

# Effektsamband för transportsystemet

Fyrstegsprincipen

Steg 3 och 4

Version 2021-04-01

# Bygg om eller bygg nytt

## Kapitel 4 Tillgänglighet



Dokumenttitel: Bygg om eller bygg nytt - Kapitel 4 Tillgänglighet  
Dokumenttyp: Rapport  
Version: 2020-06-15

Publiceringsdatum: 2020-06-15  
Utgivare: Trafikverket  
Distributör: Trafikverket, Röda vägen 1, 781 89 Borlänge, telefon: 0771-921 921

## **Översiktlig beskrivning av förändringar och uppdateringar i kapitel 4 Bygg om eller bygg nytt.**

Version 2014-04-01:

- Avsnitt 4.5.10 uppdaterats
- Avsnitt 4.9 uppdaterats

Version 2015-04-01

- Gång och cykelflöden uppdaterade och flyttade till kapitel 3, Trafikanalys
- Justering av formel, avsnitt 4.5.10 ATK (automatisk trafiksäkerhetskontroll)
- Förtydligande att normalvärden länkar avser normalförhållanden för hastighetsgränsen och att normalvärden inte speglar effekter av ändrad hastighetsgräns
- 4.5.15.2 Generell hastighetsgräns införd med av VTI och KTH redovisade effekter av ändrade hastighetsgränser

Version 2015-08-21:

- Tabell 4-58. Parametervärden i EVA fordonsslitagemodell. Har rättats till värderingar enligt ASEK5.2
- Tabell 4-61. Parametervärden och resulterande kostnader för kapital- och värdeminskningkostnader. Har rättats till värderingar enligt ASEK5.2

Version 2016-04-01

- Avsnitt 4.5.18. Effekter av restids- och incidentinformation, körfältsreglering, trafikstyrd variabel hastighet, kövarning samt påfartsreglering
- Tabell 4-58. För parametervärden i EVA fordonsslitagemodell hänvisas nu till gällande ASEK
- Tabell 4-61. För parametervärden för kapital- och värdeminskningkostnader hänvisas nu till gällande ASEK

Version 2017-04-01

- Avsnitt 4.3.10.5. Hänvisning till nytt samband i DoU-katalogen kapitel 3, avseende vägarbetsområdets påverkan på trafikens kapacitet.

Version 2018-04-01

- Uppdaterade VQ-samband och följdjusteringar av tabeller och diagram
- Avsnitt 4.5.18: Uppdaterade samband för trafikstyrd VH på sträcka samt nytt samband för kövarning/rekommenderad hastighet.

Version 2020-06-15

- Strykning av tabelluppgifter för baskapaciteter
- Korrigering av kapacitetsflöden så att de stämmer med VQ-samband
- Ny rubrik och uppdaterad text om trafiksignalstyrning (tidigare signalreglering)

- Ny rubrik på avsnitt 4.5.14 Effekter för biltrafiken av åtgärder för gång- och cykel (tidigare "Åtgärder för att minska barriärer")
- Avsnitt 4.8.2 Cykling - hastigheter, fördröjningar och flöden hänvisar nu till nya effektkatalogen för cykel

Version 2021-04-01

- Redaktionella justeringar

Version 2022-04-01

- Avsnitt 4.5.18.1: Text om korsningsstyrd variabel hastighetsgränser (VH) har strukits
- Avsnitt 4.8: Avsnittet har strukits
- Redaktionella justeringar

Version 2025-04-01

- Nytt avsnitt 4.5.9.2 Dynamiskt aktiva farthinder
- Ny text 4.5.10.2 om ATK

4	Tillgänglighet.....	1
4.1	Inledning.....	1
4.2	Restider - teori och modeller .....	1
4.2.1	Teori för restidsberäkning .....	1
4.2.1.1	Restidsteori för länk .....	2
4.2.1.2	Restidsteori för korsning .....	6
4.2.2.1	Överbelastning .....	10
4.2.2.2	Modeller för restidsberäkning på flerfältsväg .....	12
4.2.2.3	Modeller för restidsberäkning på tvåfältsväg .....	14
4.2.2.4	Modeller för restidsberäkning i korsning .....	18
4.3	Restid och kapacitet - normalvärden för länkar .....	23
4.3.1	Friflödes hastighet och kapacitet - flerfältsvägar på landsbygd .....	25
4.3.2	Friflödes hastighet och kapacitet - tvåfältsvägar på landsbygd .....	28
4.3.3	Friflödes hastighet och kapacitet - flerfältsvägar i tätort .....	30
4.3.4	Friflödes hastighet och kapacitet - tvåfältsvägar i tätort .....	31
4.3.5	Hastighetsflödesamband för flerfältsvägar på landsbygd .....	32
4.3.6	Hastighetsflödesamband för tvåfältsvägar på landsbygd .....	34
4.3.7	Hastighetsflödesamband för flerfältsvägar i tätort .....	37
4.3.8	Hastighetsflödesamband för tvåfältsvägar i tätort .....	39
4.3.9	Körförlopp.....	41
4.3.10	Justering av normalvärden för länkar .....	42
4.3.10.1	Hastighetsförändringar .....	42
4.3.10.2	Vinterväglag .....	43
4.3.10.3	Hög andel tung trafik .....	43
4.3.10.4	Grusväg .....	44
4.3.10.5	Vägarbetsområdets påverkan på trafikens kapacitet .....	44
4.4	Restider för korsningar .....	45
4.4.1	Normalvärden för korsningstyp A-C .....	46
4.4.2	Normalvärden för korsningstyp D (cirkulationsplats) .....	49
4.4.3	Normalvärden för korsningstyp E (trafiksignal) .....	51
4.4.4	Normalvärden för korsningstyp F (trafikplats) .....	56
4.5	Restider - förbättringsåtgärder .....	58
4.5.1	Inledning.....	58
4.5.2	Breddning av väg .....	58
4.5.2.1	Förändring av frifordons hastigheter .....	58
4.5.2.2	Förändring av kapacitet och hastighet vid 1 500 f/h på 2-fältsväg .....	61
4.5.2.3	Förändring av hastighet beroende av vägrensbredd .....	63
4.5.2.4	Förändring av kapaciteter och frifordons hastigheter på flerfältsväg .....	63
4.5.3	Linjeföring/sikt .....	63
4.5.4	Stigningsfält och omkörningsfält .....	68
4.5.5	Minskning av enskilda utfarter .....	68
4.5.6	Mittseparering .....	69
4.5.6.1	Mötesfria 2+1- och 2+2-vägar samt målade 2+1-vägar .....	69

