de dados coletados em campo. A medição da velocidade média no final da rampa para os veículos pesados serviria para identificar uma situação similar nas curvas nominais de desempenho e recomendar um fator equivalente correspondente. Restaria a decisão entre utilizar os fatores equivalentes do U.S.HCM2000 (mantidos no U.S.HCM/2010) ou do U.S.HCM/97. Neste aspecto, a experiência profissional é ambígua mas o uso dos fatores equivalentes do U.S.HCM/97 é mais prudente (como será feito aqui, na parte final).

Embora a análise dos segmentos básicos já apresente alguns pontos delicados, estas não são normalmente as seções críticas de uma via (exceto no caso de existirem rampas muito críticas em trechos onde o número de faixas não pode ser aumentado ou em regiões com menor demanda onde os fluxos de entrada e saída são pequenos).

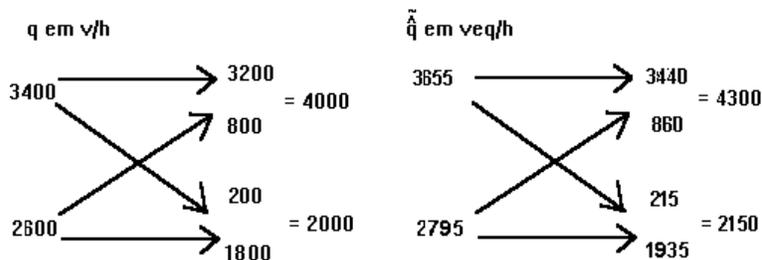
No caso analisado, são gargalos potenciais também os segmentos correspondentes ao entrelaçamento inicial e ao ramal de acesso final, esquematizados abaixo:



Os trechos com seções de entrelaçamento são um dos pontos críticos das vias e a sua avaliação depende muito mais de relações empíricas. Na análise de vias expressas, a principal inovação do U.S.HCM/2010 é a proposição de um novo procedimento para análise de entrelaçamentos que é mais simples mas potencialmente adequado.

No procedimento do U.S.HCM2010, como tradicional, para analisar a seção de entrelaçamento deve-se transformar os volumes de tráfego em fluxo básico, em veículos-equivalentes por hora. Esta transformação deve considerar os fatores do segmento básico correspondente ao entrelaçamento, tratando a composição de tráfego de cada corrente (entrelaçante ou não, em cada aproximação).

No caso, serão admitidos os mesmos fatores equivalentes e de composição de tráfego obtidos para o trecho nivelado para as vias A-C e B-D, isto é, de $f_{VP} = 0,93$ em ambas as correntes de tráfego, obtendo-se o diagrama de fluxos mostrado a seguir:



O U.S.HCM2010 não detalha o procedimento para determinar a velocidade máxima no trecho com entrelaçamento. Nas versões anteriores, tem-se que ponderar as velocidades de fluxo livre de cada via (as velocidades de fluxo livre de cada via são ponderadas pelos seus respectivos fluxos; a previsão corresponde a fluxo livre e não aos fluxos existentes, razão pela qual é feita uma média simples e não uma média harmônica). Esta discussão não é feita no U.S.HCM2010, entendendo-se que deve ser analisado o trecho total do entrelaçamento, sem distinguir as vias confluentes.

Em princípio, poderiam ser consideradas as recomendações anteriores e as características das faixas vias confluentes no trecho anterior (ou no próprio trecho de entrelaçamento e desprezadas as obstruções no lado da confluência com a via lateral), para calcular a velocidade de fluxo livre média ponderada \bar{V}_{FL} na seção de entrelaçamento. No caso, as características dos segmentos básicos que entram e saem da seção de entrelaçamento são quase ideais (a menos das obstruções nos canteiros). No entanto, com base na hipótese conservativa de considerar o efeito do número de faixas para segmentos com número de faixas restrito, este efeito será considerado em adição às recomendações do U.S.HCM/2010.

Portanto, considerando o trecho total do entrelaçamento, tem-se:

- a velocidade de fluxo livre inicial seria $\tilde{V}_{FL} = 75,4 \text{ mi/h} = 120,6 \text{ km/h}$ (pelo U.S.HCM2000 seria $\tilde{V}_{FL0} = 70 \text{ mi/h} \cong 110 \text{ km/h}$ para via expressa urbana);

- admitindo as mesmas condições do trecho nivelado ($F_{LV} = 0$ para faixas de $3,60 \text{ m} = 12 \text{ ft}$; $F_{OL} = 0$ para acostamento $2,40 \text{ m} = 8 \text{ ft}$ à direita, dada a supressão das obstruções no canteiro central, que é eliminado no entrelaçamento; $\bar{e} = \frac{0,5 + 6}{2} = 3,25 \text{ km} \Rightarrow \text{DRK} = \frac{1}{3,25} = 0,31/\text{km} \Rightarrow F_{DR} = 7,65 \cdot 0,31^{0,84} = 2,86 \text{ km/h}$; todos os

efeitos seriam nulos pelo U.S.HCM2000, mesmo considerando a correção pelo número de faixas, por considerar-se a seção transversal com 5 faixas);

- obtém-se então a velocidade de fluxo livre $\tilde{V}_{FL} = 120,6 - 2,86 = 117,74 \text{ km/h}$ (com o U.S.HCM/2000 seria $\bar{V}_{FL} = 110 \text{ km/h}$ se fosse usado este procedimento).

Este critério pode ser criticado por ignorar o efeito dos trechos anteriores. O mesmo critério é usado em segmentos básicos (considerados independentes). Em ambos os casos, o critério somente se justifica para trechos extensos. Este pode ser o caso em segmentos básicos mas dificilmente em entrelaçamentos (o U.S.HCM2010 elimina a restrição de extensão máxima de entrelaçamento de 2500 ft ou 750 m mas extensões desta magnitude efetivamente tornam a confluência e a divergência independentes; o U.S.HCM2010 sugere extensões de influência muito maiores e inverossímeis).

Alternativamente, considerando os trechos anteriores de cada via confluyente, tem-se:

- na via A-C, apenas com o ajuste para 3 faixas $F_N = 3,0 \text{ mi/h} = 4,8 \text{ km/h}$ do U.S.HCM/2000, $\tilde{V}_{FL} = 75,4 - 3,0 = 72,4 \text{ mi/h} = 115,8 \text{ km/h}$ (com o U.S.HCM/2000 seria $\tilde{V}_{FL} = 110 - 4,8 = 105,2 \text{ km/h}$);

- na via B-D, apenas com o ajuste para 2 faixas $F_N = 4,5 \text{ mi/h} = 7,3 \text{ km/h}$ do

U.S.HCM/2000, $\tilde{V}_{FL} = 75,4 - 4,5 = 70,9 \text{ mi/h} = 113,4 \text{ km/h}$ (com o U.S.HCM/2000 seria $\tilde{V}_{FL} = 110 - 7,3 = 102,7 \text{ km/h}$);

- obtém-se então a velocidade de fluxo livre ponderada como:

$$\tilde{\bar{V}}_{FL} = \frac{115,8 \cdot 3655 + 113,4 \cdot 2795}{3655 + 2795} = 114,76 \text{ km/h}$$

(com o U.S.HCM/2000 seria $\bar{V}_{FL} = \frac{105,2 \cdot 3655 + 102,7 \cdot 2795}{3655 + 2795} = 104,12 \text{ km/h}$).

A seguir, será adotada esta segunda estimativa. Note que o efeito da densidade de ramais F_{DR} também pode ser considerada como uma interferência ambiental em \tilde{V}_{FL} , em adição ao efeito específico de interferência da turbulência gerada por cada entrelaçamento ou ramal de acesso (que é exatamente o efeito estimado nos procedimentos específicos agora em análise).

O novo procedimento proposto pelo U.S.HCM/2010 simplifica os anteriores porque o tipo de configuração (A, B, C, nas versões anteriores) fica implícito nos parâmetros do entrelaçamento e as equações de previsão aplicam-se a todas as configurações (os 6 modelos anteriores são substituídos por um modelo geral, e não há distinção entre operação restringida ou não restringida), utilizando-se um procedimento mais detalhado de avaliação da capacidade no entrelaçamento (ainda inadequado).

O caso considerado é de um entrelaçamento principal, onde AC é a via principal (de 3 faixas, que corresponde ao fluxo não-entrelaçante FF) e BD é a via secundária (de 2 faixas, que corresponde ao fluxo não-entrelaçante RR). O fluxo entrelaçante é $\tilde{q}_w = \tilde{q}_{FR} + \tilde{q}_{FR} = \tilde{q}_{AD} + \tilde{q}_{BC} = 215 + 860 = 1075 \text{veq/h}$ e o fluxo não-entrelaçante é $\tilde{q}_{nw} = \tilde{q}_{FF} + \tilde{q}_{RR} = \tilde{q}_{AC} + \tilde{q}_{BD} = 3440 + 1935 = 5375 \text{veq/h}$. Portanto, o fluxo total é $\tilde{q}_T = \tilde{q}_w + \tilde{q}_{nw} = 1075 + 5375 = 6450 \text{veq/h}$ com razão de volume entrelaçante

$$VR = \frac{\tilde{q}_w}{\tilde{q}_T} = \frac{1075}{6450} = 0,1667$$
 (define-se também a taxa de entrelaçamento $R = \frac{\tilde{q}_{w2}}{\tilde{q}_w}$, a razão entre o menor fluxo entrelaçante e o fluxo entrelaçante total; no caso analisado, tem-se $R = \frac{215}{1075} = 0,20$).

