

EXERCÍCIO: BALANCEAMENTO ESTRUTURAL I

Rodovia de acesso à São Poli: 3 faixas com 3,30m
acostamento com 2,40m e canteiro com 1,80m,
terreno nivelado e velocidade de projeto 100km/h.

Examinar a situação seguinte: volume de projeto 2000 v/h (15% de pesados)
(adotar FPH=0,80 e usuários habituais)
trecho com ocupação média (suburbana)

Trechos problemáticos:

- trecho sinuoso em que há dispositivos de contenção (defensas), no canteiro central a 0,60m da faixa de rolamento e após o acostamento a 2,40m
- transposição da rodovia por viadutos da rede viária urbana, restrição pontual com vão útil de 11,40m entre pilares (face a face)
- trecho em aclive com inclinação de 3% e extensão de 1,6km, seção normal (velocidade média final medida dos veículos pesados de 56km/h);
- trecho em aclive adicional com inclinação de 2% e extensão de 0,8km (velocidade média final medida dos veículos pesados de 48km/h);
- trecho final em declive com inclinação de 2% e extensão de 2,4km (velocidade média final medida dos veículos pesados de 80km/h).

Pede-se determinar:

- o nível de serviço em um trecho normal da via, nos gargalos e nos aclives ... e o impacto de obras na via que interditem a faixa direita junto ao viaduto;
- as alterações na seção transversal que poderiam compensar o efeito das obstruções laterais e do aclive para harmonizar a operação da via.

SOLUÇÃO:

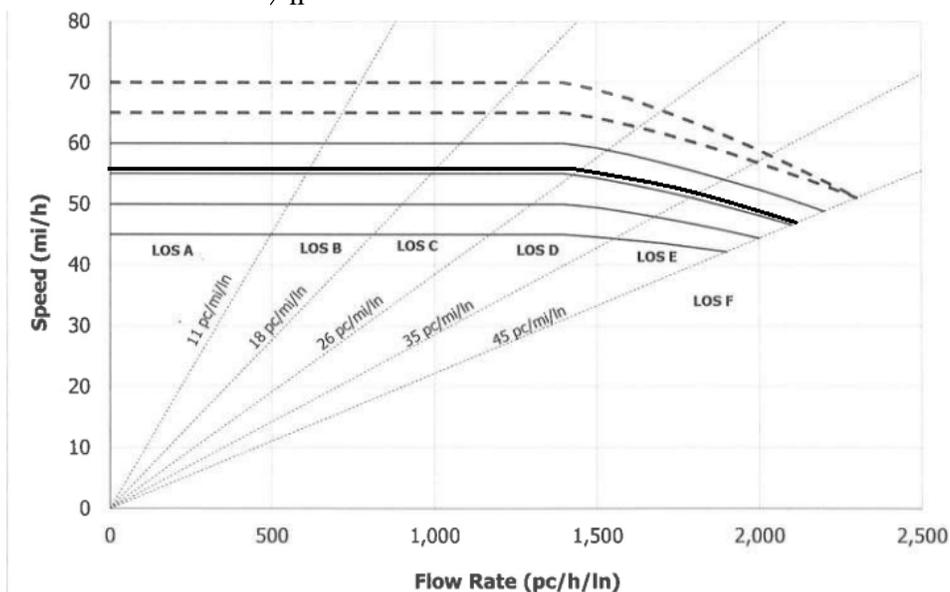
Não há medida da velocidade de fluxo livre na via. Usar estimativa do HCM/2016.

Nos trechos normais há apenas efeito da largura reduzida das faixas e da presença dos veículos pesados, em um ambiente com ocupação suburbana:

- largura de faixa de 3,30m (11ft): $F_L = 1,9 \text{ mi/h} = 3,0 \text{ km/h}$ (Tab12-20);
- inexistência de obstruções laterais: há canteiro central de 1,80m, acostamento tem 2,40m;
- densidade de ocupação: 20/milha (suburbano), $F_A = 5,0 \text{ mi/h} = 8,0 \text{ km/h}$ (Tab12-24).
- valor básico inicial: função da velocidade de projeto para estimativa da velocidade de fluxo livre em rodovias (HCM/2000 sugeria um valor básico inicial de 60mi/h ou 96km/h na versão original e de 100km/h ou 62,5mi/h na versão métrica); adota-se 100km/h ($V_{projeto}$);
- $\tilde{V}_{FL} = 62,5 - 1,9 - 5,0 = 55,6 \text{ mi/h}$ (ou $\tilde{V}_{FL} = 100 - 3,0 - 8,0 = 89,0 \text{ km/h}$).

HCM/2016 recomenda interpolar entre as curvas de operação fornecidas (Fig12-8 ou 12-17, no caso de rodovias comuns). Na curva interpolada mostrada abaixo, a capacidade, por faixa, é estimada por $\tilde{c}_f = 1900 + 20 \cdot (55,6 - 45) = 1900 + 12,5 \cdot (89,0 - 72) = 2112 \frac{V_{eq}}{h \cdot f_x}$ e a

capacidade total é $\tilde{C} = 6336 \frac{V_{eq}}{h}$ (HCM2010: recomendação ruim de não interpolar).



No terreno nivelado: fator equivalente para veículos pesados $e_{vp}=2,0 v_{eq}/v_p$ (Tab12-25, fator equivalente de capacidade/fluxo; no HCM1997 era $e_{vp}=1,5 v_{eq}/v_p$, equivalente de fluxo; no HCM2000,2010 era $e_{vp}=1,5 v_{eq}/v_p$ mas equivalente de densidade, ambos com arredondamento em 0,5; anteriormente era $e_{vp}=1,7 v_{eq}/v_p$, equivalente de fluxo, nos trechos específicos passava a $e_{vp}=2 v_{eq}/v_p$ com arredondamento em inteiro).

Fator de composição de tráfego pode ser estimado como:

$$p_{VP} = 0,15, e_{VP} = 2,0 \Rightarrow f_{VP} = \frac{1}{1 + 0,15 \cdot (2,0 - 1)} = 0,87 \frac{v}{v_{eq}}$$

Então, capacidade nos trechos normais é: $C = f_{VP} \cdot \tilde{C} = 0,87 \cdot 6336 = 5509,6 v/h$.

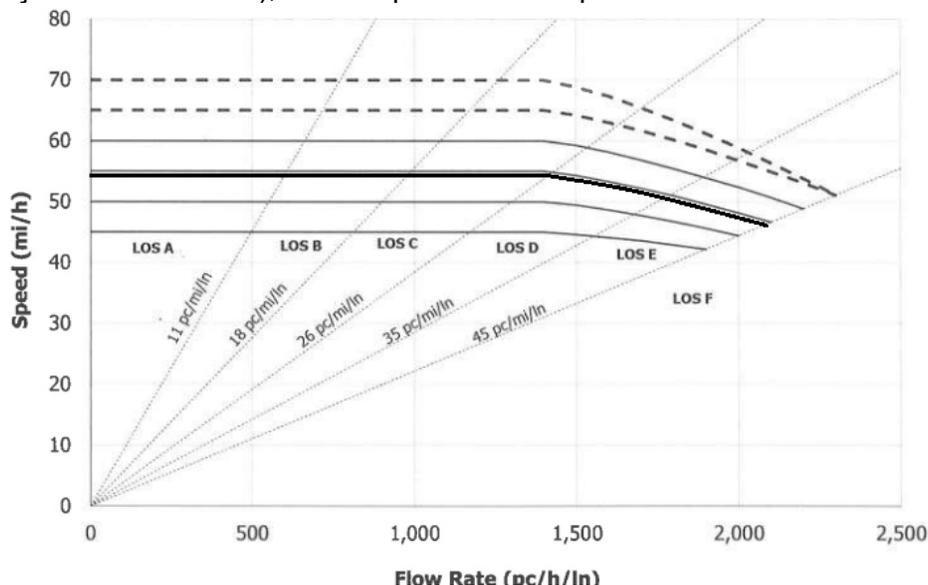
Demanda, considerando o fluxo do período de 15 minutos mais carregado (FHP=0,80):

$$q = \frac{2000}{0,80} = 2500 \text{ v/h} \quad \text{e} \quad \tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,87} = 958,3 \text{ veq/h.fx} \quad \text{com} \quad \tilde{V} = 55,6 \text{ mi/h} = 89,0 \text{ km/h}, \text{ nível de serviço B (da Fig12-17, próximo ao limite do nível de serviço de } \sim 1000 \text{ veq/h.fx}).$$

Seção com dispositivos de contenção: somente as defensas no canteiro central têm efeito de obstrução lateral (as defensas à direita estão a mais de 1,80m) e a distância total às obstruções laterais é $d_T = 0,6 + 1,80 = 2,40 \text{ m (8ft)} \Rightarrow F_O = 0,9 \text{ mi/h} = 1,4 \text{ km/h}$ (na Tab12-22), que corresponde a uma redução adicional da velocidade de fluxo livre a $\tilde{V}_{FL} = 55,6 - 0,9 = 54,7 \text{ mi/h}$ (ou $\tilde{V}_{FL} = 89,0 - 1,4 = 87,6 \text{ km/h}$). O efeito da sinuosidade não é considerado pelo HCM/2016 ou anteriores (entre outros efeitos eventualmente relevantes, como qualidade do pavimento, interferências laterais ou fiscalização de velocidade).

Seção com o viaduto: obstruções laterais, de ambos os lados, com distância das faixas de rolamento de $d_L = \frac{11,40 - 2 \cdot 3,30}{2} = 0,75 \text{ m} \therefore d_T = 1,5 \text{ m (5ft)} \Rightarrow F_O \cong 1,5 \text{ mi/h} = 2,4 \text{ km/h}$ (novamente na Tab12-22), que corresponde a uma redução adicional da velocidade de fluxo livre para $\tilde{V}_{FL} = 55,6 - 1,5 = 54,1 \text{ mi/h}$ (ou $\tilde{V}_{FL} = 89,0 - 2,4 = 86,6 \text{ km/h}$).

Naturalmente o efeito previsto é reduzido mas com interpolação a previsão da capacidade é: no primeiro caso $\tilde{c}_f = 2094,0 \text{ v}_{eq}/\text{h.fx}$ e $\tilde{C} = 6282,0 \text{ v}_{eq}/\text{h}$ ou $C = 5462,6 \text{ v/h}$ (redução de cerca de 1,0% apenas) e no segundo caso no primeiro caso $\tilde{c}_f = 2082,5 \text{ v}_{eq}/\text{h.fx}$ e $\tilde{C} = 6247,5 \text{ v}_{eq}/\text{h}$ ou $C = 5432,6 \text{ v/h}$ (redução de cerca de 1,5% apenas). Sem interpolar (na recomendação do HCM/2010), o efeito previsto na capacidade seria nulo.