4.5.6.2	Gles 2+1-väg med omkörningsfält .....	74
4.5.7	Säkrare sidoområden .....	78
4.5.8	Vägens närmiljö .....	80
4.5.9	Hastighetsdämpning .....	80
4.5.9.1	Hastighetsdämpande åtgärder .....	80
4.5.9.2	Dynamiskt aktiva farthinder .....	81
4.5.10	ATK (automatisk trafiksäkerhetskontroll) .....	83
4.5.10.1	Modell för beräkning .....	83
4.5.10.2	Exempel där ATK installerats .....	85
4.5.11	Beläggningsåtgärder .....	86
4.5.12	Fysiska åtgärder i korsning .....	86
4.5.12.1	Förskjutna 3-vägs korsningar .....	86
4.5.12.2	Cirkulationsplats .....	87
4.5.12.3	Trafiksignalstyrning .....	90
4.5.12.4	Planskild korsning .....	91
4.5.12.5	Sekundärvägsrefug .....	92
4.5.12.6	Extra körfält .....	92
4.5.12.7	Plankorsning med järnväg .....	94
4.5.13	Bärighetshöjande åtgärder .....	95
4.5.14	Effekter för biltrafiken av åtgärder för gång- och cykel .....	96
4.5.14.1	Fysiska åtgärder för gång- och cykeltrafik på sträcka .....	96
4.5.14.2	Fysiska åtgärder för gång- och cykeltrafik i korsning .....	96
4.5.14.3	Varningssystem för gång- och cykeltrafik vid övergångar .....	97
4.5.15	Trafikregleringsåtgärder för biltrafik .....	97
4.5.15.1	Förbättrad vägvisning .....	97
4.5.15.2	Generell hastighetsgräns .....	97
4.5.15.3	Lokal hastighetsgräns .....	99
4.5.15.4	Stopp/väjningsplikt i korsning .....	99
4.5.15.5	Omkörningsförbud .....	100
4.5.16	Visuell ledning .....	100
4.5.16.1	Väggkantstolpar .....	100
4.5.16.2	Körbanereflektorer .....	100
4.5.16.3	Stationär vägbelysning .....	100
4.5.17	Viltåtgärder .....	100
4.5.18	ITS-åtgärder .....	101
4.5.18.1	Reglering med omställbara vägmärken .....	103
4.5.18.2	System för körfältsstyrning på flerfältig väg .....	111
4.5.18.3	Övervaka trafik .....	115
4.5.19	Kollektivtrafikåtgärder .....	115
4.5.19.1	Busshållplatser .....	115
4.5.19.2	Bussfält .....	116
4.5.19.3	Prioritering av bussar i trafiksignaler .....	116
4.5.20	Miljöåtgärder .....	117
4.6	Transportkostnader .....	118
4.6.1	Normalvärden för vägtyper .....	118
4.6.1.1	Godskostnader .....	118
4.6.1.2	Bränsleförbrukning .....	118
4.6.1.3	Däckslitage .....	125
4.6.1.4	Reparationer .....	129
4.6.1.5	Kapital- och avskrivningskostnader .....	130

4.6.2	Normalvärden för korsningstyper .....	132
4.6.2.1	Godskostnader.....	132
4.6.2.2	Bränsleförbrukning .....	132
4.6.2.3	Däckslitage.....	134
4.6.2.4	Reparationer.....	135
4.6.2.5	Kapital- och avskrivningskostnader.....	135
4.7	Transportkostnader – förbättringsåtgärder .....	135
4.7.1	Inledning.....	135
4.7.2	Breddning av väg .....	135
4.7.3	Linjeföring/sikt.....	135
4.7.4	Stigningsfält och omkörningsfält.....	135
4.7.5	Minskning av enskilda utfarter.....	135
4.7.6	Mittseparering .....	135
4.7.7	Säkrare sidoområden.....	135
4.7.8	Vägens närmiljö .....	136
4.7.9	Hastighetsdämpning.....	136
4.7.10	ATK (automatisk trafiksäkerhetskontroll) .....	136
4.7.11	Beläggningssåtgärder .....	136
4.7.12	Fysiska åtgärder i korsning.....	136
4.7.13	Bärighetshöjande åtgärder .....	136
4.7.14	Åtgärder för att minska barriärer .....	136
4.7.15	Trafikregleringsåtgärder för biltrafik .....	136
4.7.16	Visuell ledning .....	136
4.7.17	Viltåtgärder .....	136
4.7.18	ITS-åtgärder.....	137
4.7.19	Kollektivtrafikåtgärder .....	137
4.7.20	Miljöåtgärder .....	137
4.8	Restid för gående och cyklister .....	137
4.8.1	Gående - hastigheter och flöden .....	137
4.8.1.1	Gåendes hastighet, gångtid och volym.....	137
4.8.1.2	Gångflöden.....	139
4.8.2	Cykling - hastigheter, fördröjningar och flöden .....	139
4.9	Barriärer för gående och cyklister.....	140
4.9.1	Bakgrund.....	140
4.9.2	Barriärstorlek.....	141
4.9.3	Potentiellt resebehov .....	144
4.9.4	Prognos över resande.....	146
4.9.5	Restids- och trafiksäkerhetseffekter .....	147





## 4 Tillgänglighet

### 4.1 Inledning

En viktig del av tillgänglighetsanalyser är beräkning av trafik totalt och/eller uppdelat på resändamål, reslängd och färdmedel i olika relationer, så kallade OD-matriser (Origin-Destination).

Effektkatalogen, EVA Sampers och Samgods innehåller kvantifierade och värderade effekter för:

- restid: reshastighet/restid för personbilar (Pb), lastbilar utan släp (Lbu) och lastbilar med släp (Lbs) i EVA, i Sampers för medelfordon och i Samgods för medellastbil.
- godskostnader för lastbilar utan och med släp i EVA, i Sampers för medellastbil och i Samgods uppdelat på elva varugrupper
- bränsleförbrukning, däck- och fordons slitage och reparation samt kapitalkostnad och värdeminskning för personbilar och lastbilar utan och med släp i EVA, för medellastbil i Sampers och Samgods.

Dessa kostnader och effekter benämns T för tid, G för gods, B för bränsle, D för däck, Fo för fordons slitage och reparation samt Kk för kapitalkostnad och Kv för värdeminskning. B, D, Fo, och K utgör tillsammans fordonskostnaderna (F).

Personbilar, lastbilar utan och med släp är definierade enligt Trafikverkets trafikmätningssystem, dvs. efter axelkonfiguration. Detta innebär att personbil med släp normalt klassas som för personbil medan bussar och många vans blir lastbil utan släp.

Värderingar redovisas i ASEK.

### 4.2 Restider - teori och modeller

#### 4.2.1 Teori för restidsberäkning

*Restiden* för en resa består av restid på länkar, dvs. vägsträckor mellan korsningar (ibland kallat noder), samt fördröjningar i korsningar.

*Fördröjning* definieras som merrestid relativt en referensrestid bestämd av en referenshastighet, normalt vägens hastighetsgräns. För korsningar är referenshastigheten lika med hastighetsgräns för respektive vägben.

*Kapacitet* för en vägtrafikanläggning definieras som största stationära utflöde vid givna förhållanden, dvs. det största möjliga utflödet givet att allt annat är konstant inklusive övriga trafikströmmar.

*Belastningsgrad* definieras som aktuellt flöde/kapacitet. Vid stationära förhållanden innebär belastningsgrad över 1 "oändligt" växande köer<sup>1</sup> och fördröjningar p.g.a. av variationen i trafikbelastning och kapacitet. Vid hög belastningsgrad får denna variation mindre betydelse.

---

<sup>1</sup> Belastningsgrad över 1 innebär att det inkommande flödet är större än antalet fordon som kan passera. Vid detta förhållande innebär det att köerna växer och blir längre och längre.

#### 4.2.1.1 Restidsteori för länk

Det finns tre grundläggande hastighetsbegrepp:

- reshastighet ( $V_r$ ), dvs. reshastigheten över en sträcka för ett fordon
- punkthastighet ( $V_p$ ), dvs. hastighet i en punkt för ett fordon
- körförlopp, dvs. hastighetsvariationen över en sträcka för ett fordon.