O número mínimo de mudanças de faixa para entrelaçar é $LC_{RF}=1$ para BC e $LC_{FR}=1$ para AD, sendo que o número de faixas que permitem entrelaçamento (com até uma mudança de faixa) é $N_{WL}=2$ (implicitamente, estes parâmetros descrevem uma configuração de tipo A, segundo a nomenclatura das versões anteriores). O número total de faixas (das duas vias) é $N_T=N_F+N_R=3+2=5$ na seção de entrelaçamento. O fluxo médio por faixa no entrelaçamento é um parâmetro fundamental. No caso analisado, $\frac{6450}{5} = 1290 \text{veq/h/fx}$ (um índice de congestionamento global).

Uma peculiaridade do U.S.HCM/2010 é basear suas equações de previsão na extensão reduzida L_S (com linha divisória de faixas seccionada) ao invés da extensão básica L_B (entre a confluência e a divergência das pistas de rolamento). A extensão básica foi fornecida é $L_B=300\text{m}=984\text{ft}$. Na falta de informação sobre a sinalização existente, o U.S.HCM/2010 recomenda adotar $L_S=0,77.L_B=0,77.300=231\text{m}=758\text{ft}$, que será adotado.

Nota-se que os parâmetros adotados pelo U.S.HCM/2010 descrevem as mesmas características distinguidas nas versões anteriores. A identificação de tipos de configuração sugerida das versões anteriores permite recomendar certos parâmetros usuais. Por exemplo, no caso examinado (do tipo A), o U.S.HCM2000 cita uma capacidade máxima de entrelaçamento estimada em 2800 veq/h (o U.S.HCM/97 e o U.S.HCM/85, sugeriam um limite menor de 2000 veq/h) e a razão de fluxo máxima de

0,20 para 5 faixas (o U.S.HCM/97 e o U.S.HCM/85 sugeriam o limite de 0,22 para 5 faixas) para esta configuração. Ambos estão satisfeitos no caso analisado. Estes limites devem ser entendidos como restrições para validade dos procedimentos recomendados, devendo-se interpretar os resultados com cautela fora das faixas de valores definidas (pelo menos no Brasil, valores maiores e fora das faixas estabelecidas são observados de forma corriqueira em entrelaçamentos mais solicitados). Não existem recomendações similares no U.S.HCM/2010.

Deve-se verificar se é necessário fazer alguma alteração para que o nível de serviço seja compatível com o restante da via (isto é, C ou D, na pior hipótese).

O modelo do U.S.HCM/2010 obtém as variáveis de operação a partir de estimativas da demanda de manobras de mudança de faixas total $LC_T = LC_w + LC_{nw} = LC_{min} + LC_{op}$.

A demanda mínima de mudanças de faixa é obtida dos fluxos entrelaçantes e do número mínimo de mudanças de faixa para entrelaçar como $LC_{min} = \tilde{q}_{RF} \cdot LC_{RF} + \tilde{q}_{FR} \cdot LC_{FR}$, tendo-se, no caso, $LC_{min} = 860.1 + 215.1 = 1075mf/h$.

A demanda de mudanças de faixa opcionais considera os fluxos entrelaçantes e não-entrelaçantes como $LC_{op} = LC_{ow} + LC_{onw}$, onde as estimativas são obtidas de equações empíricas.

Para os fluxos entrelaçantes, a equação empírica usa a densidade de interconexões ID (ao invés da densidade de ramais RD) em $6mi (=9,6km)$, do ponto médio do entrelaçamento. Admitindo que o entrelaçamento é isolado ($ID = 0$), tem-se. $LC_{ow} = 0,39 \cdot (3,28 \cdot L_S - 300)^{0,5} \cdot N_T^2 \cdot (1 + 1,6 \cdot ID)^{0,8} = 0,39 \cdot (3,28 \cdot 231 - 300)^{0,5} \cdot 5^2 \cdot (1 + 1,6 \cdot 0)^{0,8} = 208,6mf/h$ (note a introdução de multiplicadores para mudança de unidades para L_S e ID).

Para os fluxos não entrelaçantes, a equação de previsão é mais complexa:

$$LC_{onw} = LC_{nw1} + \frac{I_{nw} - 1300}{1950 - 1300} \cdot (LC_{nw2} - LC_{nw1}), \quad \text{onde} \quad I_{nw} = \frac{3,28 \cdot L_S \cdot 1,6 \cdot ID \cdot \tilde{q}_{nw}}{10000} \quad \text{com}$$

$$1300 \leq I_{nw} \leq 1950, \quad \text{sendo} \quad LC_{nw1} = 0,206 \cdot \tilde{q}_{nw} + 1,78 \cdot L_S - 192,6 \cdot N_T \quad \text{e}$$

$$LC_{nw2} = 2135 + 0,223 \cdot (\tilde{q}_{nw} - 2000) \quad (\text{com } L \text{ em m; ID por km}). \quad \text{Com a suposição de}$$

entrelaçamento isolado ($ID = 0$), tem-se $I_{nw} = 0$ (assume-se então $I_{nw} = 1300$) e.

$$LC_{onw} = LC_{nw1} = 0,206 \cdot \tilde{q}_{nw} + 1,78 \cdot L_S - 192,6 \cdot N_T = 0,206 \cdot 5375 + 1,78 \cdot 231 - 192,6 \cdot 5 = 555,4mf/h.$$

A demanda opcional de mudanças de faixas é estimada em $LC_{op} = 208,6 + 555,4 = 764,0mf/h$ e a demanda total de mudança de faixas é então $LC_T = 1075 + 764 = 1839mf/h$. Com estes dados, obtém-se as estimativas empíricas da velocidade dos fluxos entrelaçantes e não-entrelaçantes. Para os fluxos entrelaçantes,

o U.S.HCM/2010 mantém a estrutura do modelo tradicional $\tilde{V}_w = \tilde{V}_{min} + \frac{\tilde{V}_{max} - \tilde{V}_{min}}{1 + I_w}$ com

$$\tilde{V}_{\min} = 15 \text{mi/h} = 24 \text{km/h} \text{ e } \tilde{V}_{\max} = \tilde{V}_{FL} = 114,8 \text{km/h} = 71,8 \text{mi/h}, \text{ onde } I_w = 0,226 \left(\frac{I_{LC}}{3,28} \right)^{0,789}$$

$$\text{com } I_{LC} = \frac{LC_T}{L_s} = \frac{1839}{231} = 7,96 \text{mf/h/m}, \text{ ou seja, } I_w = 0,226 \left(\frac{7,96}{3,28} \right)^{0,789} = 0,4549 \text{ e}$$

$$\tilde{V}_w = 24 + \frac{114,8 - 24}{1 + 0,4549} = 86,5 \text{km/h} = 54,0 \text{mi/h}. \text{ Para os fluxos não-entrelaçantes, o}$$

U.S.HCM/2010 propõe um modelo distinto mas ainda obtém uma única estimativa para ambos os fluxos não-entrelaçantes agregados (AC e BD), como

$$\tilde{V}_{nw} = \tilde{V}_{FL} - 0,0115 \cdot LC_{\min} - 0,0077 \cdot \frac{\tilde{q}_T}{N_T} = 114,8 - 0,0115 \cdot 1075 - 0,0077 \cdot \frac{6450}{5} = 92,5 \text{km/h} = 57,8 \text{mi/h}$$

(deveria ser distinta para AC e BD). Com estas estimativas, tem-se. A velocidade média de $\tilde{V} = \frac{\tilde{q}_w + \tilde{q}_{nw}}{\tilde{V}_w + \tilde{V}_{nw}} = \frac{1075 + 5375}{86,5 + 92,5} = 91,4 \text{km/h} = 57,2 \text{mi/h}$ e a densidade média de

$$\tilde{K} = \frac{\tilde{q}_T / N}{\tilde{V}} = \frac{1290}{91,4} = 14,1 \text{veq/km.fx} = 22,6 \text{veq/mi.fx} \text{ (que corresponde ao nível de serviço C, com base na Tabela 12-10).}$$

Portanto, há um modelo geral (para todos os tipos de configuração e não há necessidade de verificar se a operação é restringida ou não restringida).

Pela conclusão da análise do entrelaçamento, segundo o U.S.HCM2010, não seria necessário alterar a geometria da seção de entrelaçamento (transformando o tipo de configuração para C ou B), visto que os níveis de serviço são compatíveis com a operação da via e são satisfatórios.

Com o procedimento do U.S.HCM/2000, as previsões de velocidade seriam $V_w = 70,8 \text{km/h}$, $V_{nw} = 86,6 \text{km/h}$ (valendo a condição de operação não-restringida), significativamente distintas, tendo-se a velocidade média (espacial)

$$\tilde{V} = \frac{1075 + 5375}{\frac{1075}{70,8} + \frac{5375}{86,6}} = 83,5 \text{km/h}. \text{ No entanto, a densidade média}$$

$$\tilde{K} = \frac{6450}{83,5} = 77,25 \text{veq/km} = 15,45 \text{veq/km.fx} \text{ e o correspondente ao nível de serviço C são}$$

similares (com o U.S.HCM/97, que usa distintos parâmetros das equações de previsão as velocidades de 73,0 km/h para o fluxo entrelaçante e 87,6 km/h para ambos os fluxos não entrelaçantes, operação não restringida e nível de serviço C, com $\tilde{V} = 84,8 \text{km/h}$ e $\tilde{K} = 15,21 \text{v/km/fx}$, também seriam similares).

No entanto, além da alteração dos modelos de previsão da operação nos entrelaçamentos, a estimativa de capacidade também foi detalhada (as previsões anteriores pressupõe implicitamente que há fluxo normal, fluxo abaixo da capacidade).