Velocidade menor implica em maior densidade e manter nível de serviço B exige um volume menor que cerca de $950 \frac{v_{eq}}{h.fx}$, próximo ao limite na situação atual.

Note também que seria melhor adotar uma seção com 3 faixas de 3,60m junto aos viadutos pois $d_L = \frac{11,40 - 3 \cdot 3,60}{2} = 0,3m \therefore d_T = 0,60(2ft) \Rightarrow F_O = 2,8mi/h$ (<1,9+1,5mi/h devido ao efeito conjunto de largura restritiva e obstrução lateral na situação existente). Esta seria uma pequena compensação pelo efeito da obstrução lateral.

Em todos os casos, ainda com $\tilde{q}_f = 958,3 \frac{v_{eq}}{h.fx}$, $\tilde{V} = \tilde{V}_{FL}$ seria menor pelas restrições físicas de cada trecho. A forma analítica da curva de operação confirma estes resultados (para vias comuns $\hat{q}_{BP} = 1400 \frac{v_{eq}}{h.fx}$ e $a = 1,31$, portanto $\tilde{q}_f < \hat{q}_{BP}$ e seria obtido $\tilde{V} = \tilde{V}_{FL}$ em todos os casos anteriores). Somente além do fluxo do ponto de inflexão \hat{q}_{BP} a velocidade começaria a diminuir (o que não ocorre nos casos até aqui analisados).

O efeito de obras viárias que obstruíssem a faixa direita junto ao viaduto é difícil de avaliar de forma detalhada, com as recomendações atuais. O HCM/2016 tem informações específicas apenas sobre o efeito de obras na pista em vias expressas (a aplicação em outro contexto teria de ser feita com cautela). Nota-se que, além de ajustar o número de faixas disponíveis de NT=3 para NO=2, a influência do índice de severidade da redução de faixas é o efeito mais importante (menos cerca de $154/2093.LCSI$ ou $0,055.LCSI$, do efeito da redução das faixas disponíveis, de 33%, aplicado por faixa; isto é, $OR=NO/NT$ e $LCSI=1/(OR.NO)$, corresponde a $OR=2/3=0,67$ e $LCSI=1/(0,67.2)=0,7463$ por faixa), reduzindo o fluxo de dissipação de filas (e potencialmente a capacidade). Uma hipótese de avaliação pode ser usar um valor base corrigido pelas capacidades ideais para vias expressas ($\tilde{c}_f = 2400 \frac{v_{eq}}{h.fx}$) contra a capacidade ideal ($\tilde{c}_f = 2300 \frac{v_{eq}}{h.fx}$, uma redução de 4,2%) ou real ($\tilde{c}_f = 2082,5 \frac{v_{eq}}{h.fx}$, uma redução de 13,2%) para rodovias. Adotando $\tilde{q}_{fDwz} = 0,958.2093 - 154.LCSI = 1890,2 \frac{v_{eq}}{h.fx}$ ou $\tilde{q}_{fDwz} = 0,868.2093 - 154.LCSI = 1701,8 \frac{v_{eq}}{h.fx}$ (e algum outro fator que se queira considerar), tem-se $\tilde{c}_{fwz} = \frac{\tilde{q}_{fDwz}}{1-0,134} = 2182,6 \frac{v_{eq}}{h.fx}$ (maior que a capacidade normal de $\tilde{c}_f = 2082,5 \frac{v_{eq}}{h.fx}$) e $\tilde{C}_{wz} = 2.2182,6 = 4365,3 \frac{v_{eq}}{h}$ ou $\tilde{c}_{fwz} = \frac{\tilde{q}_{fDwz}}{1-0,134} = 1965,1 \frac{v_{eq}}{h.fx}$ (valor mais consistente) e $\tilde{C}_{wz} = 2.1965,1 = 3930,2 \frac{v_{eq}}{h}$, para o efeito com interdição da faixa direita para obras na pista, junto ao viaduto. É possível ver que o efeito de redução no número de faixas é claramente dominante mas o resultado depende bastante da hipótese de avaliação, que deve ser verificada em campo (outros detalhes de configuração, como o tipo de barreira, também são relevantes).

As principais questões discutíveis aparecem, no entanto, com mais clareza adiante e são relacionadas com a presença dos veículos pesados em rampas específicas. O HCM2016 tem critérios revisados para o procedimento tradicional (incluindo veículos articulados) e um novo procedimento usando um modelo de fluxo misto (comentado ao final).

No procedimento tradicional, pode-se usar a composição do tráfego de veículos pesados (em unitários e articulados). Na verdade, os dados do HCM/2016 são baseados na relação peso/potência de 100lbf/hp e 150lbf/hp que corresponde mais à situação de carga do que ao tipo de veículo pesado (o HCM/2010 usava a relação peso/potência 125a150lbf/HP, a mesma obtida em vias expressas; o HCM/1997,2000 usavam 167lbf/HP para rodovias; apenas as versões anteriores tinham curvas e equivalentes variando com a relação peso/potência; 1kgf/kW=1,67lbf/hp). Pode-se usar, como recomendação preliminar, o fator da situação mais próxima (30%, 50%, 70%) em função da presença de veículos articulados ou carregados, em rampas simples. Para rampas compostas, mesmo no procedimento tradicional, as curvas de marcha dos veículos pesados foram transformadas em taxa de tempo de viagem ($\tau=1/V$), ao invés de velocidade, final na rampa e é recomendado usar o novo procedimento (no procedimento usando o modelo de fluxo misto são usadas curvas em taxa de tempo de viagem média). Mas antes será feita a análise tradicional (com curva nocional do HCM/2010), para a seção normal ($\tilde{V}_{FL} = 89,0\text{km/h}$ e $\tilde{C} = 6336 \frac{V_{eq}}{h}$).

Para o primeiro trecho em aclive ($i=3\%$ e $L=1,6\text{km}=1\text{mi}$) vale o critério de rampa simples:
 - o fator equivalente para os veículos pesados tem de ser interpolado na Tab12-27a29 com $p_{VP} = 15\%$ (o que é difícil ...); adotar $TT=30\%$ (pequena presença de articulados); para aclive de 2,5% seria 2,50 para $L=1,4\text{km}$ e 2,54 para $L=2,0\text{km}$ ou $\sim 2,52$; para 3,5% seria 2,76 para $L=1,4\text{km}$ e 2,82 para $L=2,0\text{km}$ ou $\sim 2,79$), obtendo-se (interpolando para $i=3\%$) $e_{VP} = 2,66 \Rightarrow f_{VP} = 0,80 \frac{V_{eq}}{V}$, reduzindo a avaliação feita para o trecho normal para $C = 6336 \cdot 0,80 = 5068,8 \text{v/h}$ (concluindo que o primeiro aclive reduz significativamente a capacidade e leva o nível de serviço para C porque agora $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3 \cdot 0,80} = 1040,8 \frac{veq}{h \cdot fx}$).

Esta conclusão é diferente da obtida com o HCM/2000 ou o HCM/2010 (que o primeiro trecho em aclive não afeta significativamente os veículos pesados e mantém o fator equivalente em nível, a capacidade e o nível de serviço) e mais próxima à obtida com as versões anteriores. Com o HCM/85 ou o HCM/97 ter-se-ia $e_{VP} = 4 \therefore f_{VP} = 0,69$, $C = 4329,3 \frac{v}{h}$

e, então, $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3 \cdot 0,69} = 1208 \frac{veq}{h \cdot fx}$ (que indicaria uma piora do nível de serviço para C).

Com o HCM/2010, ter-se-ia $e_{VP} = 1,5 \therefore f_{VP} = 0,93 \frac{v}{V_{eq}}$, $C = 5892,5 \text{v/h}$ e

$\tilde{q}_f = \frac{2500}{3 \cdot 0,93} = 896 \frac{veq}{h \cdot fx}$ (ainda com a manutenção do nível de serviço B). A

recomendação anterior era utilizar os fatores equivalentes do HCM/97, por considerar os resultados do HCM/2000,2010 inadequados. Os fatores equivalentes do HCM/2010 eram recomendados para converter densidade apenas, tendo-se $\tilde{K} = \tilde{q} / \tilde{V}$, $K = g_{vp} \cdot \tilde{K}$ e então

$h_{vp} = f_{vp} / g_{vp}$, $V = h_{vp} \cdot \tilde{V}$ para converter velocidade (implicitamente adotando $f_{vp} = g_{vp} \cdot h_{vp}$).

Trechos seguintes: o fator equivalente para os veículos pesados **não** pode ser obtido diretamente da Tab12-27a29 pois a operação é influenciada pelo trecho anterior.

Segundo o HCM/2016, a análise de rampas em sequência, assim como rampas simples com aclive elevado ou grande proporção de veículos pesados, deve ser feita com o modelo de fluxo misto. No entanto, o modelo de fluxo misto proposto foi calibrado apenas para vias expressas e seu uso em rodovias comuns de múltiplas faixas tem de ser cautelosa.

Obter a rampa simples equivalente a partir das curvas de marcha dos veículos pesados, acumulando os efeitos sobre a velocidade final dos veículos pesados nos trechos sucessivos, ainda parece ser o melhor procedimento (o HCM/2010 permite usar a rampa física média $i=\Delta h/L$ do trecho todo, para trechos com extensão total $L < 1,2\text{km}$ se todos os segmentos tem $i < 4\%$). O HCM/2010 fornece apenas curvas de marcha dos veículos pesados para relação peso/potência de 200lb/HP, que será usada porque o procedimento tradicional não usa a previsão de velocidade (usa somente a rampa equivalente).