*Restiden* kan beräknas som:

$$\text{restid} = \frac{\text{sträcka}}{\text{reshastighet}}$$

Medelhastighet kan mätas dels som *flödets medelpunktshastighet* och dels som *medelreshastigheten för ett flöde*. Medelreshastigheten för ett flöde är alltid lägre än flödets medelpunkthastighet. Detta inses enklast genom att ett långsamt fordon genom att befinna sig längre på sträckan bidrar mer till medelvärdet över sträckan än ett snabbt fordon medan de ger samma bidrag till medelhastigheten i en punkt. Medelreshastigheten beräknas utifrån punktskattningar.

*Medelpunkthastigheten*,  $V_p$  beräknas enligt:

$$V_p = \frac{\sum \frac{L}{T_i}}{n}, \text{ där}$$

$T_i$  = restid mellan slangarna för fordon  $i$

$L$  = avståndet mellan slangarna

$n$  = antalet fordon

*Medelreshastigheten*  $V_r$  kan, givet homogena förhållanden över sträckan, skattas ur "punktmätningen" som:

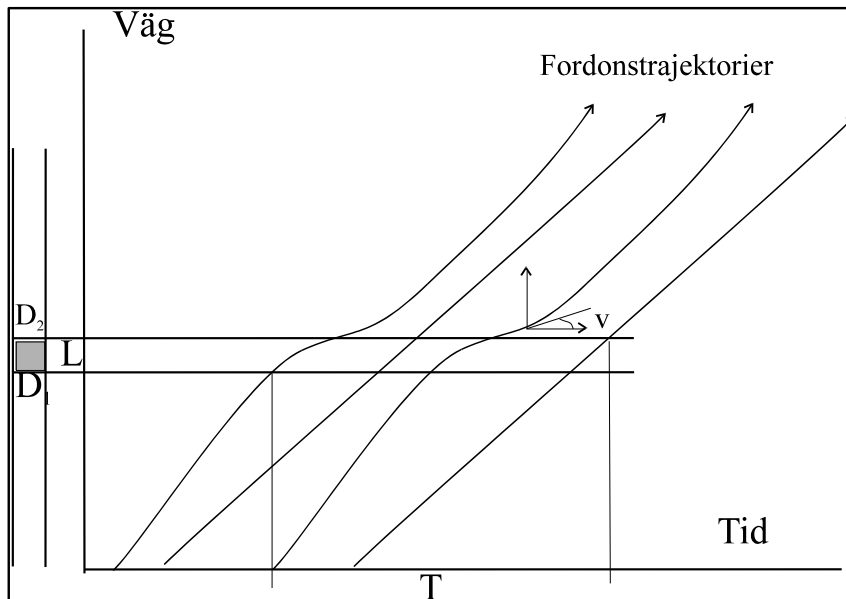
$$V_r = \frac{L}{\left( \frac{\sum T_i}{n} \right)}$$

Medelreshastighet  $V_r$  (km/h), flöde  $Q$  (f/t), och täthet  $K$  (f/km), har följande principiella samband:

$$Q = V_r \times K$$

**Exempel:**

Hastighetsmätningar görs normalt med två detektorer med ett inbördes kort avstånd. I bilden nedan ges en principskiss för hastighetsmätning (detektorerna är markerade med D, avståndet mellan detektorerna är L).



Principskiss för hastighetsmätning.

I bilden ovan finns fyra linjer, där varje linje motsvarar ett fordon. Avståndet (L) mellan detektorerna D<sub>1</sub> och D<sub>2</sub> är 3,3 m.

Följande restider har uppmätts:

	Restid, T (s)	Hastighet, L/T (m/s)	Hastighet (km/h)
Fordon 1	0,172	19,2	69,2
Fordon 2	0,122	27,0	97,3
Fordon 3	0,205	16,1	58,1
Fordon 4	0,145	22,7	81,8

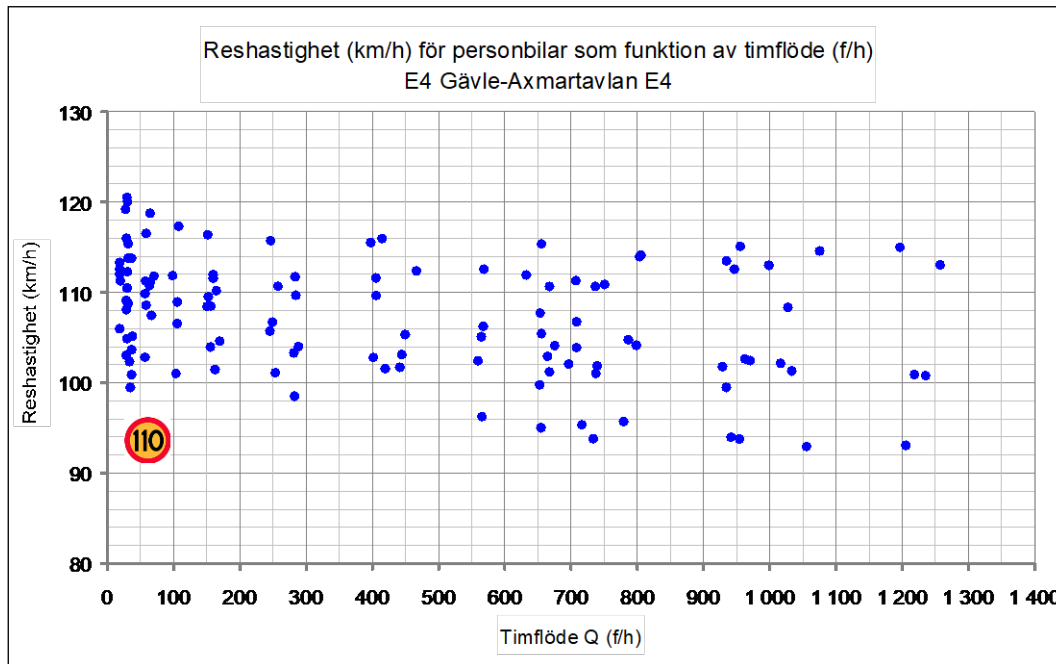
**Medelpunkthastigheten,  $V_p$**  beräknas enligt:

$$V_p = \frac{\sum \frac{L}{T_i}}{n} = \frac{69,2 + 97,3 + 58,1 + 81,2}{4} = \frac{306,4}{4} = 76,6 \text{ km/h}$$

**Medelreshastigheten,  $V_r$**  beräknas enligt:

$$V_r = \frac{L}{\left(\frac{\sum T_i}{n}\right)} = \frac{3,3}{\frac{0,172 + 0,122 + 0,205 + 0,145}{4}} = \frac{3,3}{0,644} = 20,5 \text{ m/s} = 73,8 \text{ km/h}$$

Förarens hastighetsval, och därmed hastighetsvariationen, beror på en mängd faktorer som personlighet, socioekonomiska förhållanden, restyp och reslängd, hastighetsgräns med övervakningsnivå och bötesystem, vägutformning, vägyta och väglag och ljusförhållanden. Medelhastigheterna mellan t.ex. 13 m vägar med 90 km/h med ungefär samma flöde varierar cirka 10 km/h. Det finns en tydlig tendens till högre hastighet med högre andel långväga trafik. Figuren nedan visar reshastighetsmätningar uppmätta på en enfältig sträcka från den mötesfria motortrafikleden E4 Gävle-Axmartavlan. Medelreshastigheten varierar mellan ca 100 och 120 km/h vid låga flöden och påverkas bara marginellt av flödets storlek vid flöden under 1 000 f/h. Det är normalt med hastighetspridningar på ca 10 % vid svenska väg- och trafikförhållanden.