No U.S.HCM/2010, a capacidade é calculada da forma tradicional $C = \tilde{C} \cdot f_{vp} \cdot f_p$ (mantendo o fator de tipo de população) mas a capacidade básica é obtida por duas condições, de densidade e de entrelaçamento, como $\tilde{C} = \min\{\tilde{C}_K, \tilde{C}_W\}$.

A condição de densidade corresponde ao critério anterior mas agora é obtida por $\tilde{C}_K = N_T \cdot \tilde{C}_{IWL}$ onde $\tilde{C}_{IWL} = \tilde{C}_{IFL} - \tilde{\Delta}_{IWL}$, sendo \tilde{C}_{IFL} a capacidade normal do segmento básico correspondente (para $\tilde{V}_{FL} = 114,8 \text{ km/h} = 71,8 \text{ mi/h}$, tendo-se então $\tilde{C}_{IFL} = 2400 \text{ veq/h.fx}$) e $\tilde{\Delta}_{IWL}$ é a redução devida à turbulência gerada pelo entrelaçamento, estimada empiricamente por

$$\tilde{\Delta}_{IWL} = 438,2 \cdot (1 + VR)^{1,6} - 0,251 \cdot L_s - 119,8 \cdot N_{WL} = 438,2 \cdot (1 + 0,1667)^{1,6} - 0,251 \cdot 231 - 119,8 \cdot 2 = 263,2 \text{ veq/h.fx}$$

(a condição $\tilde{\Delta}_{IWL} = 0$ é utilizada para estimar uma distância máxima de influência do entrelaçamento por $L_{MAX} = 1746 \cdot (1 + VR)^{1,6} - 477 \cdot N_{WL} = 1746 \cdot (1 + 0,1667)^{1,6} - 477 \cdot 2 = 1280 \text{ m}$, no caso analisado, que também poderia ser obtido por interpolação da Tabela 12-9).

Com $\tilde{C}_{IWL} = \tilde{C}_{IFL} - \tilde{\Delta}_{IWL} = 2400 - 263,2 = 2136,8 \text{ veq/h.fx}$ tem-se $\tilde{C}_K = 5 \cdot 2136,8 = 10684 \text{ veq/h}$ (em ambas as vias do entrelaçamento).

A condição de entrelaçamento foi introduzida como $\tilde{C}_W = \frac{\tilde{C}_{WL}}{VR}$, com base na capacidade máxima de entrelaçamento determinada empiricamente ($\tilde{C}_{WL} = 2400 \text{ veq/h}$ se $N_{WL} = 2$, 3500 veq/h se $N_{WL} = 3$). No caso, tem-se $N_{WL} = 2$ e obtém-se $\tilde{C}_W = \frac{2400}{0,1667} = 14397 \text{ veq/h}$ como limite (para ambas as vias do entrelaçamento).

Portanto, tem-se $\tilde{C} = \min\{\tilde{C}_K, \tilde{C}_W\} = 10684 \text{ veq/h}$ (para ambas as vias do entrelaçamento). Assumindo usuários habituais ($f_p = 1$), com $f_{vp} = 0,93$, chega-se a $C = 10684 \cdot 0,93 \cdot 1 = 9936 \text{ v/h}$ (para ambas as vias do entrelaçamento).

Há aqui uma diferença fundamental em relação aos procedimentos anteriores, que adotavam a distinção entre operação restringida e não restringida. A operação restringida corresponde à segregação entre os fluxos entrelaçantes e não entrelaçantes que é frequentemente observada na operação de entrelaçamentos com fluxo intenso (os veículos entrelaçantes mantêm-se nas faixas adjacentes ao entrelaçamento e adotam velocidades muito menores que as dos demais veículos).

A interpretação usual é a que atribui a operação restringida à deficiência na capacidade de entrelaçamento, que provocaria a segregação antes (ou ao invés) de limitar a capacidade geral da via.

Nesta visão, a condição para operação não restringida corresponderia ao limite para a capacidade de entrelaçamento. Por exemplo, na configuração tipo A analisada, pelos critérios do U.S.HCM2000, seria $\tilde{C}_{WL} = VR_L \cdot \tilde{C}_K$ com

$$VR_L = 0,7162 \left(\frac{N_{WL}}{N} \right)^{1,75} \cdot \tilde{V}_w^{0,767} \cdot L_B^{-0,41}, \text{ com } N_{WL} = 1,4, \text{ e no caso em análise,}$$

$$VR_L = 0,7162 \left(\frac{1,4}{5} \right)^{1,75} \cdot 86,5^{0,767} \cdot 300^{-0,41} = 0,23, \text{ tendo-se } \tilde{C}_{WL} = 0,23 \cdot 10684 = 2433,9 \text{ veq/h}$$

para operação não restringida (sensível às variáveis de tráfego).

Portanto, o novo critério é potencialmente melhor mas ainda insuficiente.

A estimativa de capacidade dos entrelaçamentos é um aspecto prático importante e os critérios tem sido sucessivamente revisados. O U.S.HCM/65 atribuía um fator equivalente para o fluxo entrelaçante menor mas ignorava o efeito dos diferentes tipos de configuração e não determinava as condições operacionais resultantes. No U.S.HCM/85 e no U.S.HCM/97 assumia-se a hipótese simplista (e inadequada) de não haver um efeito importante sobre a capacidade no entrelaçamento (o U.S.HCM/85 assumia a mesma capacidade básica por faixa e o U.S.HCM/97 admitia uma redução de 100 veq/h por faixa). No U.S.HCM2000, havia o critério de capacidade determinada por limites de densidade de 27 veq/h/fx para entrelaçamentos de vias expressas (25 veq/h/fx para entrelaçamentos de rodovia).

Com o U.S.HCM/2000, a capacidade básica seria de cerca de 10000 veq/h (todas as 5 faixas), similar ao valor obtido pela condição de densidade com o U.S.HCM/2010.

Note que não há uma previsão específica para cada via. O critério mais simples seria repartir a capacidade pelo número de faixas (isto é, assumir $\tilde{c}_f = 2136,8 \text{ veq/h}$ para cada uma das faixas e $c_f = 1987 \text{ v/h}$ dada a adoção de $f_{vp} = 0,93$ em cada via).

Em qualquer hipótese razoável, no entanto, a capacidade estimada indica uma perda de capacidade pelo efeito de turbulência gerada pelas condições de entrelaçamento existentes. Este efeito de redução de capacidade, que é notável na operação real, não pode ser ignorado (como ocorria no U.S.HCM/85 e no U.S.HCM/97).

No caso analisado, a uma perda de eficiência corresponde a uma capacidade de quase uma faixa de tráfego (a capacidade equivalente total seria $5 \cdot 2400 = 12000 \text{ veq/h}$).

Embora este efeito transforme os entrelaçamentos em elementos críticos (gargalos potenciais), deve-se também avaliar as condições adjacentes ao entrelaçamento. Antes de avaliar a operação, pode-se verificar a capacidade das vias antes e depois do entrelaçamento, para verificar a interferência de gargalos adjacentes. Os valores obtidos anteriormente indicam, entretanto, que estes problemas não existem (não na via A-C e provavelmente não na via B-D) para o caso em avaliação.

Os trechos com ramais expressos são também pontos críticos das vias, especialmente os ramais de entrada, e a sua avaliação com os procedimentos do U.S.HCM/2010 (essencialmente similar ao anterior) também depende mais de relações empíricas.

No procedimento do U.S.HCM2010, os trechos com ligações expressas são classificadas em diversos tipos e em todos os casos deve-se estimar a concentração do tráfego nas faixas adjacentes aos ramais de ligação para avaliar a operação.

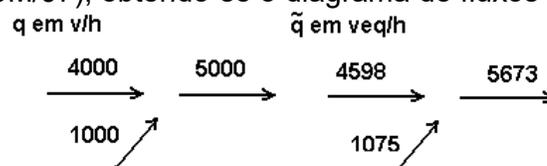
No caso, trata-se de uma incorporação com ramais (há também incorporação entre vias principais) e para analisar a ligação expressa de acesso, como os demais elementos de entrada e saída estão a mais de 450m, em princípio deve-se considerar a configuração com ramal de acesso isolado, em via com 3 faixas/sentido, que é avaliada com a equação 1 (ver Tabela 13-6).

A questão é saber se o acréscimo de fluxo vindo de E acarretaria também a necessidade de introdução de uma nova faixa de aceleração ou de tráfego.

Como tradicional, no procedimento do U.S.HCM2010, para analisar a seção com ramais deve-se transformar os volumes de tráfego em fluxo básico, em veículos-equivalentes por hora. Esta transformação deve considerar os fatores do segmento básico correspondente à via expressa e ao ramal de ligação, tratando a composição de tráfego de cada corrente (em cada via).

O fluxo vindo de E é igual a $250/0,25=1000$ v/h. Como somente foram fornecidos dados para o sub-período de 15 minutos mais carregados, será admitido conservativamente que $FHP=1,0$ (portanto, volumes serão admitidos iguais aos fluxos).