Segundo trecho: aclive ($i=2\%$ e mais $L=0,8\text{km}=1/2\text{mi}$)

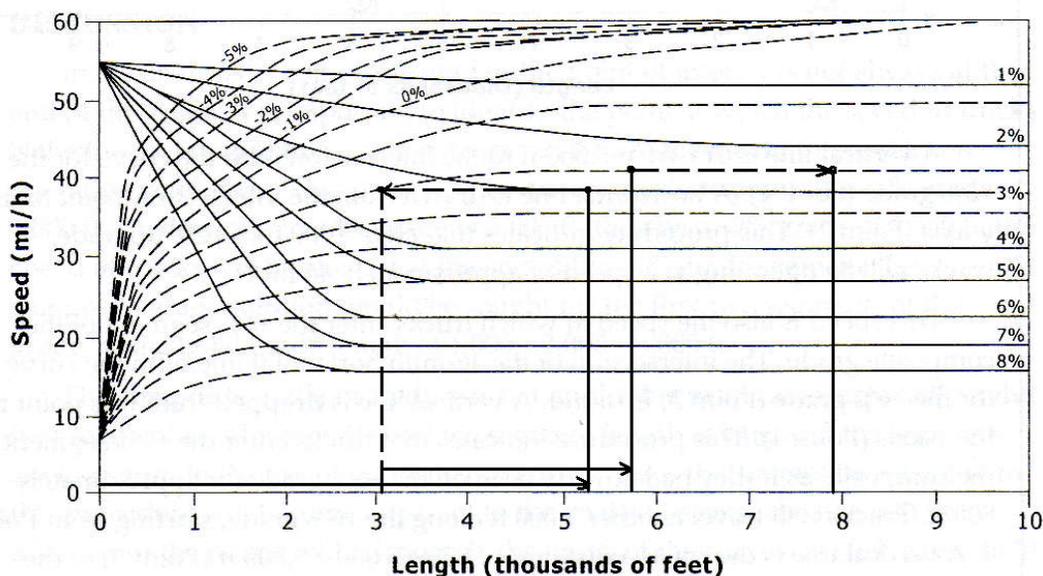
- velocidade no final do primeiro aclive ($L=1,6\text{km}=1\text{mi}=5280\text{ft}$, para $i=3\%$) é 39mi/h;
- posição na entrada do segundo trecho em aclive (para $i=2\%$) corresponde a 3050ft;
- velocidade no final do segundo aclive (mais 0,8km a 5690ft na curva $i=2\%$) é 40mi/h;
- rampa simples equivalente ($L=1,6+0,8\text{km}=7920\text{ft}$ e velocidade 40mi/h) é $i=2,6\%$;

Com os fatores equivalentes revisados do HCM/2016 (Tab12-27a29):

- $e_{vp} \cong 2,6$ (TT:SU=30:70), com $L=1+1/2\text{mi}=2,4\text{km}$ e $i=2,6\%$ (interpolado entre 2,5% e 3,5%), e obtém-se $f_{vp} = 0,81$ ($e_{vp} \cong 2$ e $f_{vp} = 0,87$ pelo HCM/2010).

- no final do segundo aclive, a capacidade é $C = 0,81.6336 = 5132,2\text{v/h}$, (pelo HCM/2010, $C = 0,87.6277,5 = 5461,5\text{v/h}$). Também, tem-se $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,81} = 1033,3 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}$, ainda no nível de

serviço C (pelo HCM/2010 $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,87} = 958,3 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}$, ainda no limite do nível de serviço B).



A utilização dos valores para rampa simples no declive é também inadequada (em função da presença dos trechos anteriores). Portanto, embora não trate os declives de forma adequada, o mesmo procedimento seria a alternativa naturalmente recomendada.

Terceiro trecho: declive ($i=2\%$ e mais $L=2,4\text{km}=1\ 1/2\text{mi}$)

- velocidade no final do segundo aclave de 40mi/h é utilizada;
- posição na entrada do terceiro trecho em declive ($i=2\%$) corresponde a 950ft;
- velocidade no final do declive (mais 2,4km a 8870ft para $i=2\%$) é de 60mph;
- rampa simples equivalente ($L=2,4+2,4\text{km}=3\text{mi}=15840\text{ft}$) e velocidade 60mph é $i=0\%$ em rampas ascendentes (o limite, dado que a condição só ocorre em rampas descendentes);

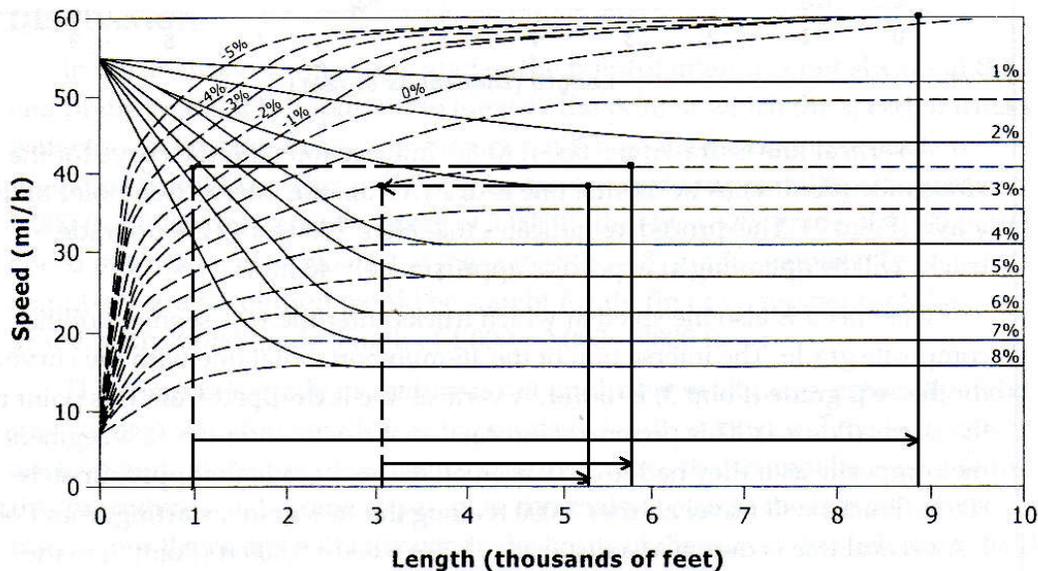
Com os fatores equivalentes revisados do HCM/2016 (Tab12-27a29):

- $e_{vp} = 2,04$ extrapolando o valor de $L=1,5\text{mi}=2,4\text{km}$ para $L=3\text{mi}=4,8\text{km}$ com $i=0\%$; então obtém-se $f_{vp} = 0,865$ (o HCM/2010 mantém $e_{vp} = 1,5$ e $f_{vp} = 0,93$).

- no final do terceiro trecho, a capacidade é $C = 0,865.6336 = 5480,6\text{v/h}$, com

$$\tilde{q}_f = \frac{2500}{3.0,865} = 963,4 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}, \text{ no nível de serviço B (o HCM/2010 repete a avaliação para o}$$

trecho normal $C = 5892,5\text{v/h}$ e $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3.0,93} = 896,1 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}$, com nível de serviço B).



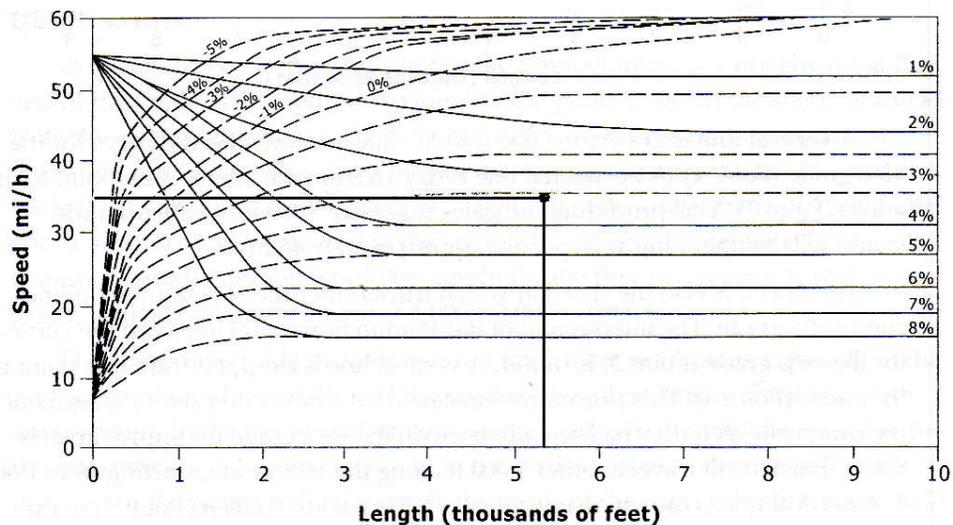
Note que a velocidade prevista para o final do declive (60mi/h) é incompatível com a estimativa da velocidade de fluxo livre da via (55,6mi/h). No entanto, a curva de marcha é usada como uma curva nocional, não real, apenas para obter a rampa equivalente (mas não para prever a velocidade efetiva de operação) em função das diferenças nas velocidades observadas no início dos trechos e da relação peso/potência. A suposição implícita é que os fatores equivalentes considerariam as velocidades reais (mesmo obtidas com os modelos de simulação adotados na formulação das sucessivas versões do HCM) mas, efetivamente, as recomendações não reconhecem a variação dos fatores equivalentes com as velocidades de fluxo livre ou as velocidades efetivas nas vias.

Com a hipótese de que as velocidades previstas são a informação mais importante, seria possível considerar a velocidade final dos veículos pesados observada em campo.

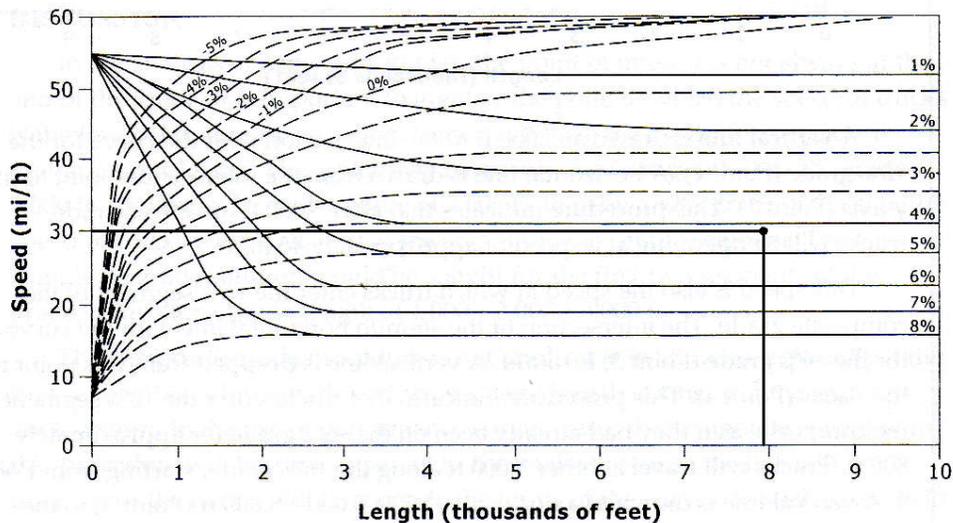
Uma avaliação preliminar, utilizando a curva de operação nocional do HCM/2010 (como indicador para os valores implícitos nas velocidades simuladas), pode adotar a hipótese: mesma extensão e velocidade final=>mesmo fator equivalente do veículo pesado. Agora seria mais importante a comparação com uma curva de marcha real porque a velocidade real está sendo diretamente comparada com a velocidade da curva de marcha. Mas teria de ser a curva “real” implícita nos fatores equivalentes (hoje obtidos por simulação).