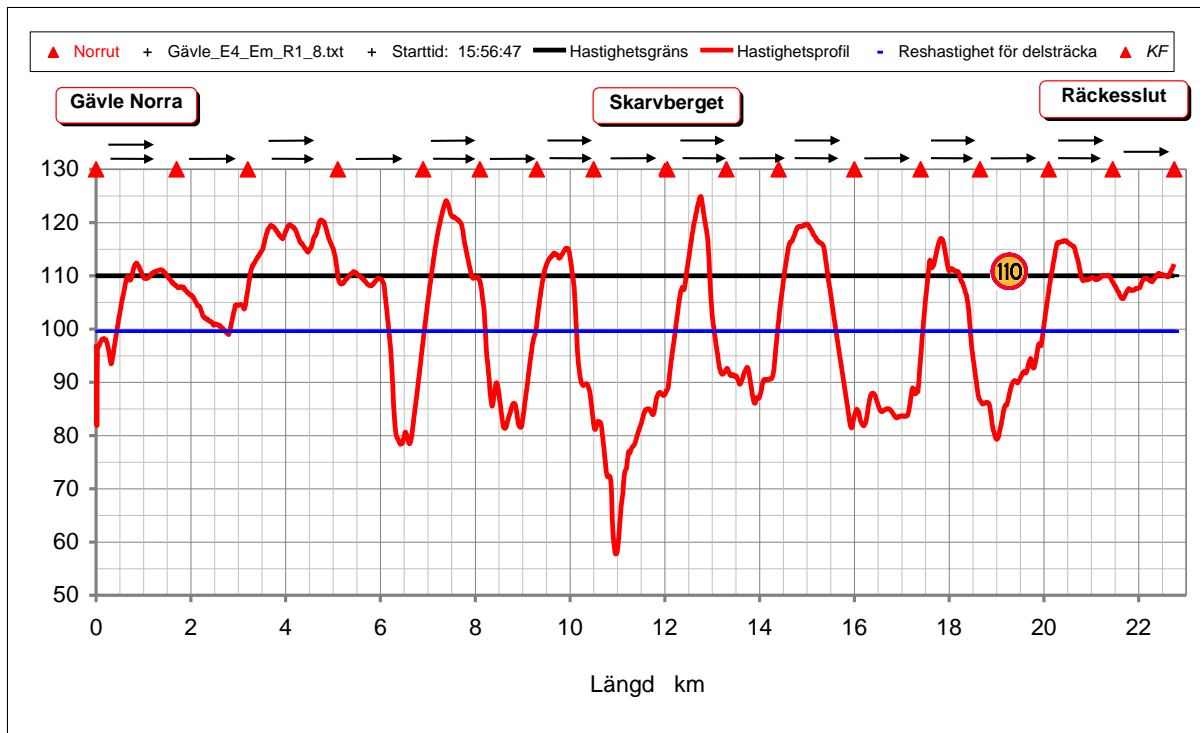
Figur 4-1 Exempel på reshastighet (km/h) för personbilar som funktion av timflöde (f/h) vid E4 Gävle-Axmartavlan.

Antalet upphinnande  $U$  per km väg och timme kan översiktligt uppskattas som

$$U = \frac{1}{\pi} \times \frac{\sigma}{V_r} \times K^2 = \frac{1}{\pi} \times \frac{0,13 \times Q^2}{V_r} \text{ där:}$$

$\sigma$  = standardavvikelse för reshastighet = ca 0,13 på landsbygdsvägar

*Körförloppet*, dvs. hastighetsvariationen för ett fordon längs en vägsträcka, beror på vägutformning och på trafikförhållande, ibland kallat väg och trafikbrus. Den kan beskrivas med olika variationsmått. Trafikbruset kan vara stort vid hög medelhastighet, som exemplet nedan från Gävle – Axmartavlan visar. Medelreshastigheten är ca 100 km/h. Flödet ligger i nivån 1 000 f/h över 2+1-sträckan. Punkthastigheten varierar mellan 60 och 130 km/h.



Figur 4-2. Exempel på hastighetsprofil från E4 Gävle – Axmartavlan.

Körförloppen beskriver alltså typiska hastighetsvariationer kring medelreshastigheten. För att mäta körförlopp används normalt så kallad *floating car* teknik. Det innebär att sträckan körs med ett fordon som registrerar hastighet och restid kontinuerligt längs sträckan. Det finns ett antal förarinstruktioner, t.ex. att försöka köra om lika många gånger som man blir omkörd.

Körförlopp används i kalkylverktyget EVA för att beräkna fordons- och utsläppseffekter knutna till en viss reshastighet. Nio typiska körförlopp definieras:

- fyra för normala landsbygdsförhållanden (L1, L2, L3 och L4)
- fem för tätortsförhållanden (70Y, 70M, 50Y, 50M och 50C)

Hastighetsvariationen för de fyra *landsbygdsförloppen* består av vägbrus kring medelhastigheten skapade med fyra typiska linjeföringar och olika frifordons hastigheter i VTI:s simuleringsprogram. Linjeföringarna kan översiktligt beskrivas med sina linjeföringsmått *plan* (absolutvinkeländring i radianer/km) och *profil* (absolut höjdskillnad i m/km).

Siktclass	Andel väglängd med sikt >500 m	Linjeföring		Längsta stigning		Max lutning %
		Horisontellt abs(rad)/km	Vertikalt abs(m)/km	längd m	medellutning %	
1	> 60 %	0-0,5	0-10	2 160	0,8	2,1
2	35–60 %	0,3-1,0	5-30	2 200	2,0	3,3
3	15–35 %	0,7-1,3	>20	2 290	3,2	3,4
4	0–15 %	>1,3	>20	2 680	3,4	5,1

Tabell 4-1. Linjeförings- och siktdata för siktclass 1<sup>2</sup>

Hastighetsvariationen för *tätortsförloppen* består av trafikbrus från vägtypens frifordons hastighet skapat enligt följande princip:

- hälften av fördröjningen beror på körning med flödesmedelhastigheten
- hälften beror på accelerationer och retardationer mellan frifordons hastigheten och halva flödesmedelhastigheten.

#### 4.2.1.2 Restidsteori för korsning

##### Fördröjning

Fördröjning i en korsning är den extra tid det tar att köra genom korsningen jämfört med om den inte funnits. Fördröjningar i korsning delas upp i två huvudkomponenter<sup>3</sup>:

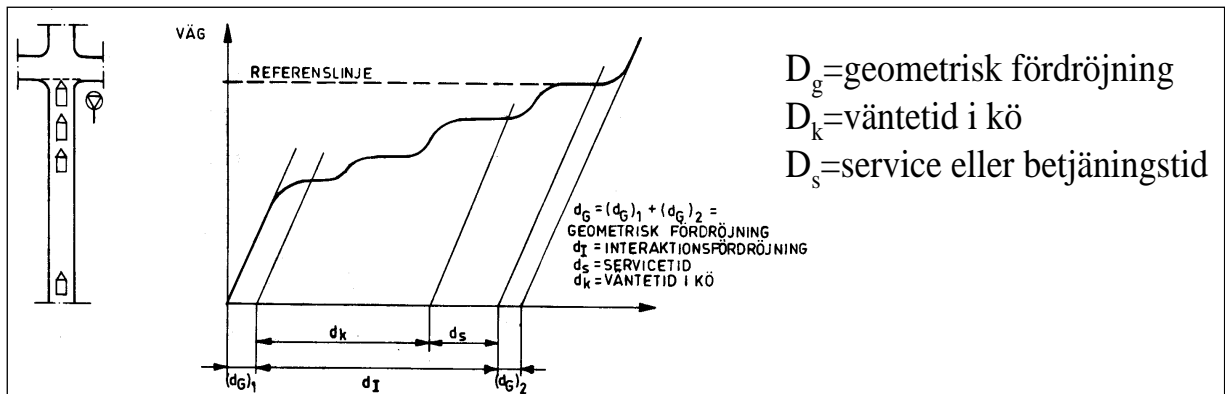
- *Geometrisk fördröjning* är den fördröjning som uppstår eftersom fordon måste retardera och accelerera vid en korsning.
- *Interaktionsfördröjning*, vilket är den fördröjning som uppstår p.g.a. konflikter med andra fordon.