No caso, será admitido o mesmo fator equivalente e de composição de tráfego obtidos para o trecho nivelado para o ramal, isto é, $f_{VP} = 0,93$, e as condições do final da segunda rampa para a via expressa, isto é, $f_{VP} = 0,87$ (poderia ser usado $f_{VP} = 0,807$ obtido com o U.S.HCM/97), obtendo-se o diagrama de fluxos mostrado a seguir:



Na situação atual (3 faixas), considerando a inexistência de faixa de aceleração e o fluxo básico de 4598 veq/h no final da segunda rampa (portanto, sem a recuperação de velocidade que ocorreria no trecho nivelado do ramal), o volume nas faixas laterais (1 e 2) imediatamente antes da ligação de acesso estimado como:

$$P_{FM} = 0,5775 + 0,000092.L_A = 0,5775 \therefore \tilde{q}_{12} = p_{FM} \cdot \tilde{q}_F = 0,5775 \cdot 4598 = 2655 \text{ veq/h.}$$

Admitindo que a ligação de acesso tem a mesma população de usuários habituais, a sua demanda em condições básicas equivale a $\tilde{q}_R = \frac{1000}{0,93.1} = 1075 \text{ veq/h}$ e a densidade básica correspondente seria avaliada como:

$$\tilde{K}_{f12} = 3,402 + 0,00456 \cdot \tilde{q}_R + 0,0048 \cdot \tilde{q}_{i2} - 0,01278 \cdot L_A = 21,05 \text{veq/km/fx} = 33,7 \text{veq/mi/fx} .$$

O nível de serviço deve ser avaliado para as faixas laterais (1 e 2) e também para a seção como um todo imediatamente após a ligação expressa.

Nas faixas laterais, a densidade por faixa de 21,05veq/km/fx corresponderia, segundo a Tabela 13-2, ao nível de serviço D (com uma significativa redução da velocidade na área de influência do ramal).

Em uma seção posterior à ligação expressa, ter-se-ia uma demanda $\tilde{q}_{FO} = 4598 + 1075 = 5673 \text{veq/h} = 1891 \text{veq/h.fx}$. Admitindo um segmento básico similar ao do terreno nivelado ($\tilde{V}_{FL} = 69,0 \text{mi/h} = 110,4 \text{km/h}$), esta condição de demanda corresponde ao nível de serviço D.

Com o U.S.HCM/2000, utiliza essencialmente o mesmo procedimento. Mesmo usando $\tilde{V}_{FL} = 102,6 \text{km/h}$, também obtém-se nível de serviço D após o ramal. Com pequenas diferenças, o procedimento do U.S.HCM/97 forneceria resultados equivalentes em termos práticos (as diferenças com o HCM/97 somente serão significativos nas rampas mais íngremes ou numa situação mais próxima da capacidade).

As Tabelas 13.11 e 12 (levemente revisadas no U.S.HCM/2010, em relação ao U.S.HCM/2000) resumem os modelos preliminares para estimativa das velocidades nas faixas com influência direta dos ramais (as faixas 1 e 2) e nas demais faixas (as faixas externas adicionais). Existem equações propostas apenas para ramais com entrada em faixa simples (1 faixa) e saída em faixa simples (1 faixa). Os resultados serão normalmente distintos, no entanto, com a alteração da velocidade de fluxo livre.

No caso em análise, um ramal de entrada em faixa simples com $\tilde{q}_R = 1075 \text{veq/h}$ em uma via de 3 faixas com $\tilde{V}_{FL} = 110,4 \text{km/h}$, $\tilde{q}_{in} = 4598 \text{veq/h}$, $\tilde{q}_{i2} = 2655 \text{veq/h}$, $\tilde{q}_{R12} = 3730 \text{veq/h}$, $\tilde{q}_3 = 1943 \text{veq/h}$ e $\tilde{q}_{out} = 5673 \text{veq/h}$, tem-se:

$$M_S = 0,321 + 0,0039 \cdot e^{\left(\frac{\tilde{q}_{R12}}{1000}\right)} - 0,004 \cdot \left(\frac{L_A \cdot \tilde{V}_{FR}}{1000}\right) = 0,48 \text{ e } \tilde{V}_R = \tilde{V}_{FF} - (\tilde{V}_{FF} - 67) M_S = 89,6 \text{km/h}$$

para as faixas com influência direta dos ramais (as faixas 1 e 2),

$$\tilde{q}_{oA} = 1943 \text{veq/h/fx} \text{ e } \tilde{V}_o = \tilde{V}_{FF} - 0,0058 \cdot (\tilde{q}_{oA} - 500) = 102,0 \text{km/h}$$

para as demais faixas (a faixa 3, no caso analisado) e, portanto,

$$\tilde{V} = \frac{3730 + 1943}{\frac{3730}{89,6} + \frac{1943}{102,0}} = 93,5 \text{km/h} \text{ e } \tilde{K} = \frac{5673}{93,5} = 60,68 \text{veq/km} = 20,23 \text{veq/km/fx}$$

que corresponderia ao nível de serviço D.

Com o U.S.HCM/2000, usando $\tilde{V}_{FL} = 102,6 \text{km/h}$, os mesmos modelos fornecem como previsão $\tilde{V}_R = 85,4 \text{km/h}$ para as faixas com influência direta dos ramais (as faixas 1 e

2), $\tilde{V}_o = 94,2\text{km/h}$ para as demais faixas (a faixa 3, no caso analisado),

$$\tilde{V} = \frac{3730 + 1943}{\frac{3730}{85,4} + \frac{1943}{94,2}} = 88,2\text{km/h}, \quad \tilde{K} = \frac{5673}{88,2} = 64,32\text{veq/km} = 21,44\text{veq/km/fx} \quad \text{e que}$$

também corresponderia ao nível de serviço D.

Este procedimento é teoricamente preferível, embora atualmente os modelos propostos devam ser considerados preliminares (somente as configurações mais simples são consideradas e os modelos baseiam-se em velocidades de fluxo livre, ao invés de tomarem as velocidades previstas para os trechos anteriores ou para os segmentos básicos correspondentes).

O ponto mais interessante do procedimento proposto é a possibilidade, que não está desenvolvida de forma completa, de obter previsões mais detalhadas sobre a operação nas seções com ligações expressas. O U.S.HCM2000 adicionou relações empíricas para previsão de velocidade nas faixas adjacentes e nas demais faixas, nos moldes dos modelos empíricos propostos para as seções de entrelaçamento, que permitiriam também prever o efeito da turbulência sobre a capacidade e obter uma estimativa indireta da densidade do tráfego e do nível de serviço. Majorando os fluxos proporcionalmente, a capacidade do trecho com o ramal de acesso poderia ser determinada pelos limites de densidade, de forma similar ao procedimento adotado para os trechos com seções de entrelaçamento. O U.S.HCM/2010 manteve as relações empíricas e também não foi adiante neste aspecto.

O U.S.HCM2010 fornece valores aproximados, nas Tabelas 13-8 e 9, de capacidade nas seções com ramais, na junção com os ramais, que não consideram o efeito de turbulência na velocidade e na densidade de tráfego avaliadas pelos modelos propostos. Também fornece, na Tabela 13-10, valores aproximados de capacidade dos ramais de acesso, antes da entrada na via principal, em função da velocidade de fluxo livre no ramal (normalmente determinada pelo raio e elevação transversal da pista das alças do acesso). Estes valores são raramente restritivos. Por exemplo, se a velocidade de fluxo livre no ramal de acesso analisado for 80km/h, sua capacidade com faixa simples seria de 2100veq/h (o que é usado para dimensionar o número de faixas a ser usado no ramal de acesso, caso uma faixa simples seja insuficiente).

Em termos globais, a situação analisada poderia ser considerada admissível, apesar da alteração no nível de serviço no trecho mais íngreme da via, prevista com os dados do U.S.HCM/97 apenas, e no trecho posterior ao ramal de acesso, prevista pelo, U.S.HCM/2010, 2000 e 1997. A harmonia da operação atual esconde, entretanto, aspectos que deverão manifestar-se na medida que a demanda aumente.

Em particular, a turbulência gerada no entrelaçamento e junto ao ramal de acesso, além da demanda adicionada à via em cada ponto, é mais sensível ao crescimento da demanda e exigiria uma seção transversal distinta nestes trechos. A demanda atual não justifica a alteração da configuração mas a concepção adequada a um horizonte maior pode exigir a reserva de áreas para ampliação da seção transversal da via.

Nos segmentos básicos, em vista das condições ótimas de projeto da via (geometria da seção transversal, em particular), somente o incremento do número de faixas minoraria o problema na rampa em aclave, podendo não ser uma medida imediatamente justificável, neste caso, em função da pequena extensão afetada e da reserva de capacidade existente (o trecho ainda operaria no nível de serviço D, com a avaliação do U.S.HCM/97).

Uma avaliação similar pode ser feita para os trechos com a seção de entrelaçamento e com o ramal de acesso. Entretanto, a adição da nova faixa a partir da ligação de acesso poderia ser mais defensável visto que o crescimento de volume não é um efeito localizado (a menos que haja alguma ligação de saída à jusante).

A situação seria totalmente distinta se o trecho estivesse operando mais próximo da capacidade de tráfego e o efeito da formação de gargalos de tráfego pudessem estender-se por longos trechos. Um procedimento usual é examinar a configuração adequada para um cenário último de solicitação da via (por exemplo, para uma demanda igual à capacidade dos trechos em nível).

Este cenário último pode ser representado pelo caso com demanda adicional de 25% ou uma taxa maior, que provocaria saturação da via (por superar a capacidade do segmento básico crítico). A determinação das condições de operação, com saturação da via, torna-se mais complexa e envolve a análise da formação (e dissipação) dos congestionamentos formados nos gargalos de capacidade e da operação em escoamento de fila e em fluxo forçado para a via real.