É difícil avaliar se a “correção” decorrente de considerar que o desempenho dos veículos pesados observado em campo é muito diferente do usual realmente melhora a análise mas deve-se esperar que este é o caso quando a discrepância é muito grande. O uso da curva nocional traz problemas adicionais porque a velocidade inicial pode ser distinta em função da existência de um trecho anterior (o problema é ainda mais delicado em relação à velocidade inicial no modelo de simulação), não da velocidade de fluxo livre da via.

No final do primeiro trecho ($i=3\%$ e $L=1,6\text{km}=1\text{mi}$): velocidade medida dos veículos pesados é $56\text{km/h}=35\text{mi/h}$ enquanto a previsão para $i=3\%$ e $L=1,6\text{km}=5280\text{ft}$ é $40\text{mi/h}=64\text{km/h}$ (a velocidade inicial é consistente com a curva nocional mas a velocidade real é menor). A perda de velocidade para 35mi/h em 1mi (5280ft) corresponde à rampa equivalente de $i_{eq} \cong 3,5\%$ e o efeito da maior perda de velocidade real pode ser avaliada usando a rampa equivalente $e_{vp} \cong 2,78$ na Tab12-27a29, interpolando entre $L=1,4\text{km}$ e $L=2,0\text{km}$ (pelo HCM/2010 $e_{vp} \cong 2$), tendo-se então $f_{vp} = 0,79$ e $C = 0,79.6336 = 5005,4\text{v/h}$ (pelo HCM/2010 $f_{vp} = 0,87$ e $C = 0,87.6336 = 5512,3\text{v/h}$). Também $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,79} = 1054,8 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}$, agora no nível de serviço C (pelo HCM/2010 $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,87} = 957,8 \frac{\text{veq}}{\text{h.fx}}$, ainda do nível de serviço B).



No final do segundo active: velocidade medida dos veículos pesados é 48km/h=30mi/h (a velocidade no final anteriormente prevista foi também 40mi/h=64km/h, uma diferença ainda maior). Portanto: perda de velocidade para 30mi/h em 1,5mi (7920ft) corresponde à rampa equivalente de $i_{eq} = 4,2\%$; na Tab12-27a29 obtém-se $e_{vp} \cong 3,0$ por extrapolação (também $e_{vp} = 3,0$, pelo HCM/2010); tem-se então $f_{vp} = 0,77$ e $C = 0,77.6336 = 4878,7v/h$, com $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,77} = 1082 \frac{veq}{h.fx}$ e nível de serviço C (no HCM/2010, a avaliação é qualitativamente distinta: também $f_{vp} = 0,77$, $C = 4833,7v/h$, $\tilde{q}_f = 1082 \frac{veq}{h.fx}$ e agora também nível de serviço C).



No final do terceiro trecho: velocidade medida dos veículos pesados é 80km/h=50mi/h (a velocidade no final anteriormente prevista foi 60mi/h=96km/h, uma diferença também significativa). A diferença qualitativa é relevante neste caso: a previsão é de aceleração além da velocidade de fluxo livre normal (teria de ser assumida a velocidade de fluxo livre) enquanto a observação é de uma velocidade menor que a de fluxo livre, o que pode decorrer de uma distância de aceleração insuficiente ou a uma velocidade de arraste reduzida (ambos os casos indicariam uma relação peso/potência pior mas mais crítica no segundo do que no primeiro caso). Portanto: assumindo perda de velocidade para 50mi/h, correspondente à velocidade de arraste em $L=4,8km$ (15840ft). a condição corresponde a rampa equivalente $i_{eq} = 1,2\%$; na Tab12-27a29 obtém-se $e_{vp} \cong 1,5$ por extrapolação para $L=4,8km$; tem-se então $f_{vp} = 0,93$ e $C = 0,93.6336 = 5892,5v/h$, tendo-se $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3,0,93} = 896,1 \frac{veq}{h.fx}$, com nível de serviço B (também igual pelo HCM/2010).

O HCM/2016 propõe uma inovação relevante: um modelo para fluxo misto, capaz de avaliar as velocidades de cada tipo de veículo (autos, SUs e TTs) e a interação entre eles. No entanto, é um modelo incipiente, pouco divulgado e discutido antes de sua adoção. A discussão a seguir visa mostrar sua aplicação e analisar a adequação dos resultados.

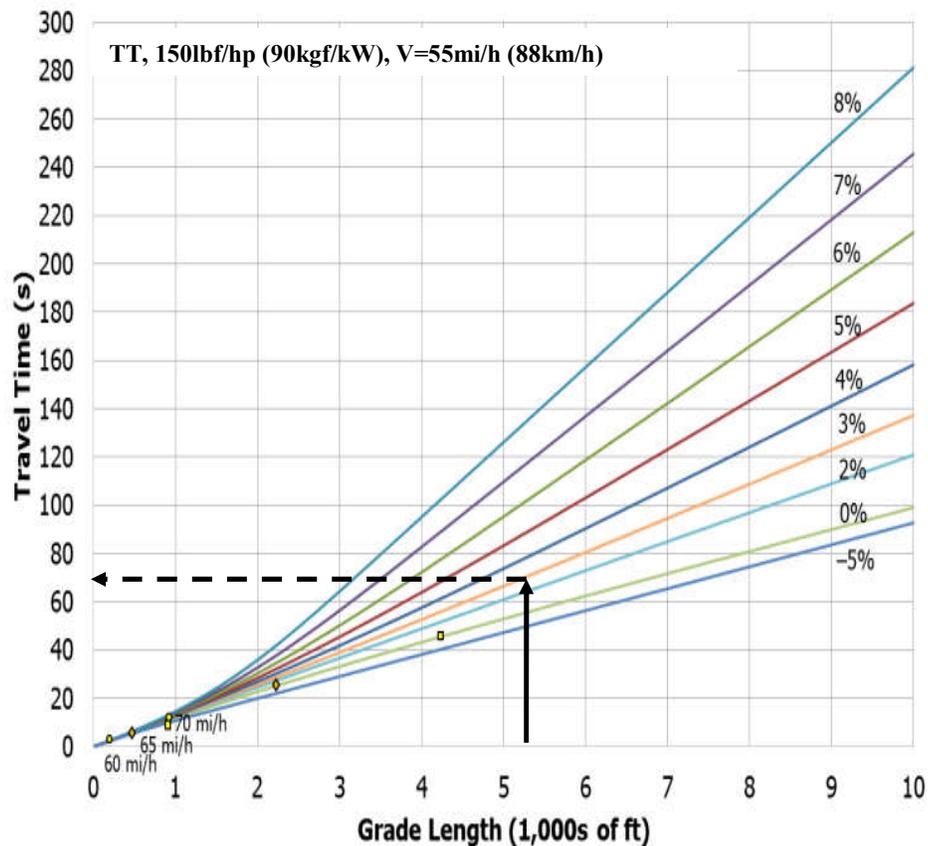
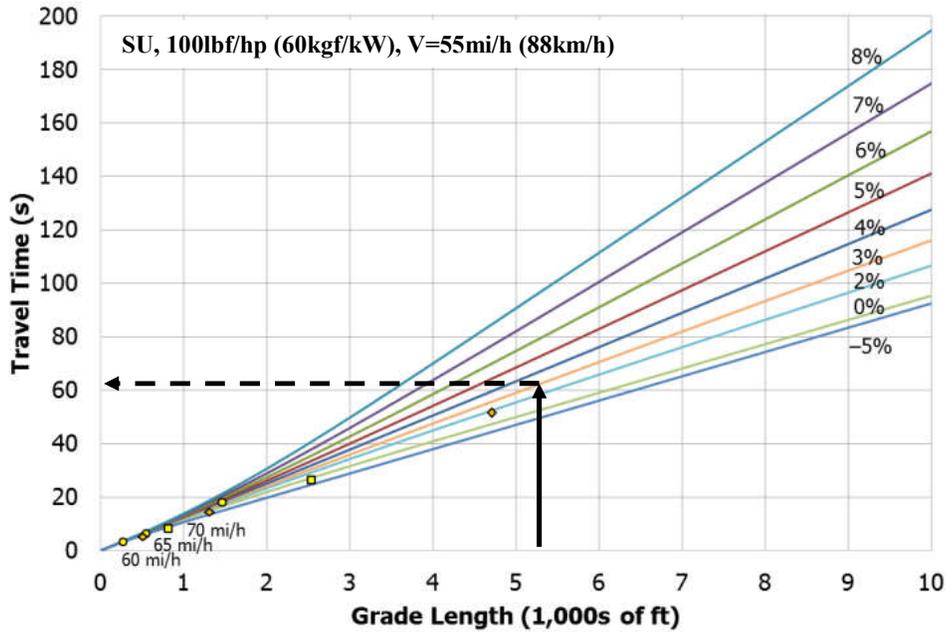
Aplicação no primeiro trecho em aclave ($i=3\%$ e $L=1,6\text{km}=1\text{mi}$) para comparação:

- no caso básico, $CAF_{ao} = 1,0$ (ajuste pelo clima, incidentes ou obras na via para autos);
- com 15% de pesados (SUs e TTs): $P_{HV} = p_{vp} = 0,15$, $CAF_{Tmix} = 0,53 \cdot 0,15^{0,73} = 0,1327$;
- também $\rho_{gmin} = 0,126 - 0,03 \cdot 0,15 = 0,1215$ e na rampa de 3% com $L=1,6\text{km}$, $CAF_{gmix} = 0,1215 \cdot \max\{0; 0,69 \cdot (e^{12,9 \cdot 0,03} - 1)\} \cdot \max\{0; 1,72 \cdot (1 - 1,71 \cdot e^{-1,975 \cdot 1,6})\} = 0,0631$,
- portanto, $CAF_{mix} = 1,0 - 0,1327 - 0,0631 = 0,8042$ e $C = 6336 \cdot 0,8042 = 5095,4 \text{ v/h}$
(implícito: $e_{vp} = \frac{6276 - (1 - 0,15) \cdot 5047,1}{0,15 \cdot 5047,1} = 2,6$ em $\hat{c}_f = \tilde{c}_f \cdot CAF_{mix}$ como em $\hat{C} = \tilde{C} \cdot CAF_{mix}$).