Den totala fördröjningen är accelerationsfördröjning och det största värdet av interaktionsfördröjning och retardationsfördröjning. Bakgrunden till att det största värdet av de två väljs är att det antas att retardationsfördröjningen "tas upp" under interaktionsfördröjningen om tiden för retardation underskrider interaktionsfördröjningen. Det aktuella fordonet måste alltså bromsa in för de framförvarande, köande fordonen och inte p.g.a. korsningens utformning.

I Figur 4-3. Fördröjning vid en korsning illustreras ovanstående fördröjningar.  $d_{G1}$  är fördröjningen som uppstår då det aktuella fordonet bromsar in för framförvarande, köande fordon.  $d_k$  är väntetiden i kön,  $d_s$  servicetiden vid den korsande vägen och slutligen  $d_{G2}$  som innebär acceleration ut från korsningen. Den totala geometriska fördröjningen är  $d_{G1} + d_{G2}$  och den totala interaktionsfördröjningen är  $d_k + d_s$ . Total fördröjning är  $d_{G1} + d_{G2} + d_k + d_s$ .

<sup>2</sup> Källa: Revidering kap 3 E2000, VTI, 2007-03-15, Rev 2007-12-11.

<sup>3</sup> Källa: Capcal 4.2.00



Figur 4-3. Fördröjning vid en korsning

Kapaciteten och därmed restider och fördröjningar i ett överbelastat vägnät bestäms av dess svagaste punkt. Vid överbelastning "breddar" köer över från denna svagaste punkt in på länkar uppströms.

#### *Ej signalreglerade korsningar*

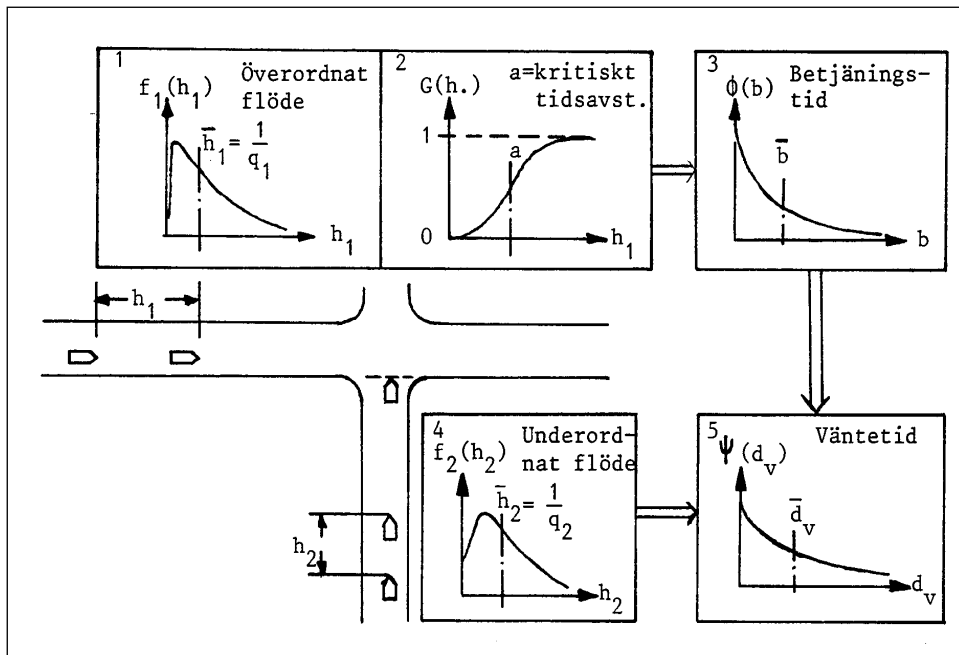
Direkta mätningar av kapacitet och framkomlighet i en korsning kan sällan generaliseras till andra korsningar p.g.a. olikheter i utformning, trafikbelastning och reglering. Det är därför viktigt att kunna beskriva ingående samband med hjälp av en modell som kan beräkna kapacitet, fördröjning m.fl. faktorer av intresse baserat på trafikanternas faktiska beteenden.

Kapaciteten i den underordnade tillfarten beror i princip på följande faktorer:

- trafikens storlek, riktnings- och tidluckefördelning på huvudvägen (cirkulerande i cirkulationsplats)
- accepterade tidsluckor och följdtider samt köregler för köriktningar den underordnade tillfarten.

Den överordnade trafikens tidsavståndsfördelning beror främst på antalet körfält och hur stor andel som ankommer slumpmässigt och hur stor del som ankommer i kolonn.

Kritiska tidsluckor beror bl.a. på sväng, hastighetsnivå, belastningsnivå och förar-karakteristika. Andelen stoppade fordon följer av kapacitet, belastningsgrad och kritisk tidslucka. Figuren nedan illustrerar de olika stegen i analysen.



Figur 4-4 Princip för beräkning av kapacitet, fördröjningar och andel stopp med tidluckemetod.

Konflikten mellan en överordnad och en underordnad trafikström kan teoretiskt beskrivas som en enkel interaktion mellan två korsande strömmar där det ena flödet ( $q_u$ ) blir underordnat det andra ( $q_o$ ). Kapaciteten för den underordnade strömmen kan då enkelt beräknas, utan användning av köteori. Det kan antas att:

- (a) tidsavståndet ( $h_o$ ) i den överordnade strömmen följer en exponentialfördelning, dvs. fördelningsfunktionen är  $F_o(h_o) = 1 - e^{-q_o h_o}$
- (b) ett väntande fordon korsar den överordnade strömmen i ett visst tidsavstånd  $h_o$  (accepterar  $h_o$ ) om  $h_o > a$  (kritiska tidsavståndet, konstant)
- (c) exakt  $i$  väntande fordon (i en kö) accepterar  $h_o$  om  $a + (i-1)b < h_o < a + ib$ ,  $i = 1, 2, \dots$

där  $b$  (normalt  $< a$ ) är en annan konstant, följtidsavståndet.