Para um cenário com sobre-demanda, será admitida uma situação mais realista sobre a duração do período de pico, diferente do fator de hora pico igual a 1 (que corresponde a fluxo uniforme). No sub-período de 15 minutos, considerando a demanda majorada em 25%, tem-se

$$q_p = \frac{1,25 \cdot 1000}{0,25} = 5000 \text{ v/h}$$

(um fluxo que supera a capacidade de 4600 v/h avaliada com o U.S.HCM/97 na primeira rampa e gera a operação saturada; nas demais avaliações feitas, esta demanda estaria abaixo da capacidade dos segmentos básicos da via, estimada em 6070 v/h na primeira e segunda rampas). Admitindo um fator de hora-pico de 0,85 e um fluxo constante nos demais sub-períodos, fora desse pico de 15 minutos, obtém-se

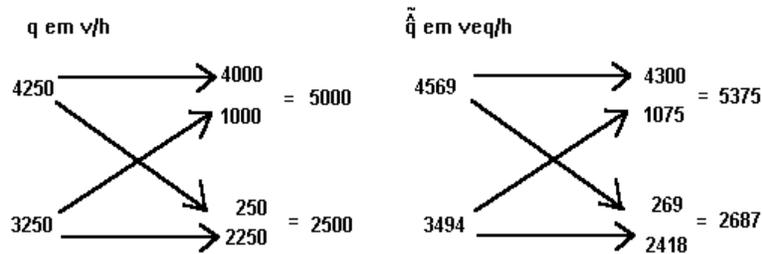
$$q_n = \frac{0,85 \cdot 5000 - 1,25 \cdot 1000}{0,75} = 4000 \text{ v / h}$$

(abaixo da capacidade dos segmentos básicos e que deve permitir a dissipação do congestionamento, no caso de haver a sobre-demanda avaliada com o U.S.HCM/97).

Note que a demanda nos períodos fora-pico é igual à atual e, convenientemente, todos os cálculos feitos para a situação atual servem para os períodos fora-pico na situação futura, como será admitido a seguir.

A questão seria saber o impacto desta demanda e, no caso de ser inadmissível, as formas de eliminar os problemas de operação.

Primeiro, deve ser examinado o trecho com a seção de entrelaçamento. Os novos fluxos decorrentes do aumento da demanda em 25% seriam os esquematizados abaixo:



O fluxo total passa a 8062 veq/h e o fluxo entrelaçante para 1075+269=1344 veq/h, mantendo-se a razão de fluxo (de 0,1667) e a taxa de entrelaçamento (de 20% de veículos vindos de B). A estimativa de capacidade com a condição de densidade e de entrelaçamento seria a mesma. Portanto, tem-se $\tilde{C} = 10684 \text{ veq/h}$ e $C = 9936 \text{ v/h}$ (para ambas as vias do entrelaçamento), ainda suficiente (a mesma conclusão seria obtida com os procedimentos das versões anteriores).

A demanda mínima de mudanças de faixa passaria a $LC_{\min} = 1075.1 + 269.1 = 1344 \text{ mf/h}$. Para os fluxos entrelaçantes, admitindo que o entrelaçamento é isolado ($ID = 0$), tem-se. $LC_{ow} = 0,39 \cdot (3,28 \cdot L_s - 300)^{0,5} \cdot N_T^2 \cdot (1 + 1,6 \cdot ID)^{0,8} = 0,39 \cdot (3,28 \cdot 231 - 300)^{0,5} \cdot 5^2 \cdot (1 + 1,6 \cdot 0)^{0,8} = 208,6 \text{ mf/h}$ (note que é independente da demanda). Para os fluxos não entrelaçantes, novamente $LC_{onw} = LC_{nwl} = 0,206 \cdot \tilde{q}_{nw} + 1,78 \cdot L_s - 192,6 \cdot N_T = 0,206 \cdot 6718 + 1,78 \cdot 231 - 192,6 \cdot 5 = 832,1 \text{ mf/h}$ (majorada pelo aumento do fluxo não-entrelaçante). Portanto, a demanda opcional de mudanças de faixas é estimada em $LC_{op} = 208,6 + 832,1 = 1040,7 \text{ mf/h}$ e a demanda total de mudança de faixas é então $LC_T = 1344 + 1041 = 2385 \text{ mf/h}$.

Com estes dados, com $\tilde{V}_{\min} = 15 \text{ mi/h} = 24 \text{ km/h}$ e $\tilde{V}_{\max} = \tilde{V}_{FL} = 114,8 \text{ km/h} = 71,8 \text{ mi/h}$, tem-se:

$$- I_{LC} = \frac{LC_T}{L_s} = \frac{2385}{231} = 10,32 \text{ mf/h/m}, \quad I_w = 0,226 \cdot \left(\frac{I_{LC}}{3,28} \right)^{0,789} = 0,226 \cdot \left(\frac{10,32}{3,28} \right)^{0,789} = 0,5585,$$

$$\tilde{V}_w = \tilde{V}_{\min} + \frac{\tilde{V}_{\max} - \tilde{V}_{\min}}{1 + I_w} = 24 + \frac{114,8 - 24}{1 + 0,5585} = 82,3 \text{ km/h} = 51,4 \text{ mi/h}, \text{ e}$$

$$\tilde{V}_{nw} = \tilde{V}_{FL} - 0,0115 \cdot LC_{\min} - 0,0077 \cdot \frac{\tilde{q}_T}{N_T} = 114,8 - 0,0115 \cdot 1344 - 0,0077 \cdot \frac{8062}{5} = 86,9 \text{ km/h} = 54,3 \text{ mi/h}$$

Portanto,

$$\tilde{V} = \frac{\tilde{q}_w + \tilde{q}_{nw}}{\frac{\tilde{q}_w}{\tilde{V}_w} + \frac{\tilde{q}_{nw}}{\tilde{V}_{nw}}} = \frac{1344 + 6718}{\frac{1344}{82,3} + \frac{6718}{86,9}} = 86,1 \text{ km/h} = 53,8 \text{ mi/h},$$

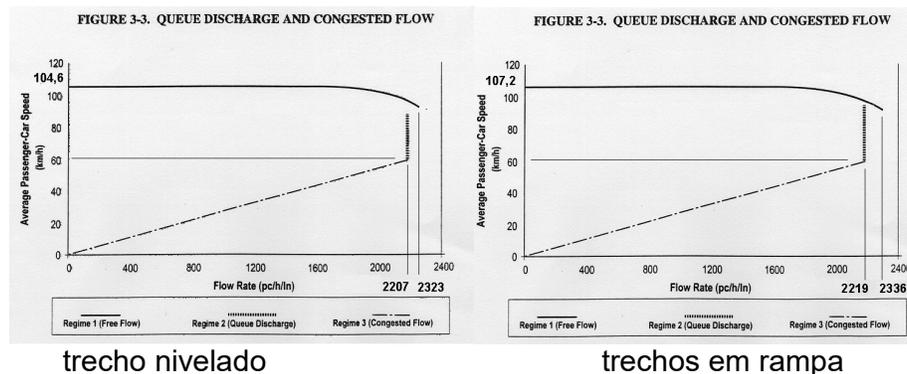
$$\tilde{K} = \frac{\tilde{q}_T / N}{\tilde{V}} = \frac{8062 / 5}{86,1} = 18,7 \text{ veq/km.fx} = 29,9 \text{ veq/mi.fx} \text{ e o nível de serviço é D (o mesmo)}$$

nível de serviço seria obtido com os procedimentos das versões anteriores). Ainda não seria necessário, portanto, alterar a geometria da seção de entrelaçamento.

Para os segmentos básicos, com a avaliação baseada no U.S.HCM/2010 ou 2000, pode-se verificar diretamente os níveis de serviço. A demanda majorada corresponde a 5376veq/h no trecho nivelado e 5747veq/h em ambas os aclives. Portanto, no trecho nivelado tem-se $\tilde{q}_f = 1792\text{veq/h/fx}$ e o nível de serviço é D e em ambos os aclives tem-se $\tilde{q}_f = 1916\text{veq/h/fx}$ e o nível de serviço é D, próximo ao limite. A situação seria ainda considerada aceitável, se estas estimativas forem admitidas.

Com a sobre-demanda avaliada com o U.S.HCM/97, deve haver a formação de fila à montante da primeira rampa e este trecho terá o fluxo máximo possível para a operação a partir de uma fila. O U.S.HCM/97 fornece indicações para extrapolar a curva de operação da via para as situações que correspondem ao escoamento de filas (que ocorreria na seção ou trecho que é o gargalo), mencionando uma redução da capacidade em 5% a 10% (a capacidade máxima de escoamento a partir de uma fila de congestionamento) e uma velocidade de 40 a 60 km/h no início da fila, sugerindo uma aproximação linear para a variação da velocidade com o fluxo em regime de fluxo forçado (congestionado ou saturado).

No caso em análise, para o HCM/97, admitindo 5% de redução de capacidade e velocidade no escoamento livre da fila a 60 km/h, a curva de operação estendida seria:



Na primeira rampa, este fluxo por faixa no escoamento livre da fila de 2219 veq/h (com a velocidade admitida de 60 km/h) corresponde a 1456 v/h (e a velocidade de 42,6 km/h), considerando o fator de composição de tráfego de 0,656 (e seu componente dinâmico de 0,705). A densidade por faixa decorrente seria de 34,2 v/km (ou densidade de 37,0 veq/km) e a densidade total seria de 102,6 v/km (nas 3 faixas).

O fluxo total de 4368 v/h, que pode passar, mantém-se no trecho do gargalo e adiante (com velocidade crescente até a normalização) e será também imposto ao trecho anterior (com operação congestionada). A segunda rampa e o ramal expresso teriam, então, um fluxo menor que a demanda, igual ao escoamento no gargalo.

Note que o ponto mais crítico do gargalo é o topo da primeira rampa e que o congestionamento inicia-se em algum ponto intermediário do aclive mesmo antes de ser restringido por este ponto mais crítico. Estes efeitos secundários serão ignorados

na análise feita a seguir, que admitirá que toda a primeira rampa é um gargalo. Uma análise mais detalhada pode ser feita dividindo os trechos em segmentos menores.