Os resultados são bastante próximos (mesmo que o modelo de fluxo misto ignore a proporção de veículos articulados), como pode ser verificado. Além disso, nota-se que a previsão (e o fator equivalente implícito) não avaliam a perda de velocidade de SUs e TTs (embora a rampa e a extensão da rampa estejam sendo consideradas).

O modelo de fluxo misto adiciona a possibilidade de prever as velocidades por tipo de veículo e média. Agora $q_f = \frac{2500}{3} = 833 \text{ v/h.fx}$ e $\tilde{q}_f = \frac{2500}{3 \cdot 0,8042} = 1036,2 \text{ veq/h.fx}$ (que corresponderia a $\tilde{V}_{ao} = 54,6 \text{ mi/h} = 87,4 \text{ km/h}$ de operação para autos). A análise é feita novamente usando as curvas de marcha expressas em tempo de viagem (ou taxa de tempo de viagem $\tau=1/V$), não velocidade, e buscando usar curvas de marcha efetivas.

Com base nas curvas de marcha na rampa de $1,6\text{km}=5280\text{ft}$ com aclave de $i=3\%$ e uma velocidade inicial de $\tilde{V} = 55,6 \text{ mi/h} = 89,0 \text{ km/h}$ do segmento anterior (admitido o trecho nivelado normal), deve-se aceitar a imprecisão de usar a curva de tempo de viagem para $\tilde{V}_{FL} = 55 \text{ mi/h} = 88 \text{ km/h}$ (Figura 26-A2 para SU e Figura 26-A7 para TT). Na Fig26-A2, para SU, há desaceleração e a previsão de tempo de viagem é cerca de 65seg para $L=1,6\text{km}=5280\text{ft}$ no aclave de 3% ($\tau_{SU,k} = 65/1,6 = 40,625 \text{ seg/km}$). Na Fig26-A7, para TT, a previsão é cerca de 70seg (também $\tau_{TT,k} = 70/1,6 = 43,75 \text{ seg/km}$). Note que as taxas de tempo de viagem correspondem a velocidades médias, não finais, nos trechos.



O termo de interação é $\Delta\tau_I = 0$ pois $\tilde{V}_{ao} = \tilde{V}_{FL}$, tendo-se $\tau_{SU} = \tau_{SU,k} + \Delta\tau_I = 40,625\text{seg/km}$ (ou $V_{SU} = 88,6\text{km/h}$) e $\tau_{TT} = \tau_{TT,k} + \Delta\tau_I = 43,75\text{seg/km}$ (ou $V_{TT} = 82,3\text{km/h}$). Para autos,

$\tau_{a,k} = \frac{3600}{89} = 40,45 \text{seg/km}$ e a estimativa da interferência dos SUs e TTs (admitindo a repartição 70%/30%, isto é, 10,5% de SUs e 4,5% de TTs nos 15% de veículos pesados) é

$$\delta_{SU} = \frac{100,42}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,46} \cdot (0,105)^{0,68} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \text{máx}\{0; 40,40,625 - 40,45\}\right)^{2,76} = 0,000001 \text{seg/km} \quad \text{e}$$

$$\delta_{TT} = \frac{110,64}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{1,36} \cdot (0,045)^{0,62} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \text{máx}\{0; 43,75 - 40,45\}\right)^{1,81} = 0,0384 \text{seg/km} \quad \text{tendo-se}$$

$\tau_a = 40,45 + 0 + 0,0 + 0,0384 = 40,49 \text{seg/km}$ (ou $V_a = 88,9 \text{km/h}$). Estas são as previsões por tipo de veículo. A velocidade média seria obtida de

$$\tau_{mix} = 0,85 \cdot 40,49 + 0,105 \cdot 40,625 + 0,045 \cdot 43,75 = 40,65 \text{seg/km}, \quad \text{com } \bar{V}_{mix} = \frac{3600}{40,65} = 88,6 \text{km/h}$$

(ou como a velocidade media harmônica correspondente) para tráfego misto.

Pode-se ver que o termo de interação $\Delta\tau_I = \left(\frac{1}{\tilde{V}_{ao}} - \frac{1}{\tilde{V}_{FL}}\right) \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{1}{CAF_{mix}} - 1\right)\right)$ mede o efeito geral do congestionamento como termo comum (que afeta todos os tipos de veículos), baseado no efeito sobre a taxa de tempo de viagem para autos $\left(\frac{1}{\tilde{V}_{ao}} - \frac{1}{\tilde{V}_{FL}}\right)$ e no fator equivalente implícito em CAF_{mix} (que avalia o efeito da operação de SUs e TTs na extensão e aclave do trecho considerado de forma potencialmente inconsistente).

O HCM/2016 obtém \hat{V}_{FLmix} com $q_{of} = 1v/h/fx$ (melhor obter \hat{V}_{FLmix} com $\tau_{i0} = \tau_{i,k}$; exemplo: $\tau_{mix0} = 0,85 \cdot 40,45 + 0,105 \cdot 40,625 + 0,045 \cdot 43,75 = 40,62 \text{seg/km}$ então $\bar{V}_{FLmix} = \frac{3600}{40,62} = 88,6 \text{km/h}$)

e propõe também um método para obter uma curva de operação agregada (calibrada obtendo as previsões de velocidade para $q_{1f} = 0,90 \cdot c_f$ e $q_{2f} = c_f$ e seus parâmetros de

$$\hat{V} = \begin{cases} \hat{V}_{FL}, \text{ se } \hat{q}_f \leq \hat{q}_{BP}, \text{ ou se } \hat{q}_f \leq \hat{c}_f \\ \hat{V}_{FL} - (\hat{V}_{FL} - \hat{V}_c) \left(\frac{\hat{q}_f - \hat{q}_{BP}}{\hat{c}_f - \hat{q}_{BP}}\right)^{a_{mix}} \end{cases} \quad \text{com } \hat{q}_{BP} = \tilde{q}_{BPao} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot (P_{HV})^{0,1} \cdot \left(1 + e^{30 \cdot P_g}\right) \cdot \left(\frac{L[\text{km}]}{1,6}\right)^{0,01}\right), \text{ e de}$$

$\hat{V}_{FL} = \bar{V}_{FLmix}$, $\hat{V}_c = \hat{V}_{q2}$ e $a_{mix} = 1,195 \cdot \ln\left[\frac{(\hat{V}_{FL} - \hat{V}_{q1})}{(\hat{V}_{FL} - \hat{V}_{q2})}\right] / \ln\left[\frac{(\hat{q}_1 - \hat{q}_{BP})}{(\hat{q}_2 - \hat{q}_{BP})}\right]$. No trecho considerado, com $\hat{V}_{FL} = \bar{V}_{FLmix} = 88,6 \text{km/h}$ e $c_f = \frac{5095,4}{3} = 1698,5 v/h/fx$, tem-se:

q_f	\tilde{V}_{ao} (km/h)	$\Delta\tau_I$ (s/km)	V_{SU} (km/h)	V_{TT} (km/h)	δ_{SU} (s/km)	δ_{TT} (s/km)	V_a (km/h)	V_q (km/h)
1526,6	80,2	7,68	74,5	70,0	0,000001	0,0875	74,66	74,42
1698,5	75,1	12,96	67,2	63,5	0,000002	0,1012	67,28	67,09

obtendo-se $\hat{V}_c = 67,1 \text{km/h}$, $\hat{q}_{BP} = 1400 \cdot \text{máx}\left\{0; \left(1 - 0,4 \cdot 0,15^{0,1} \cdot \left(1 + e^{30 \cdot 0,03}\right) \cdot \left(\frac{1,6}{1,6}\right)^{0,01}\right)\right\} = 0$ e

$a_{mix} = 1,195 \cdot \ln\left[\frac{(88,6 - 74,4)}{(88,6 - 67,1)}\right] / \ln\left[\frac{(1526,6 - 0)}{(1698,5 - 0)}\right] = 4,6456$ (incompatíveis com os valores básicos $\tilde{q}_{BP} = 1400 v/h/fx$ e $a = 1,31$ para rodovias).

Anteriormente, a deficiência do HCM (de não permitir obter a previsão de velocidade em fluxo misto) era contornada adotando um fator equivalente de densidade (com o valor básico de terreno nivelado ou com os valores tabelados no HCM/2000,2010) e impondo a consistência da equação de continuidade em fluxo misto e em fluxo equivalente.

Neste caso, admitindo o fator equivalente de densidade o fator em terreno nivelado $e_{vp}=2,0v_{eq}/v_p$, tem-se o fator de composição para densidade como $g_{vp} = 0,87$ (anteriormente calculado) e o fator de composição para velocidade seria obtido de

$$h_{vp} = \frac{f_{vp}}{g_{vp}} = \frac{0,8042}{0,87} = 0,9244, \text{ tendo-se então } \bar{V}_{mix} = 0,9244.89,0 = 82,3\text{km/h (menor que o}$$

valor obtido com o modelo de fluxo misto proposto pelo HCM/2016). É difícil discutir a fonte da divergência entre os resultados e reintroduzir sua consistência.

Pode-se ver que a interação é ignorada quando $\tilde{V}_{ao} = \tilde{V}_{FL}$ (para qualquer CAF_{mix}) e que as interferências afetam somente os autos, mostrando uma potencial inadequação da atual formulação do HCM/2016. Pode-se ver, no caso analisado, que a conclusão de ausência de interação pelo congestionamento (obtida de $\tilde{V}_{ao} = \tilde{V}_{FL}$) é adiante contrariada pela avaliação do fluxo no ponto de inflexão (estimado como $\hat{q}_{BP} = 0$, indicando que a interação estaria presente em qualquer nível de fluxo, como no fluxo analisado $\hat{q}_{mix} = 833v/h/fx$).

Há, entretanto, uma outra sutil mudança implícita no novo modelo de fluxo misto: anteriormente o fator equivalente era associado ao ponto mais crítico da rampa mas agora usa a condição média do trecho (não no ponto crítico ou em cada ponto).