Då en ständig kö måste finnas om kapaciteten ska kunna uppnås så erhålls att kapaciteten är [antal tidluckor per tidsenhet i överordnat flöde]  $\times$  [0  $\times$  (sannolikheten att tidluckan är kortare än  $a$ ) + 1  $\times$  (sannolikheten att tidluckan är mellan  $a$  och  $a+b$ ) + 2  $\times$  (sannolikhet att tidluckan är mellan  $a+b$  och  $a+2b$ ) + ...], dvs.

$$K = q_o \sum_{i=1}^{\infty} i [F(a+ib) - F(a+(i-1)b)] = q_o \sum_{i=1}^{\infty} i [e^{-q_o[a+(i-1)b]} - e^{-q_o[a+ib]}]$$



vilket efter lite räkningar kan visas bli:

$$K = \frac{q_o e^{-aq_o}}{1 - e^{-bq_o}}$$

där  $K$  är kapacitet för den underordnade strömmen

$q_o$  = överordnat flöde

$a$  = kritiskt tidsavstånd

$b$  = följtidsavståndet

### Signalreglerade korsningar

Kapacitet och belastningsgrad i signalreglerade korsningar beror främst på trafikflöden, körfältskonfiguration och tidsättning, dvs. omloppstid och gröntidsfördelning samt dess styrning.

### Trafikplatser

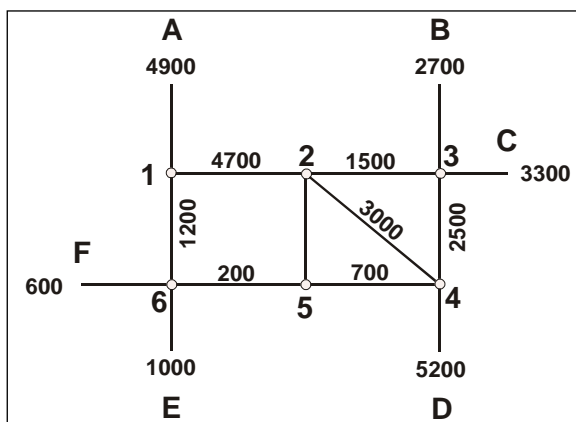
Kapacitet och belastningsgrad bestäms antingen av någon sekundärvägs korsning, som kan ge köer ut på motorväg vid avfart eller av en rampanslutning. Rampanslutningens kapacitet beror marginellt av dess utformning.

## 4.2.2 Modeller för restidsberäkning

För att prognostisera framkomlighet och beräkna restider i vägnätet finns olika modeller att tillgå. Framkomlighetsmodeller delas in i mikro-, meso- eller makromodeller beroende på detaljeringsgraden i modellen, dvs. hur detaljerat körförlopp som avbildas.

Trafikverket använder antingen makromodellerna Sampers och EMME eller EVA för att beräkna restider i vägnät. Dessa modeller bygger på att vägnätet delas in i länkar och noder<sup>4</sup> och att restiden sedan beräknas som summa restid på länk och nod. Dessa makromodeller kan inte på ett bra sätt hantera ett överbelastat vägnät.

Figuren nedan visar ett exempel på trafikfördelning i ett avgränsat influensområde mellan mål- och startpunkterna A-E. Siffrorna 1-6 utgör korsningar medan resterande siffror avser det dubbelriktade trafikflödet på respektive länk.



Figur 4-5. Exempel på trafikfördelning i ett avgränsat influensområde.

<sup>4</sup> Nod är en korsning mellan minst tre vägar. Delnod avser en punkt där någon egenskap hos vägen ändras.

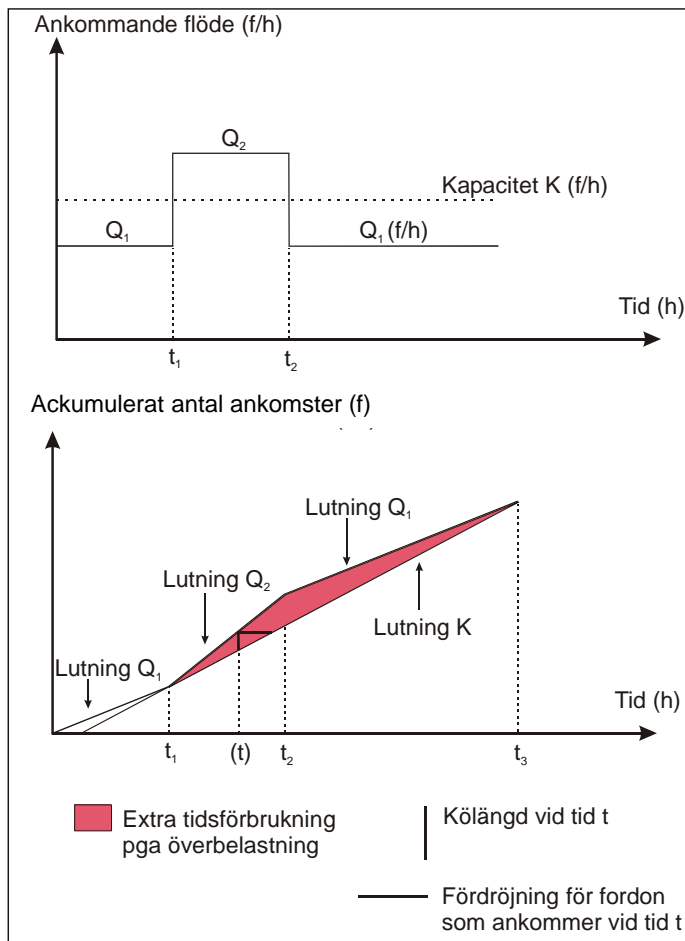
#### 4.2.2.1 Överbelastning

Överbelastning i ett vägnät bestäms av systemets flaskhalsar, t.ex. en övergång från motorväg till 2-fältsväg, i vilka efterfrågan kan överstiga tillgången eller "kapaciteten". Detta leder till snabbt växande köer som kan skapa blockeringar bakåt i vägsystemet. Då är vägnätets delar inte längre oberoende av varandra.

Ovan nämnda verktyg EMME och EVA lämpar sig inte för att bedöma restider i överbelastade nät. Dessa tillämpar en mycket förenklad överbelastningsmodell, som innebär att VQ-kurvan speglas i sin kapacitetspunkt. Om utredningen är fokuserad på överbelastningsfrågor i ett vägsystem av tätortskaraktär rekommenderas en så kallad mesomodell, t.ex. CONTRAM, Dynameq och Mezzo eller den makroskopiska flödessimuleringsmodellen CALMAR. Överbelastningar i en enskilda korsning kan bedömas med den analytiska trafikmodellen CAPCAL eller för ett mindre nätverk med en mikrosimuleringsmodell.

Överbelastning i en punkt i ett vägnät kan bedömas med följande enkla deterministiska modell:

- En trafikanläggning har kapaciteten  $K$  (f/h). Inkommande flöde ligger på  $Q_1$  (f/h) till tidpunkten  $t_1$  då det ökar till  $Q_2$  över kapaciteten för att vid tidpunkten  $t_2$  åter sjunka till  $Q_1$ , se övre delen i figur nedan.



Figur 4-6. Principer för fördröjnings- och köberäkningar vid deterministisk överbelastning.

- Trafikförhållandena kan över tiden beskrivas som den nedre delen i figuren med antal ankommande fordon som y-axel. Detta ges genom att lägga ut linjer med lutningarna  $Q_1$  och  $Q_2$  med skärningspunkter vid  $t_1$  och  $t_2$ . Linjen med lutning  $K$  ger utflödet från anläggningen då den opererar vid kapacitetsgränsen.