Na seção do trecho anterior, em regime congestionado (isto é, no regime representado pela aproximação linear na curva de operação) para o trecho nivelado, o fluxo por faixa escoado de 1456 v/h/fx corresponde a um fluxo básico por faixa de 1566 veq/h/fx (considerando o fator de composição de tráfego de 0,930), que operaria à velocidade básica e real de 44 km/h (dado que o componente dinâmico é 1,000). A densidade por faixa no congestionamento seria, então, de 33,1v/km/fx (ou 35,6 veq/km/fx). A densidade considerando todas as faixas seria 99,3v/km (ou 106,8veq/km).

O fluxo total de 5000 v/h, ou 1667 v/h por faixa, em um trecho ainda não afetado pelo congestionamento corresponde a 1792 veq/h por faixa no trecho nivelado e sua operação, antes do congestionamento, ocorreria com uma velocidade básica e real de 104 km/h. A densidade básica por faixa correspondente seria de 17,2 veq/km e a densidade real por faixa seria de 16,0 v/km (a total seria de 48,0 v/km, nas 3 faixas).

Estas estimativas permitem calcular a velocidade de propagação do congestionamento e a extensão atingida ao final do pico de 15 minutos:

$$v_o = \frac{\Delta q}{\Delta K} = \frac{4368 - 5000}{99,3 - 48,0} = -12,3 \text{ km/h} \text{ e } x_o = -12,3 \cdot 0,25 = 3,1 \text{ km},$$

que, por esta estimativa, atingiria a seção de entrelaçamento (que está a 3,0 km da primeira rampa) ainda no sub-período de pico.

A velocidade de recuperação do congestionamento, quando a demanda reduz-se para 4000 v/h (isto é, para um fluxo de 1333 v/h/fx ou de 1433,7 veq/h por faixa), poderia também ser calculada notando que a velocidade de operação correspondente, em regime normal, seria de 104,6 km/h. Portanto, a densidade real seria de 12,7v/km/fx ou 38,2 v/km (nas 3 faixas) e a velocidade de recuperação resultaria:

$$v_r = \frac{\Delta q}{\Delta K} = \frac{4368 - 4000}{99,3 - 38,2} = 6,02 \text{ km/h}$$

(o que implica em um tempo de recuperação de 0,51 h ou 31 minutos). Note que como a sobre-demanda resolveu-se por redução da demanda (que ocorre no final da fila), a velocidade de recuperação é positiva e a fila diminui sua posição e sua extensão.

Nesta avaliação com base no U.S.HCM/97, haveria a necessidade de melhorar a operação na primeira rampa com a ativação e no início da segunda rampa (visto que a recuperação da velocidade dos veículos pesados ocorre ao longo do segundo trecho). A forma mais eficaz de fazê-lo seria através da adição de uma nova faixa. Esta faixa adicional poderia ser obtida reduzindo o canteiro, o acostamento e, eventualmente, estreitando as faixas (larguras até 3,30m e, mesmo 3,0m, são utilizáveis). Pode-se também deslocar os postes de iluminação e/ou os *guard-rails* e ampliar a seção.

A largura disponível entre os postes de iluminação e os *guard-rails* é $L = 2,0 + 3.3,6 + 2,4 = 15,2\text{m}$ e deve acomodar 4 faixas. Reduzindo o afastamento dos postes de iluminação para 0,60m (como no trecho nivelado) e o acostamento para 1,80m (para evitar o efeito de obstrução lateral à direita), a largura útil seria $L_u = 1,4 + 3.3,6 + 0,6 = 12,8\text{m}$ e a largura média das faixas seria 3,20m. Uma largura média de 3,30m, com o acostamento reduzido para 1,40m seria mais favorável para a operação do tráfego em condições normais (naturalmente, a segurança de tráfego em situações eventuais que tivessem veículos removidos ao acostamento seria pior) e poderia ser aceita em extensões reduzidas.

Admitindo a configuração com faixas de 3,20m e considerando o efeito das obstruções laterais à esquerda, de forma conservativa, pode-se estimar:

$$\tilde{V}_{FL} = 112 - 5,6 - 1,3 - 2,4 - 0 = 102,7\text{km/h}$$

$$\tilde{c}_f = 2313\text{veq/h/fx}, \tilde{C} = 9254\text{veq/h} \text{ e } C = 6070\text{v/h}$$

eliminando-se, então, o gargalo de capacidade no topo do aclave.

Note-se que mesmo com a capacidade básica avaliada pelo U.S.HCM/2010 ($\tilde{C} \cong 3.2400 = 7200 \text{veq/h}$), admitir os fatores equivalentes recomendados pelo U.S.HCM/97 traria a previsão de um gargalo no segundo trecho no cenário de demanda majorada em 25% (pois $f_{VP} = 0,656 \Rightarrow \tilde{q}_f = \frac{5000}{0,656} = 7622 \text{veq/h}$).

Para a análise do trecho final, com o ramal de acesso, haveria duas situações. Com o gargalo, a demanda adiante seria restrita pela capacidade anterior, tanto nas imediações da ligação de acesso quanto no trecho posterior. Sem o gargalo, o fluxo nos mesmos trechos seria de 5000 v/h. Portanto, esta segunda situação é mais crítica e teria que ser examinada para verificar a necessidade de fazer alguma alteração. Admitindo $f_{VP} = 0,87$ (poderia ser usado $f_{VP} = 0,807$ obtido com o U.S.HCM/97), o fluxo básico de 5748 veq/h no final da segunda rampa correspondente à nova demanda de 5000v/h (sem restrição de um gargalo de capacidade anterior).

Mantendo adiante a situação física atual (3 faixas) com a inexistência de faixa de aceleração, o volume nas faixas laterais (1 e 2) imediatamente antes da ligação de acesso estimado como:

$$P_{FM} = 0,5775 + 0,000092.L_A = 0,5775 \therefore \tilde{q}_{l2} = p_{FM} \cdot \tilde{q}_F = 0,5775 \cdot 5748 = 3319\text{veq/h}.$$

Admitindo que o mesmo crescimento para a demanda na ligação de acesso tem-se

$$\tilde{q}_R = \frac{1250}{0,930.1} = 1344\text{veq/h}, \text{ e a densidade básica correspondente seria avaliada como:}$$

$$\tilde{K}_{fl2} = 3,402 + 0,00456 \cdot \tilde{q}_R + 0,0048 \cdot \tilde{q}_{l2} - 0,01278 \cdot L_A = 25,5\text{veq/km/fx} = 40,8\text{veq/mi/fx}$$

que corresponderia, segundo a Tabela 13-2, ao nível de serviço F (que indica saturação, dado que a densidade máxima admitida é de 22 veq/h/fx ou 35veq/mi/fx).

Se a seção com o ramal não tornar-se um gargalo, na seção posterior à ligação expressa, ter-se-ia uma demanda $\tilde{q}_{FO} = 5748 + 1344 = 7092 \frac{\text{veq}}{\text{h}} = 2364 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}$, que

ficaria no limite da capacidade do segmento seguinte, segundo a avaliação do U.S.HCM/2010. Adotando os fatores equivalentes do U.S.HCM/97 ou utilizando os critérios das versões anteriores, a demanda superaria a capacidade do segmento seguinte, formando-se assim um gargalo de capacidade.

Ambos os resultados apontam para a necessidade de adicionar uma faixa de tráfego na seção de incorporação do ramal de acesso. Sem o crescimento de demanda também no ramal de acesso, uma faixa de aceleração de cerca de 200m seria suficiente para, pelo menos, eliminar o gargalo de capacidade. Com o crescimento da demanda, uma faixa de entrada livre seria normalmente necessária.

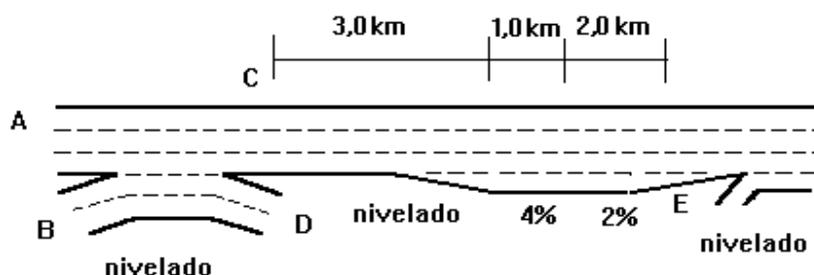
Com a avaliação baseada nos fatores equivalentes do U.S.HCM/97 ($f_{VP} = 0,807$), o fluxo básico seria 6195veq/h e ter-se-ia:

$P_{FM} = 0,5775 + 0,000092.L_A = 0,5775 \therefore \tilde{q}_{12} = p_{FM} \cdot \tilde{q}_F = 0,5775 \cdot 6195 = 3578 \text{veq/h}$. Sem faixa de aceleração no ramal, a densidade básica correspondente seria avaliada como:

$\tilde{K}_{f12} = 3,402 + 0,00456 \cdot \tilde{q}_R + 0,0048 \cdot \tilde{q}_{12} - 0,01278 \cdot L_A = 26,7 \text{veq/km/fx} = 42,7 \text{veq/mi/fx}$ que corresponderia, segundo a Tabela 13-2, também ao nível de serviço F.

Na seção posterior à ligação expressa, ter-se-ia uma demanda $\tilde{q}_{FO} = 6195 + 1344 = 7539 \text{veq/h} = 2513 \text{veq/h.fx}$, que superaria mesmo com a capacidade de um segmento básico ideal de 2400veq/h.fx . As conclusões são, portanto, similares (embora mais críticas que com a avaliação baseada no HCM2000).