Atualmente, não existem estudos de validação de um ou outro procedimento mas o modelo de fluxo misto do HCM/2016 parece ter sido extensivamente calibrado com base em resultados de modelos de simulação adequadamente calibrados (embora estes estudos nunca tenham sido publicados ou, pelo menos, não sejam amplamente conhecidos nem tenham sido amplamente discutidos). Preliminarmente, pode-se manter a utilização do procedimento tradicional (com a consideração da proporção de veículos articulados) e verificar a consistência dos resultados, caso a caso, como forma de avaliar a adequação do novo procedimento (em especial diante de dados de campo).

Para avaliar sequências de rampas (rampas compostas), a recomendação no HCM/2016 é que o modelo de fluxo misto seja sempre utilizado, mesmo em rodovias (apesar do modelo de fluxo misto ter sido calibrado com dados de vias expressas). A consistência na análise é obtida utilizando curvas correspondentes às velocidades iniciais de cada trecho (o procedimento básico usa a velocidade de fluxo livre como velocidade do trecho inicial).

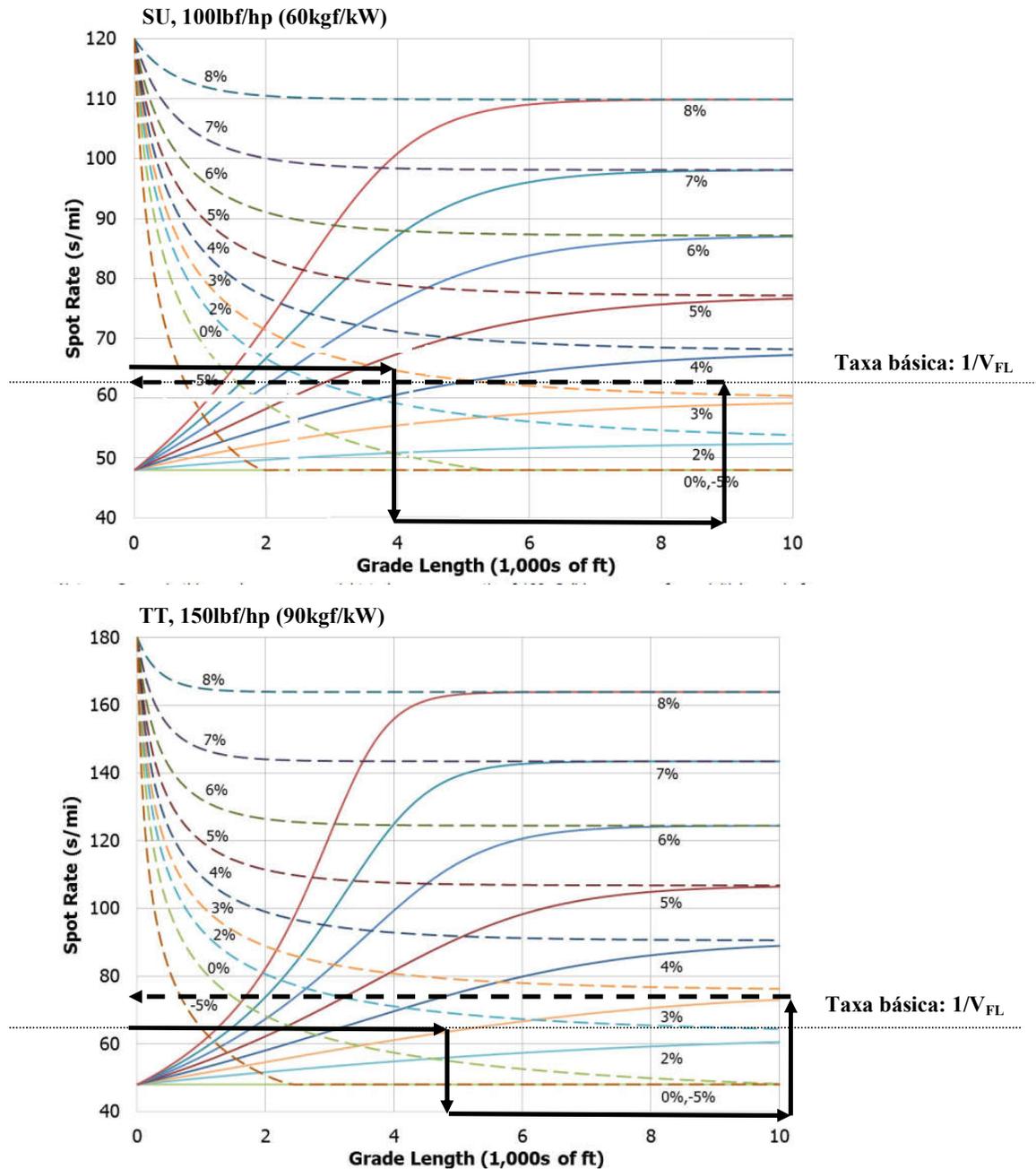
Há também uma mudança acessória: as curvas de aceleração e/ou desaceleração são expressas em taxa de tempo de viagem, $\tau=1/V$, e não em velocidade diretamente. As curvas de marcha (Fig25-20 para SUs e a Fig25-21 para TTs) são apresentadas como exemplos difíceis de utilizar (a exposição parece sugerir que sejam implementados modelos de simulação de marcha veicular). A utilização é similar e correspondente às antigas curvas de perda de velocidade tradicionais (desde o HCM/1950 ao HCM/2010).

No primeiro trecho, por exemplo, a velocidade do segmento anterior de $\tilde{V} = 55,6 \text{ mi/h} = 89,0 \text{ km/h}$ é traduzida numa taxa de tempo de viagem inicial de

$$\tau_{\text{SU}} = \tau_{\text{TT}} = \frac{3600}{89,0} = 40,45 \text{ seg/km} \quad \text{ou} \quad \tau_{\text{SU}} = \tau_{\text{TT}} = \frac{3600}{55,6} = 64,75 \text{ seg/mi} \quad (\text{o HCM tradicionalmente}$$

assume que os veículos pesados mantêm velocidades compatíveis com as velocidades dos autos em terreno nivelado). Na rampa com aclave de 3%, esta taxa de tempo de viagem ocorre na extensão (fictícia) de 3900ft na curva de aceleração (tracejada) para SUs e de 5000ft na curva de desaceleração (cheia) para TTs. Este ponto corresponde à velocidade inicial. Esta previsão é qualitativamente distinta das anteriores ao prever que os SUs estão acelerando (na verdade, a condição é próxima da velocidade de arrasto).

Deve-se então percorrer o trecho (mais 5280ft), mantendo a velocidade desejada em $V=55 \text{ mi/h}$ (baseada em $V_{\text{FL}}=55,6 \text{ mi/h}$), na rampa de 3%: para os SUs a taxa de tempo de viagem final é de cerca de 65seg/mi (ou $V=55 \text{ mi/h}$), limitado pela geometria da via (apesar da capacidade de acelerar com 100lbf/hp); para os TTs a taxa de tempo de viagem final é de cerca de 70seg/mi (ou $V=51 \text{ mi/h}$), abaixo da velocidade desejada na geometria da via (limitado pela capacidade de tração com 150lbf/hp). Estas taxas de tempo de viagem e velocidades finais, ignorando os termos de interação, podem ser adotadas como critério preliminar para a transição entre trechos ou apenas para identificar o regime de operação no trecho (aceleração ou desaceleração). No HCM/2016, o critério preliminar é recomendado para selecionar a velocidade inicial para a curva de tempo de viagem a ser utilizada no trecho seguinte (a velocidade final do trecho anterior é a velocidade inicial do trecho seguinte). Não há uma previsão de velocidade final com interação para SUs e TTs.



O termo de interação é novamente $\Delta\tau_I = 0$ pois $\tilde{V}_{ao} = \tilde{V}_{FL}$, tendo-se $\tau_{SU} = \tau_{SU,k} + \Delta\tau_I = 40,625\text{seg/km}$ (ou $V_{SU} = 88,6\text{km/h}$) e $\tau_{TT} = \tau_{TT,k} + \Delta\tau_I = 43,75\text{seg/km}$ (ou $V_{TT} = 82,3\text{km/h}$), como antes. Para autos, $\tau_{a,k} = \frac{3600}{89} = 40,45\text{seg/km}$ e a estimativa da interferência dos SUs e TTs é obtida como

$$\delta_{SU} = \frac{100,42}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,46} \cdot (0,105)^{0,68} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 40, 40,625 - 40,45\}\right)^{2,76} = 0,000001\text{seg/km}$$

SUs acelerando (igual ao anterior) e como

$\delta_{TT} = \frac{69,72}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{1,32} \cdot (0,045)^{0,61} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 43,75 - 40,45\}\right)^{1,33} = 0,1033 \text{seg/km}$ para TTs desacelerando (revisado), tendo-se $\tau_a = 40,45 + 0 + 0,0 + 0,1033 = 40,55 \text{seg/km}$ (ou $V_a = 88,8 \text{km/h}$). Estas são as novas previsões por tipo de veículo. A velocidade média seria obtida de $\tau_{mix} = 0,85 \cdot 40,55 + 0,105 \cdot 40,625 + 0,045 \cdot 43,75 = 40,70 \text{seg/km}$, com $\bar{V}_{mix} = \frac{3600}{40,70} = 88,4 \text{km/h}$ para tráfego misto.

A previsão de velocidade final com interação pode ser obtida apenas para auto, com $\tau_{a,k} = \frac{3600}{89} = 40,45 \text{seg/km}$, a estimativa revisada das interferências é $\delta_{SU} = \frac{64,50}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,77} \cdot (0,105)^{0,34} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 40,40,625 - 40,45\}\right)^{1,53} = 0,0020 \text{seg/km}$ para SUs e $\delta_{TT} = \frac{79,50}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,81} \cdot (0,045)^{0,56} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 43,75 - 40,45\}\right)^{1,32} = 0,1555 \text{seg/km}$ para TTs, tendo-se $\tau_a = 40,45 + 0 + 0,0020 + 0,1555 = 40,6075 \text{seg/km}$ (ou $V_a = 88,7 \text{km/h}$ no final do trecho). Não há a previsão correspondente para SUs e TTs.