- Den skraferade ytan i figuren blir den totala fördröjningen p.g.a. överbelastningen antaget deterministiska förhållanden exklusive geometrisk fördröjning.

$$\text{Total fördröjning} = \frac{(t_2 - t_1)^2}{2} \times \frac{(Q_2 - Q_1)(Q_2 - K)}{(K - Q_1)}$$

- Den längsta vertikala linjen i den streckade ytan blir max kölängd (räknat som antal fordon). Max kölängd =  $(t_2 - t_1) \times (Q_2 - K)$
- Tid till effekterna av överbelastningen upphört (relativt när övrefterfrågan upphört =

$$t_3 - t_1 = \frac{Q_2 - Q_1}{K - Q_1} \times (t_2 - t_1)$$

### Exempel:

Följande ankommande flöden har uppmätts vid en korsning:

Mellan 7:30 - 8:00: 750 fordon (vilket innebär 1 500 f/h)

Mellan 8:00 - 8:30: 1 000 fordon (vilket innebär 2 000 f/h)

Efter 8:30 flödet detsamma som mellan 7:30 - 8:00

Korsningens kapacitet är 1 800 f/h

Om beteckningarna i Figur 4-6 används:

Det ankommande flödet mellan 7:30 - 8:00 är detsamma som efter 8:30 och betecknas  $Q_1$ .

Det ankommande flödet mellan 8:00 - 8:30 betecknas  $Q_2$ .

$K = 1 800$  f/h

$Q_1 = 750/0,5 = 1 500$  fordon/h

$Q_2 = 1 000/0,5 = 2 000$  fordon/h

Total fördröjning =

$$= \frac{(t_2 - t_1)^2}{2} \times \frac{(Q_2 - Q_1)(Q_2 - K)}{(K - Q_1)} = \frac{(0,5)^2}{2} \times \frac{(2000 - 1500)(2000 - 1800)}{(1800 - 1500)} = 41,7 \text{ timmar}$$

Max kölängd =  $(t_2 - t_1) \times (Q_2 - K) = 0,5 \times (2000 - 1800) = 100$  fordon

Effekterna av överbelastningen har upphört efter

$$t_3 - t_1 = \frac{Q_2 - Q_1}{K - Q_1} \times (t_2 - t_1) = \frac{500}{300} \times (0,5) = 0,833 \text{ timmar} = 50 \text{ min, alltså klockan 8:50}$$

#### 4.2.2.2 Modeller för restidsberäkning på flerfältsväg

Effektkatalogens kapacitets- och restidsmodell är uppdelad på personbilar (inkl. personbilar med släp), lastbilar utan släp (inkl. bussar) och lastbilar med släp. Dessa fordonsgupperingar ingår också i standardredovisningar från Trafikverkets trafikmätningssystem.

Slutresultatet för en länkberäkning är:

- årsmedelreshastighet som indata för fordonseffekter, bränsle- och utsläpp
- årsmedelrestid som indata för restidsberäkningar och avskrivnings- och kapitalkostnader.

Modellen ger ett reshastighetsflödessamband. För samtliga vägtyper används enkelriktade flöden, dvs. antal fordon i en riktning<sup>5</sup>.

Tabellen nedan visar de ingående värdena till reshastighetsflödessambanden för en 4-fältig motorväg med hastighetsbegränsning 110 km/h. I tabellen finns ett antal så kallade brytpunkter samt hastigheten för personbilar, lastbilar utan släp och lastbilar mer släp.

110 MV 2Kf, 26,5 m	Flöde (f/h)	Hastighet (km/h)		
		Personbilar (Pb)	Lastbil utan släp, inkl. buss (Lbu)	Lastbil med släp (Lbs)
Brytpunkt 0	0	109,0	93,0	84,5
Brytpunkt 1	1 806	109,0	93,0	84,5
Brytpunkt 2	3 311	101,5	86,7	79,3
Brytpunkt 3	4 300	69,5	69,5	69,5
Brytpunkt 4	5 160	10,0	10,0	10,0

Tabell 4-2. Brytpunktstabell för 4-fältig 26,5 m motorväg, 110 km/h.

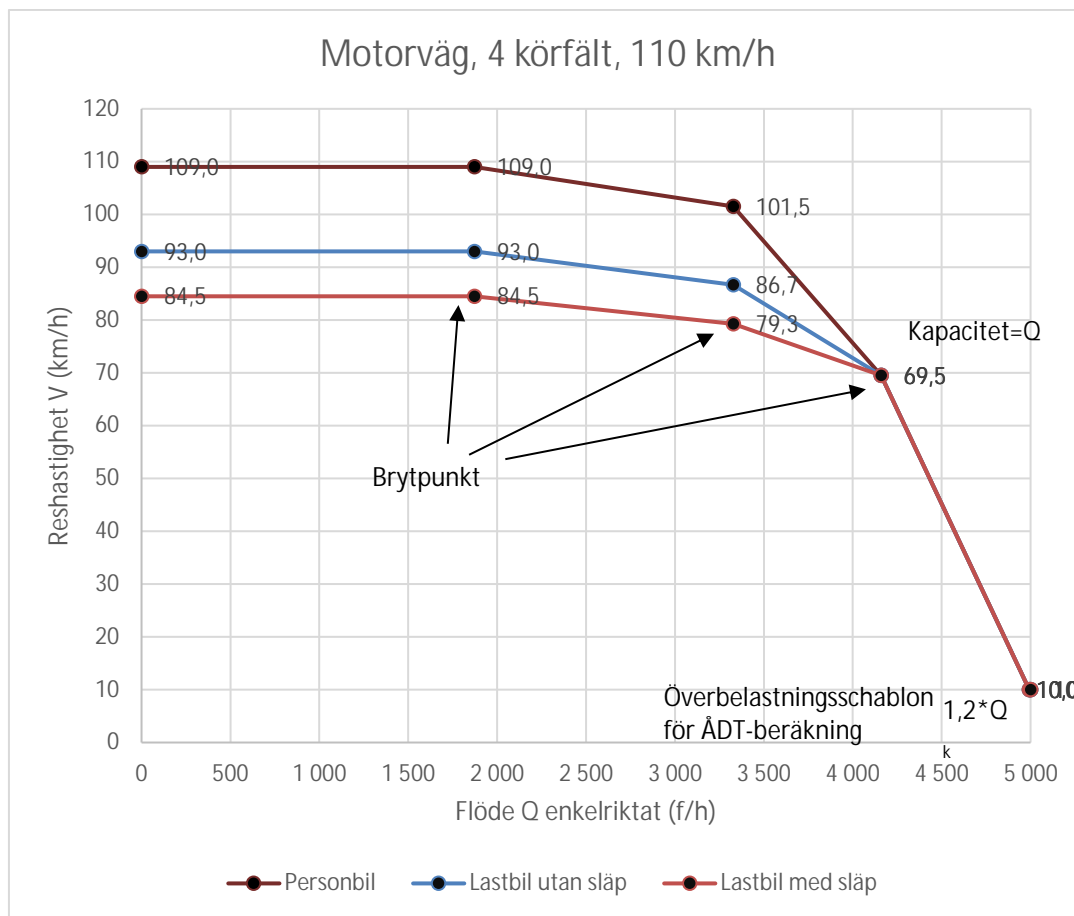
I Figur 4-7 har siffrorna i tabellen ovan använts för att skapa ett hastighetsflödesdiagram (ibland även kallat VQ-samband) där hastigheten framgår vid ett givet flöde. Hastigheten ska spegla typiska hastigheter för en genomsnittlig vägsträcka av vägtypen vid dagsljus och torrt väglag samt god vägytestandard (IRI=2).