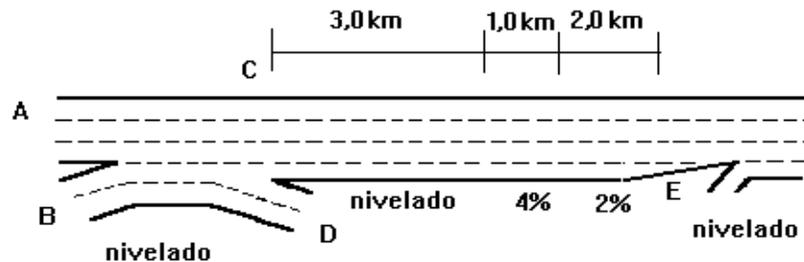
A forma mais efetiva de melhorar a operação da ligação de acesso seria, portanto, adicionar uma faixa de entrada livre, conforme o esquema abaixo:



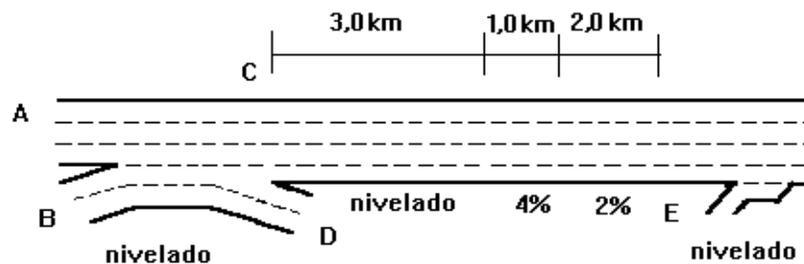
Como pode ser visto, o procedimento de análise demonstra a preocupação em evitar uma piora da operação gerado pela ligação expressa em termos de nível de serviço.

Na verdade, o efeito da turbulência nos trechos com seções de entrelaçamento e ligações expressas sobre a capacidade são mais complexas e poderiam ser ponderadas com base em julgamento técnico específico. Em áreas de influência de seções de entrelaçamento e ligações expressas, as condições de operação são também bastante mais instáveis, o que pode provocar a ocorrência de gargalos de capacidade mesmo em níveis de utilização menores. Por fim, a segurança de tráfego também é um problema importante nos trechos com seções de entrelaçamento, ramais expressos e mesmo supressão de faixas.

Por estes motivos, uma configuração que diminui as alterações de seção e facilita e reduz os movimentos de mudança de faixa é favorável na maior parte dos casos. Um exemplo é permitir a entrada da faixa adicional desde a seção de entrelaçamento (usando uma configuração tipo B, que privilegia o movimento de B a C, sem tornar o movimento de A a D mais difícil) até o acive ou até o ramal de acesso.



A extensão da faixa adicional até o trecho com o ramal de acesso pode não ser vantajosa, especialmente na ausência de uma faixa de aceleração, em função da turbulência gerada pelos fluxos que entram na via. Este é um caso em que o projeto aparentemente mais generoso é prejudicial, tanto pior quanto menor a velocidade e intervisibilidade para os veículos vindos do ramal de acesso. A existência de uma faixa de aceleração poderia minorar esta interferência mas exigiria a ampliação da seção ou a eliminação do acostamento no trecho correspondente. Nenhuma das intervenções provavelmente seria aproveitada, ponderando o efeito de gargalo do acive anterior.



Estes comentários chamam mais uma vez a atenção para a importância do balanceamento entre demanda e capacidade em sistemas que operam com nível elevado de solicitação.

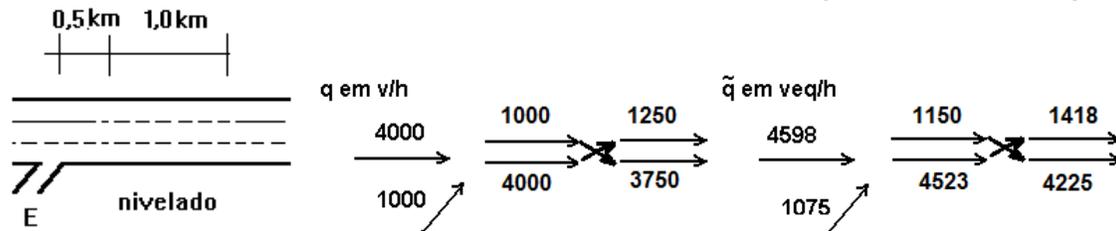
A introdução da faixa de uso especial decorre de objetivos mais amplos que os da harmonização da operação do tráfego na via. Por exemplo, a faixa de uso especial pode limitar o acesso a veículos de transporte público ou de alta ocupação (mais de 2 ou 3 passageiros especificamente no caso de autos), pode destinar as faixas ao uso do transporte de carga (se este for o fluxo prioritário no trecho), ou pode ter o acesso condicionado ao pagamento de pedágio (com valor fixo ou definido em tempo real), além de servir a veículos de emergência em todos os casos.

Em diversos países, as faixas de uso especial têm sido propostas e implantadas com bons resultados. O planejamento da sua utilização e a previsão da demanda captada pelas faixas de uso especial depende de estudos de maior amplitude. A análise a seguir avalia somente o impacto da sua adoção sobre o tráfego da via, e discute as formas de minorar efeitos negativos, para o cenário de captura de 25% da demanda, com o procedimento correspondente ao adendo de 2015, incorporado ao HCM/2010.

Naturalmente deve-se esperar que a operação seja melhor nas faixas de uso especial e pior nas faixas de uso geral. A questão é avaliar em que condições esta nova situação deve ocorrer e evitar que efeitos negativos levem a uma operação inadequada em um ou outro tipo de faixa, no trecho considerado.

A faixa de uso especial deve ser implantada no trecho após o ramal E, admitindo-se inicialmente a sua operação com a opção mais simples e econômica: uma única faixa, com divisão em nível por linhas contínuas de proibição de transposição, intercaladas com trechos demarcados por linhas seccionadas em que as entradas e saídas de veículos são permitidas.

Com base nos dados anteriores, admite-se inicialmente a condição mostrada a seguir:



Na seção correspondente à entrada do ramal E, na situação atual sem faixa de aceleração, teria de ser considerada a turbulência adicional gerada pelo entrelaçamento cruzado gerado pelos veículos do ramal E que buscam a faixa especial, e o eventual efeito de fricção (se as faixas de uso geral congestionam).

A primeira questão seria referente à classificação da seção proposta. Na regulamentação brasileira não há a distinção de obrigatoriedade das linhas contínuas simples (não compulsória na recomendação do U.S.MUTCD) ou duplas (compulsórias) mas há um grau considerável de desrespeito à sinalização quando a fiscalização policial ou eletrônica não está presente. Portanto, o segmento poderia ser considerado um trecho com divisão em nível (no aspecto legal, com acesso intermitente) ou um trecho com acesso contínuo (em termos operacionais, se o grau de desrespeito for alto). Segue-se inicialmente a primeira opção: divisão em nível com 1 faixa.

A segunda questão seria referente à previsão das velocidades de fluxo livre (não foram fornecidos dados de campo sobre a situação inicial e deve-se avaliar uma situação proposta). A discussão no HCM2010 é pouco detalhada mas sugere que o procedimento normal deve ser aplicado a cada grupo de faixas, separadamente. Não há recomendação sobre o efeito das faixas laterais do grupo adjacente (que será então ignorado). Nas faixas de uso geral (as 2 faixas à direita, ignorando obstruções à esquerda) e especial (faixa à esquerda, ignorando acessos e obstruções à direita), a previsão inicial (dados do trecho nivelado) seria algo próximo da seguinte avaliação:

$$\text{- uso geral: } \tilde{V}_{FL} = 75,4 - 1,8 = 73,6 \text{mi/h} = 117,8 \text{km/h}$$

$$\text{- uso especial: } \tilde{V}_{FL} = 75,4 \text{mi/h} = 120,6 \text{km/h}$$

(na ausência de efeitos de limites de velocidade). Se forem incorporadas hipóteses conservativas sobre a influência da obstrução lateral à esquerda e da restrição no número de faixas (com base nos critérios do HCM/1997,2000), tem-se então:

$$\text{- uso geral: } \tilde{V}_{FL} = 75,4 - 1,8 - 4,5 = 69,1 \text{mi/h} = 110,6 \text{km/h}$$

$$\text{- uso especial: } \tilde{V}_{FL} = 75,4 - 1,6 - 4,5 = 69,3 \text{mi/h} = 111,5 \text{km/h}$$

(sem efeito de obstrução lateral do grupo de faixas adjacente, com efeito para 1 faixa igual a 2 faixas ou extrapolando nas Tabelas do HCM1997,2000 para 1 faixa). Ainda poderia ser considerado um efeito de obstrução lateral pela presença do grupo de faixas adjacente ou de eventuais elementos de sinalização (delineadores ou balizadores aplicados) para aumentar a eficácia da proibição de transposição das linhas contínuas nos trechos onde há proibição de acesso/egresso nas faixas especiais. Note-se também que, pelo menos longe dos trechos iniciais de faixas especiais sem acesso contínuo, pode-se adotar um fator de densidade de ramais específico para as faixas especiais (com seus pontos de acesso e egresso) e de uso geral (somando os novos acessos e egressos das faixas especiais).

Ponderando os aspectos, será adotado $\tilde{V}_{FL} = 70 \text{mi/h} = 112 \text{km/h}$ em ambas (ignorando efeitos de limites de velocidade, eventualmente reduzidos).

Agora deve-se considerar os efeitos locais da presença das faixas de uso especial:

- o efeito de entrelaçamento cruzado na seção com o ramal de entrada E;
- o efeito de fricção na faixa de uso geral do congestionamento das faixas de uso geral.