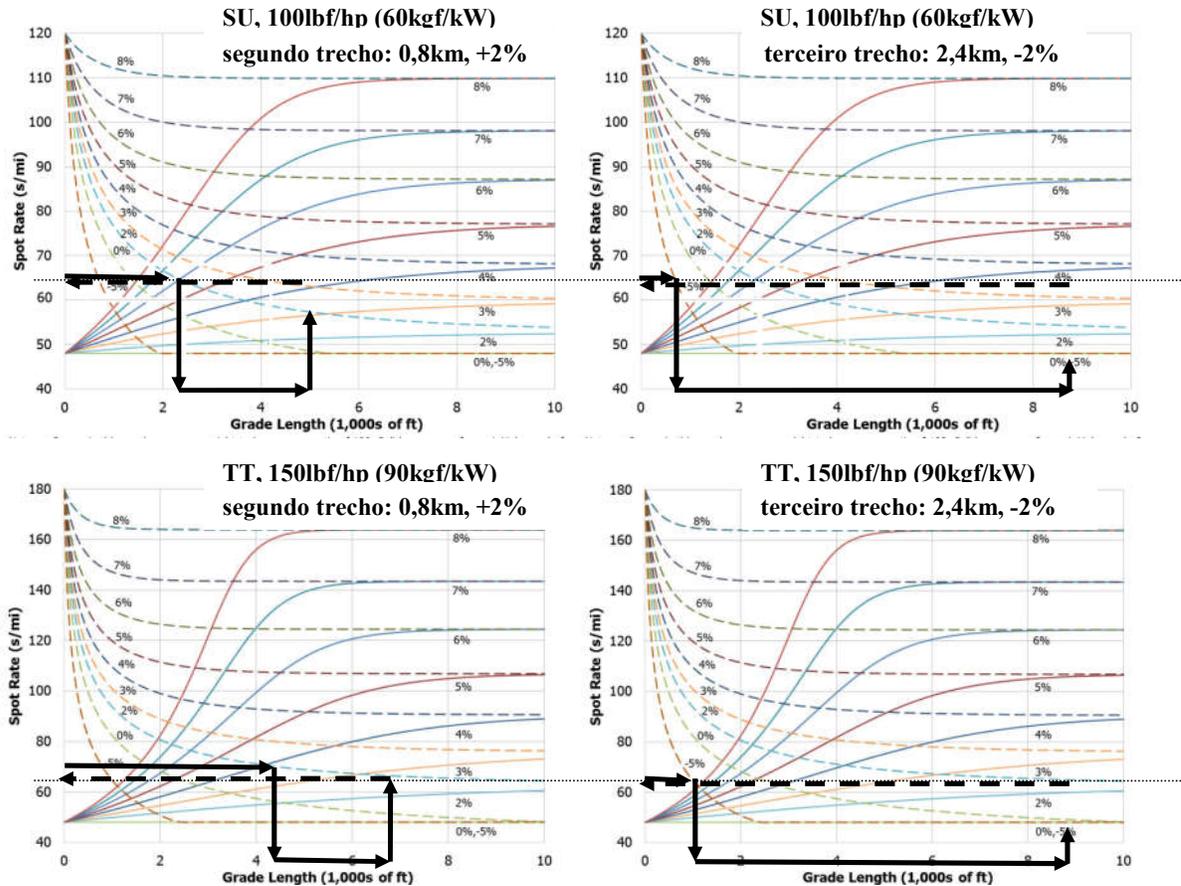
Os passos acima serão repetidos para os trechos seguintes de forma esquemática, comentando-se somente os novos aspectos trazidos pela sequência de análise.

Primeiro é verificada a capacidade e obtido o fator de ajuste da capacidade dos trechos:
 - segundo trecho: aclave ($i=2\%$ e $L=0,8 \text{km}=1/2 \text{mi}$): $CAF_{ao} = 1,0$; com 15% de pesados (SUs e TTs): $P_{HV} = p_{vp} = 0,15$, $CAF_{Tmix} = 0,53 \cdot 0,15^{0,73} = 0,1327$; $\rho_{gmin} = 0,126 - 0,03 \cdot 0,15 = 0,1215$ e $CAF_{gmix} = 0,1215 \cdot \max\{0; 0,69 \cdot (e^{12,9 \cdot 0,02} - 1)\} \cdot \max\{0; 1,72 \cdot (1 - 1,71 \cdot e^{-1,975 \cdot 0,8})\} = 0,0275$ no aclave de 2% com $L=0,8 \text{km}$; portanto, $CAF_{mix} = 1,0 - 0,1327 - 0,0275 = 0,8398$ e $C = 6276 \cdot 0,8398 = 5270,3 \text{v/h}$
 - terceiro trecho: declive ($i=2\%$ e $L=2,4 \text{km}=1 \frac{1}{2} \text{mi}$): $CAF_{ao} = 1,0$; com 15% de pesados (SUs e TTs): $P_{HV} = p_{vp} = 0,15$, $CAF_{Tmix} = 0,53 \cdot 0,15^{0,73} = 0,1327$; $\rho_{gmin} = 0,126 - 0,03 \cdot 0,15 = 0,1215$ e $CAF_{gmix} = 0,1215 \cdot \max\{0; 0,69 \cdot (e^{12,9 \cdot 0,02} - 1)\} \cdot \max\{0; 1,72 \cdot (1 - 1,71 \cdot e^{-1,975 \cdot 2,4})\} = 0,0$ no declive de 2% com $L=2,4 \text{km}$; portanto, $CAF_{mix} = 1,0 - 0,1327 - 0,0 = 0,8673$ e $C = 6276 \cdot 0,8673 = 5443,2 \text{v/h}$.

A análise é claramente parcial porque trata os segmentos como independentes (simples).

Em seguida pode ser obtida a velocidade inicial dos SUs e TTs em cada trecho adicional:
 - segundo trecho: aclave ($i=2\%$ e $L=0,8 \text{km}=1/2 \text{mi}$): iniciando com 65seg/mi (ou $V=55 \text{mi/h}$) para SUs e 70seg/mi (ou $V=51 \text{mi/h}$) para TTs (final do trecho anterior), mantendo a velocidade desejada em $V=55 \text{mi/h}$ (baseada em $V_{FL}=55,6 \text{mi/h}$), no aclave de 2% e $0,8 \text{km}=2640 \text{ft}$: para os SUs o início ocorre a 2200ft e a taxa de tempo viagem final a 4840ft é de cerca de 65seg/mi (ou $V=55 \text{mi/h}$), limitado pela geometria; para os TTs o início ocorre a 4200ft e a taxa de tempo de viagem final a 6840ft é de cerca de 65seg/mi (ou $V=55 \text{mi/h}$)
 - terceiro trecho: declive ($i=2\%$ e $L=2,4 \text{km}=1 \frac{1}{2} \text{mi}$): iniciando com 65seg/mi (ou $V=55 \text{mi/h}$) novamente para SUs e também 65seg/mi (ou $V=55 \text{mi/h}$) para TTs (final do trecho anterior),

mantendo a velocidade desejada em $V=55\text{mi/h}$ (baseada em $V_{FL}=55,6\text{mi/h}$), no declive de 2% e $2,4\text{km}=7920\text{ft}$: para os SUs o início ocorre a 800ft e a taxa de tempo viagem final a 8720ft é de cerca de 65seg/mi (ou $V=55\text{mi/h}$), limitado pela geometria; para os TTs o início ocorre a 1000ft e a taxa de tempo de viagem final a 8920ft é de cerca de 65seg/mi (ou $V=51\text{mi/h}$), também limitado pela geometria.



Novamente, as transições foram obtidas ignorando o termo de interação e foram dominadas pela condição imposta pela previsão da velocidade de fluxo livre no trecho.

Então pode ser feita a análise com interação e interferência de SUs e TTs em cada trecho:
 - segundo trecho: aclave ($i=2\%$ e $L=0,8\text{km}=1/2\text{mi}$): para SUs com velocidade inicial 55mi/h e para TT com velocidade inicial 50mi/h , os tempos de viagem previstos são de 32,5seg para SUs e 37,5seg para TTs;

portanto, $\tau_{SU,k} = \frac{32,5}{0,8} = 40,625\text{seg/km}$ e

$\tau_{TT,k} = \frac{37,5}{0,8} = 46,875\text{seg/km}$; o termo de interação é $\Delta\tau_I = 0$ ($\tilde{V}_{ao} = \tilde{V}_{FL}$),

$\tau_{SU} = \tau_{SU,k} + \Delta\tau_I = 40,625\text{seg/km}$ (ou $V_{SU} = 88,6\text{km/h}$, acelerando) e

$\tau_{TT} = \tau_{TT,k} + \Delta\tau_I = 46,875\text{seg/km}$ (ou $V_{TT} = 82,1\text{km/h}$, acelerando), com

$\delta_{SU} = \frac{100,42}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,46} \cdot (0,105)^{0,68} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 40, 40,625 - 40,45\}\right)^{2,76} = 0,000001\text{seg/km}$ e

$$\delta_{TT} = \frac{110,64}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{1,36} \cdot (0,045)^{0,62} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 46,875 - 40,45\}\right)^{1,81} = 0,1284 \text{seg/km}, \quad \text{então}$$

$$\tau_a = 40,45 + 0 + 0 + 0,1284 = 40,58 \text{seg/km} \quad (V_a = 88,7 \text{km/h}); \quad \text{por fim,}$$

$$\tau_{\text{mix}} = 0,85 \cdot 40,58 + 0,105 \cdot 40,625 + 0,045 \cdot 46,875 = 40,87 \text{seg/km} \quad \text{e} \quad \bar{V}_{\text{mix}} = \frac{3600}{40,87} = 88,1 \text{km/h} \quad (\text{auto:}$$

$$\delta_{SU} = \frac{64,50}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,77} \cdot (0,105)^{0,34} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 40,40,625 - 40,45\}\right)^{1,53} = 0,0020 \text{seg/km},$$

$$\delta_{TT} = \frac{79,50}{1,6} \cdot \left(\frac{833}{1000}\right)^{0,81} \cdot (0,045)^{0,56} \cdot \left(\frac{1,6}{100} \cdot \max\{0; 46,875 - 40,45\}\right)^{1,32} = 0,3746 \text{seg/km},$$

$$\tau_a = 40,45 + 0 + 0,0020 + 0,3746 = 40,825 \text{seg/km} \quad \text{e} \quad V_a = 88,2 \text{km/h} \quad \text{no final do trecho}.$$

- terceiro trecho: declive ($i=2\%$ e $L=2,4 \text{km}=1 \frac{1}{2} \text{mi}$): para SUs e para TT com velocidade inicial 55mi/h , os tempos de viagem previstos deveriam ser iguais a 97seg para SUs e TTS

(com V_{FL}); portanto, $\tau_{SU,k} = \frac{97}{2,4} = 40,45 \text{seg/km}$ e $\tau_{TT,k} = \frac{97}{2,4} = 40,45 \text{seg/km}$; o termo de

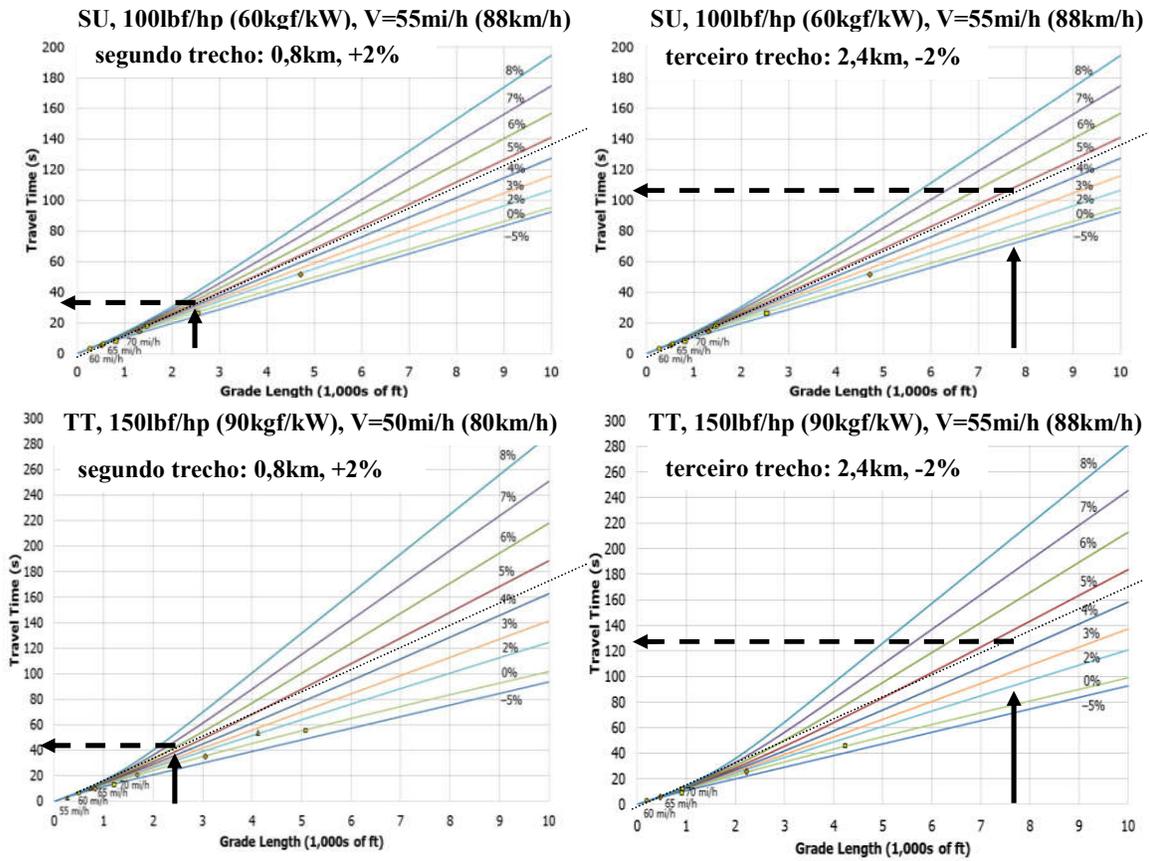
interação é $\Delta\tau_1 = 0$ ($\tilde{V}_{ao} = \tilde{V}_{FL}$), $\tau_{SU} = \tau_{SU,k} + \Delta\tau_1 = 47,92 \text{seg/km}$ (ou $V_{SU} = 88,6 \text{km/h}$, acelerando) e $\tau_{TT} = \tau_{TT,k} + \Delta\tau_1 = 46,875 \text{seg/km}$ (ou $V_{TT} = 82,1 \text{km/h}$, acelerando), com

$$\delta_{SU} = 0 \text{seg/km} \quad (V_{SU} = V_{FL}) \quad \text{e} \quad \delta_{TT} = 0 \text{seg/km} \quad (V_{TT} = V_{FL}), \quad \text{então}$$

$$\tau_a = 40,45 + 0 + 0 + 0 = 40,45 \text{seg/km} \quad (V_a = V_{FL}); \quad \text{por fim,}$$

$$\tau_{\text{mix}} = 0,85 \cdot 40,45 + 0,105 \cdot 40,45 + 0,045 \cdot 40,45 = 40,45 \text{seg/km} \quad \text{e} \quad \bar{V}_{\text{mix}} = \frac{3600}{40,45} = 89,0 \text{km/h} \quad (\text{auto:}$$

$\delta_{SU} = 0 \text{seg/km}$, $\delta_{TT} = 0 \text{seg/km}$, $\tau_a = 40,45 + 0 + 0 + 0 = 40,45 \text{seg/km}$ e $V_a = 89,0 \text{km/h}$ no final do trecho, da mesma forma); note no entanto que as leituras das curvas fornecidas pelo HCM/2016 são inconsistentes com a conclusão das curvas de marcha de SUs e TTs.



De forma geral, parece claro que o modelo de fluxo misto proposto pelo HCM/2016 é preliminar e precisa de muitas correções e adições para permitir aplicação adequada.

A primeira análise, para identificar o segmento crítico (tratando os segmentos como independentes) é claramente inadequada e corresponde à análise de capacidade (portanto a análise de capacidade com sequência de rampas é inadequada). Note que a previsão do fator de ajuste da capacidade em tráfego misto (que corresponde a obter o fator equivalente implícito) é independente da previsão das condições de operação para SUs e TTs e da previsão de interação entre os veículos pesados (ignorada adiante) e com os autos (prevista adiante), tornando os procedimentos potencialmente inconsistentes.

A segunda análise não difere da combinação tradicional da operação dos veículos pesados em rampas sucessivas, exceto por utilizar curvas de marcha em taxa de tempo de viagem e de ter curvas mais adequadas (maior faixa de variação de velocidades) para duas relações peso/potência (associadas a tipos de veículos embora caracterizem melhor a condição de carga dos veículos pesados). Como antes, ignora-se a interação.

A terceira análise é o conteúdo mais inovador mas é essencialmente baseada em equações empíricas derivadas da análise de resultados obtidos com modelos de simulação microscópica. Os estudos correspondentes nunca foram publicados e a experiência de uso dos modelos é atualmente muito pequena. Merece ser avaliado (eventualmente aprimorado e integrado com uma revisão adequada da análise inicial de capacidade).

O HCM/2016 eliminou o aspecto mais crítico das versões anteriores mais recentes: o HCM/2010 seguiu o HCM/2000 ao reduzir de forma significativa os fatores equivalentes dos veículos pesados, em relação ao HCM/85 e HCM/97. A alteração nos valores recomendados para os fatores de equivalência, corresponde a uma mudança de critério de equivalência introduzida no HCM/2000 e mantida no HCM/2010: passou a ser a densidade de tráfego, compatível com o critério de nível de serviço (o critério anterior era o nível de utilização da capacidade, Q/C).

O HCM/2016 voltou a recomendar fatores equivalentes de fluxo para vias expressas e rodovias de múltiplas faixas. Problema: trocar o critério ao invés de manter dois critérios (um para densidade de tráfego e outro para fluxo ou nível de utilização da capacidade).

A mudança é relacionada com outra deficiência do HCM/2010 (herdada das versões anteriores): a impossibilidade de prever a velocidade de tráfego na via com tráfego misto. O modelo de tráfego misto supera esta deficiência mas ignora condições de consistência: equações de continuidade em tráfego misto ($q = K.V$) e equivalente ($\tilde{q} = \tilde{K}.\tilde{V}$) fornecem uma decomposição do fator de composição de tráfego em dois componentes: $q = f_{vp}.\tilde{q} = (g_{vp}.h_{vp}).(\tilde{K}.\tilde{V}) = K.V$, onde $g_{vp} = f'_{vp} \Rightarrow K = g_{vp}.\tilde{K}$ e $h_{vp} = f''_{vp} \Rightarrow V = h_{vp}.\tilde{V}$ com fatores equivalentes distintos (para densidade e fluxo). Estas condições de consistência permitem obter previsões para as condições médias de operação com tráfego misto. Esta alternativa é viável desde o HCM/1997 (primeira versão com previsões para a via real)

Exemplo com dados do HCM/1997: primeiro aclave (seria similar nos demais)

- o fator equivalente para o fluxo de tráfego é $e_{vp} = 4 \therefore f_{vp} = 0,69 \Rightarrow C = 4264 \frac{v}{h}$ e, então,

$\tilde{q}_f = \frac{2500}{3.0,69} = 1208 \frac{veq}{h.fx}$ (correspondente a tráfego de autos apenas, com base nos

fatores equivalentes do HCM/97 para utilização da capacidade/fluxo de tráfego);

- na curva de operação para tráfego de autos para $\tilde{V}_{FL} = 55,6 \text{mi/h}$ (seção normal), obtém-se

$\tilde{V} \cong \tilde{V}_{FL} = 55,6 \text{mi/h}$ para $\tilde{q}_f = 1208 \frac{veq}{h.fx}$ e, então, $\tilde{K} \cong \frac{1208}{55,6} = 21,7 \frac{veq}{mi.fx}$;

- o fator equivalente para densidade de tráfego seria $e'_{vp} = 1,5 \Rightarrow f'_{vp} = 0,93 \frac{v_{eq}}{v}$ para

densidade, obtendo-se $K = f'_{vp}.\tilde{K} = 0,93.21,7 = 20,2 \frac{v}{mi.fx} = 60,6 \frac{v}{mi}$. (pode-se adotar os fatores equivalentes do HCM/2010 para densidade de tráfego; anteriormente eram recomendados os fatores equivalentes em nível como puramente dimensionais);

- portanto, a previsão para a velocidade em tráfego misto seria $V \cong \frac{2500}{60,6} = 41 \frac{mi}{h}$

(implicitamente há um fator equivalente para velocidade em $f''_{vp} = \frac{f_{vp}}{f'_{vp}} = \frac{0,69}{0,93} = 0,74$).

Este procedimento alternativo também precisa ser validado e fornece apenas a velocidade média em tráfego misto (não fornece a velocidade por tipo de veículo). Um procedimento consistente e validado é ainda uma necessidade, sem mencionar os critérios adicionais para obter resultados por tipo de veículo e utilizar dados de campo.