Deve-se também avaliar os segmentos com a separação da faixa especial e com o entrelaçamento no trecho com acesso/egresso à faixa especial (linha seccionada).

A análise da separação de faixas corresponde basicamente em avaliar os segmentos básicos correspondentes às vias (faixas) receptoras. Admitindo que a separação ocorre em um trecho logo antes do ramal de entrada E, a densidade nas faixas de chegada pode ser estimada com os procedimentos usuais para segmentos básicos ou

$$\text{como } \tilde{K}_f = 0,0106 \cdot \frac{\tilde{q}_F}{N} \text{ (veq/km/ fx)}, \text{ tendo-se então } \tilde{K}_f = 0,0106 \cdot \frac{5673}{3} = 20,04 \text{veq/km/ fx}$$

(nível de serviço D). A capacidade após a separação nas faixas de uso geral e de uso especial como segmento básico é avaliada em:

$$\text{- uso geral: } \tilde{c}_f = 2400 \text{veq/h/ fx} \Rightarrow \tilde{C} = 2 \cdot 2400 = 4800 \text{veq/h}$$

- uso especial: $\tilde{c}_f = 1650 \text{veq/h/fx} \Rightarrow \tilde{C} = 1650 \text{veq/h}$
 (usando a Tabela 38-14 para divisão em nível 1 faixa; seria $\tilde{c}_f = 1750 \text{veq/h/fx} \Rightarrow \tilde{C} = 1750 \text{veq/h}$ na Tabela 38-12 para acesso contínuo).

Mantendo os fatores equivalentes para terreno nivelado, tem-se:

- uso geral: $f_{vp} = 0,930 \text{veq/v} \Rightarrow C = 0,930.4800 = 4464,0 \text{v/h}$

- uso especial: $f_{vp} = 0,930 \text{veq/v} \Rightarrow C = 0,930.1650 = 1534,5 \text{v/h}$

(admitida a mesma composição de tráfego em ambas; caso contrário, com o fator equivalente para terreno nivelado $e_{vp} = 1,5 \text{veq/vp}$, deveria ser obtido cada fator de composição de tráfego $f_{vp} =$, com a composição específica de cada grupo de faixas). Esta é a avaliação da capacidade básica em um segmento básico normal.

Na situação atual (sem o crescimento de demanda, com 3 faixas e sem faixa de aceleração), a análise do segmento com o ramal de entrada E obteve nível de serviço D na seção posterior ao ramal E (não há avaliação específica de redução da capacidade pelo efeito de turbulência gerada pelo fluxo de entrada no ramal E). Com a separação da faixa de uso especial, agora $q=3448 \text{veq/h}$ em 2 faixas de uso geral na via principal, antes da entrada do ramal E, tendo-se então trivialmente $\tilde{q}_{l2} = 3448 \text{veq/h}$, $\tilde{q}_R = 1075 \text{veq/h}$, $\tilde{K}_{fl2} = 3,402 + 0,00456.1075 + 0,0048.3448 - 0,01278.L_A = 24,85 \text{veq/km/fx}$

(22veq/kmfx para nível de serviço D), $M_s = 0,321 + 0,0039.e^{\left(\frac{4523}{1000}\right)} - 0,004.\left(\frac{L_A.\tilde{V}_{FR}}{1000}\right) = 0,68$,

$\tilde{V}_F = \tilde{V}_R = \tilde{V}_{FF} - (\tilde{V}_{FF} - 67).M_s = 112 - (112 - 67).0,68 = 81,4 \text{km/h}$ (mínimo 102km/h para 22veq/km/fx) e $\tilde{K} = \frac{4523}{81,4} = 55,57 \text{veq/km} = 27,78 \text{veq/km/fx}$ (nível de serviço E). Pelo

menos a provisão de uma faixa de aceleração com mais de 225m seria recomendada (melhor a adição de uma faixa de entrada na via receptora com o ramal E).

Mas a análise com a introdução da faixa especial à esquerda, atraindo a demanda de 250v/h (ou 268veq/h do ramal E), pelo efeito de entrelaçamento cruzado, reduziria a capacidade no segmento após o ramal de entrada E de

$$CRF = \frac{-8,957 + 2,52.\ln[268] - 0,004767.500 + 0,2967.2}{100} = 0,0334$$

tendo-se $\tilde{C} = (1 - 0,0334).4800 = 4639,6 \text{veq/h}$ e $C = (1 - 0,0334).4464,0 = 4314,8 \text{v/h}$ (ainda suficiente para escoar o fluxo atual). Não há recomendação para alocar esta mudança nas condições de fluxo em alterações de velocidade e/ou densidade, não sendo então possível detalhar o efeito em termos de variáveis de qualidade ou nível de serviço.

Além disso, se a densidade nas faixas de uso geral superar o limite de 22veq/km/fx (o limite do nível de serviço E no segmento com o ramal de entrada), haverá o efeito de fricção na faixa de uso especial. A redução de velocidade na faixa de uso especial é o efeito decorrente da fricção. Para $\tilde{q}_f = 1150 \text{veq/h/fx}$, no segmento com o ramal de entrada E, a velocidade prevista sem ou com o efeito de fricção é

$$\tilde{V} = 112 - 3,2 - 0,001232.(1150 - 600)^{1,4} = 100,3 \text{km/h ou}$$

$$\tilde{V} = 112 - 3,2 - 0,001232.(1150 - 600)^{1,4} - 0,00002336.(1150 - 600)^2 = 93,3 \text{km/h}$$

(a segunda previsão seria, em princípio, adotada). Não há efeito previsto de redução de capacidade (o valor adotado é conservativo).

Para avaliar a operação do entrelaçamento no segmento de acesso/egresso à faixa de uso especial, com extensão de 1000m ($L_B = L_S = 1000m$), admitindo que há apenas o fluxo de entrada (250v/h ou 268veq/h, visto que não há informação sobre saídas adiante, que teriam de ser somadas ao fluxo entrelaçante se estivessem presentes), tem-se $\tilde{q}_w = 268veq/h, \tilde{q}_T = 5673veq/h, \tilde{q}_{nw} = 5673 - 268 = 5405veq/h$ obtendo-se

$$VR = \frac{268}{5673} = 4,72\% \quad \text{e} \quad \frac{\tilde{q}_T}{N} = \frac{5673}{3} = 1891veq/h/fx \quad \text{no entrelaçamento, com uma}$$

configuração que corresponde a $LC_{FR} = 1, LC_{RF} = 1, N_{WL} = 2$. Adotando novamente

$\tilde{V}_{FL} = 70mi/h = 112km/h$ (nas 3 faixas da seção do segmento com entrelaçamento),

tem-se $\tilde{c}_{IWL} = 2400veq/h/fx,$ $\tilde{\Delta}_{IWL} = 0$ (porque

$L = 1000m > L_{MAX} = 1746.(1 + 0,0472)^{1,6} - 477.2 = 926m$) e $\tilde{C}_K = 3.2400 = 7200veq/h$, que é

a previsão de capacidade (porque $\tilde{C}_{WL} = 2400veq/h$ para $N_{WL} = 2$ indica que

$\tilde{C}_w = \frac{2400}{0,0472} = 50847veq/h$ não é limitante nas condições admitidas). No caso, tem-se

$LC_{min} = 0.1 + 268.1 = 268mf/h$ e, admitindo novamente $DIK = 0$ (entrelaçamento isolado), com $LC_{ow} = 0,39.(3,28.1000 - 300)^{0,5}.3^2.(1 + 1,6.0)^{0,8} = 191,6mf/h$ e

$LC_{onw} = LC_{nw1} = 0,206.5405 + 1,78.1000 - 192,6.3 = 2315,6mf/h$, obtém-se

$LC_T = 268 + 191,6 + 2315,6 = 2775,2mf/h$ (na quase totalidade opcionais),

$$I_{LC} = \frac{2775,2}{1000} = 2,78, \quad I_w = 0,226.\left(\frac{2,78}{3,28}\right)^{0,789} = 0,1981 \quad \text{e} \quad \tilde{V}_w = 24 + \frac{112 - 24}{1 + 0,1981} = 97,5km/h \quad \text{para}$$

o fluxo entrelaçante. Para o fluxo não entrelaçante, obtém-se

$\tilde{V}_{nw} = 112 - 0,0115.268 - 0,0077.1891 = 94,4km/h$ (menor que \tilde{V}_w e potencialmente inconsistente mas também indicando boa velocidade de operação). Considerando

ambos, tem-se $\tilde{K} = \frac{268}{97,5} + \frac{5405}{94,4} = 60,0veq/km$ e $\tilde{V} = \frac{5673}{60,0} = 94,5km/h$ (mas o nível de

serviço também passa a D porque $\tilde{K}_f = \frac{60,0}{3} = 20,0veq/km/fx$ no entrelaçamento).

Por fim, para $\tilde{q}_f = 1418veq/h/fx$ após o segmento de acesso/egresso, a velocidade prevista sem ou com o efeito de fricção é

$$\tilde{V} = 112 - 3,2 - 0,001232.(1418 - 600)^{1,4} = 94,1km/h \quad \text{ou}$$

$$\tilde{V} = 112 - 3,2 - 0,001232.(1418 - 600)^{1,4} - 0,00002336.(1418 - 600)^2 = 78,4km/h$$

(agora a primeira previsão seria, em princípio, adotada). Novamente não há efeito previsto de redução de capacidade (o valor adotado é conservativo).

Em resumo, as conclusões são similares às obtidas sem a implantação da faixa de uso especial mas a condição de operação tem uma piora prevista. O ponto mais delicado é novamente a necessidade da faixa adicional junto ao ramal de entrada E.