Det innebär att dessa normalsamband inte kan användas för att beskriva effekter av hastighetsgränsändringar. Normalsamband för en motorväg med 110 km/tim motsvarar landsbygdsförhållanden med långväga trafik och ganska lågt ÅDT. Motorväg 100 km/tim är en tätortsnära miljö med högt ÅDT och stor andel pendlingstrafik, se närmare 4.5.15.2.

De tre linjerna i diagrammet visar hastigheten vid olika flöden för personbil (Pb), lastbil utan släp (Lbu) och lastbil med släp (Lbs). Diagrammet är uppbyggt av fem linjära delar, med ett antal brytpunkter där linjerna ändrar riktning. Fram till den första brytpunkten (vid flödet 1 806 f/h) är det friflödehastighet eller frifordons-hastighet på länken. Detta innebär att det antas att hastigheten är densamma oavsett om det är 1, 1 000 eller 1 500 fordon på länken, men att hastigheten är olika för personbil, lastbil utan släp och lastbil med släp. När den maximala kapaciteten har uppnåtts (vid ca 4 500 f/h i diagrammet nedan) är det trängsel på vägen, men trafiken "flyter" fortfarande. Vid denna punkt antas alla fordon ha samma

<sup>5</sup> Detta är en förändring jämfört med tidigare effektkataloger där vissa flöden var enkelriktade och andra dubbelriktade. I denna effektkatalog är alltså samtliga flöden enkelriktade.

hastighet. Detta kan enklast förklaras av att det är så mycket trafik på vägen att det inte är möjligt att göra några omkörningar. Ökar trafiken ytterligare kommer köer att uppstå, samtidigt som hastigheten snabbt minskar<sup>6</sup>.



Figur 4-7 Reshastighetflödessamband (VQ) för 4-fältig 26,5 m motorväg, 110 km/h.

Reshastighet för ranger med trafikflöden över kapaciteten skattas vid årsberäkningar genom att förlänga reshastighetssambandet till  $1,2 \times Q_{kap}$  och därefter med reshastighet 10 km/h. Detta är ett vanligt förfarande vid årsmedeldygnsbereäkningar. Vid timberäkningar är detta felaktigt. Flödet kan ju inte överskrida kapaciteten utan istället "breddar" flöde och fördröjningar över till andra tider.

Vid timberäkningar av överbelastningar måste utflöde och uthastighet vid överbelastning skattas. Utflöde och uthastighet är normalt lägre än VQ-sambandets kapacitet. Följande schabloner föreslås:

$$\text{hastighet vid överbelastning: } V_{ob} = V_{kap} / 2$$

$$\text{tätet vid överbelastning: } K_{ob} = K_{kap} \times 1,5$$

det realiserade flödet under överbelastning blir då:

$$Q_{ob} = V_{ob} \times K_{ob} = 0,75 \times V_{kap} \times K_{kap} = 0,75 \times Q_{kap}$$

Schablonmässiga överbelastningsberäkningar kan sedan göras med metoden beskriven på sidan 10.

<sup>6</sup> Egentligen minskar både det möjliga flödet och hastigheten när länkens kapacitet uppnåts. Av modelltekniska skäl är detta inte möjligt, eftersom det vid ett givet flöde skulle finnas två möjliga hastigheter.

#### 4.2.2.3 Modeller för restidsberäkning på tvåfältsväg

Modellen för att beräkna restider på tvåfältsväg skiljer sig ifrån den för flerfältsväg. Restid på en tvåfältsväg beräknas i följande steg:

1. Varje vägtyp (bredd, hastighetsgräns och siktklass) tilldelas ett VQ-samband på timnivå för *flöde i en riktning*.
2. Varje sådant VQ-samband innehåller *tre fordonstyper* och gäller för en konstant *andel tunga fordon på 12 %*. *Riktningfördelningen är valbar i EVA, men är defaultsatt beroende på trafikvariationstyp och rang*. Sambanden är en analytisk funktion av enkelriktat flöde med korrigeringsfaktor.
3. Sambandet startar vid nollflöde med en frifordonshastighet  $V_0$  som beror på vägtyp, hastighetsgräns och siktklass. Hastigheten sjunker på grund av flödet i egen riktning. Vid *snedfördelat flöde finns en korrigeringsterm* som justerar hastigheten beroende på graden av snedfördelning.
4. Kurvan slutar vid kapacitetsvärdet. Detta beror på vägtyp och siktklass.
5. Justering görs av reshastigheten för personbil för andel tunga fordon. Justeringen görs med ett tillskott i restid för personbil,  $\Delta T$ , som är tillägget i restid vid ändring av *andelen tunga fordon med en procentenhet*.  $\Delta T$  är en exponentialfunktion av flödet för *båda riktningarna*.

Modellen avser även här normalförhållanden. Det innebär att de inte kan användas för att bedöma effekter av hastighetsgränsförändringar. En väg med 100 km/tim ligger i genomsnitt i Norrland med en personbilsfrifordonshastighet kring 100 km/tim och en 90-väg i Mellansverige med en personbilsfrifordonshastighet kring 90 km/tim. Men effekten av en sänkning från 100 till 90 km/tim är långt ifrån 10 km/tim, se närmare 4.5.15.2.

Hastighetsflödessambandet för tvåfältiga vägar är<sup>7</sup>:

$$V = V_0 - c_1 (q_d - q_0)^\alpha \times (1 + c_2 (\frac{q_d}{q_{tot}} - 0,5))$$

$V$  är reshastigheten för en viss fordonstyp (km/h)

$V_0$  är frifordonshastigheten (km/h)

$q_d$  är flödet mätt i aktuell riktning (f/h)

$q_0$  är brytpunkt i flödet en riktning där frifordonshastigheten gäller (f/h)

$q_{tot}$  är flödet mätt i båda riktningarna (f/h)

$c_1$ ,  $c_2$  och  $\alpha$  är kalibreringskonstanter.

Frifordonshastigheten  $V_0$  för olika vägtyper redovisas i Tabell 4-8 till Tabell 4-11, medan brytpunktshastigheten  $q_0$  och kalibreringskonstanterna  $c_1$ ,  $c_2$  samt  $\alpha$  är listade i bilaga 4-1.

I *EVA-programmet* görs restidsberäkningar för länkar på följande sätt:

- årsdygnstrafiken för personbilar respektive lastbilar/bussar delas upp i ett antal ranger, bestämt av vald trafikvariationstyp (dvs. årsvariation). Dessa ger med aktuella årsdygnsflöden timflöden  $Q_{ij}$  för personbilar och lastbilar, lastbilsandel och trafikarbetsandelar per rang  $i$ .

---

<sup>7</sup> I EVA och Samkalk har funktionen ersatts med brytpunktstabeller. Detta gör att VQ-diagrammen i dessa program inte ser exakt lika dana ut som nedan, men skillnaderna är marginella.

**Exempel:**

Länk 2 km 9 m väg M-län primär länsväg siktclass 1 med cirkulationsplats i båda ändar med trafikvariationstyp statlig ger med ÅDT 4500 för personbilar, 250 för lastbilar utan och 250 för lastbilar med släp:

rang 1 omfattar 17 timmar med 0,6 % av personbilsårstrafikarbetet och 0,4 % av lastbilsårstrafikarbetet. Timflödet är för:

- personbilar  $12,8\% \times 4500 = 580$  pb

- lastbilar  $7,8\% \times 500 = 39$  lb

- totalt  $580 + 39 = 619$  f/h med 6 % lastbilar

o.s.v., se tabell nedan:

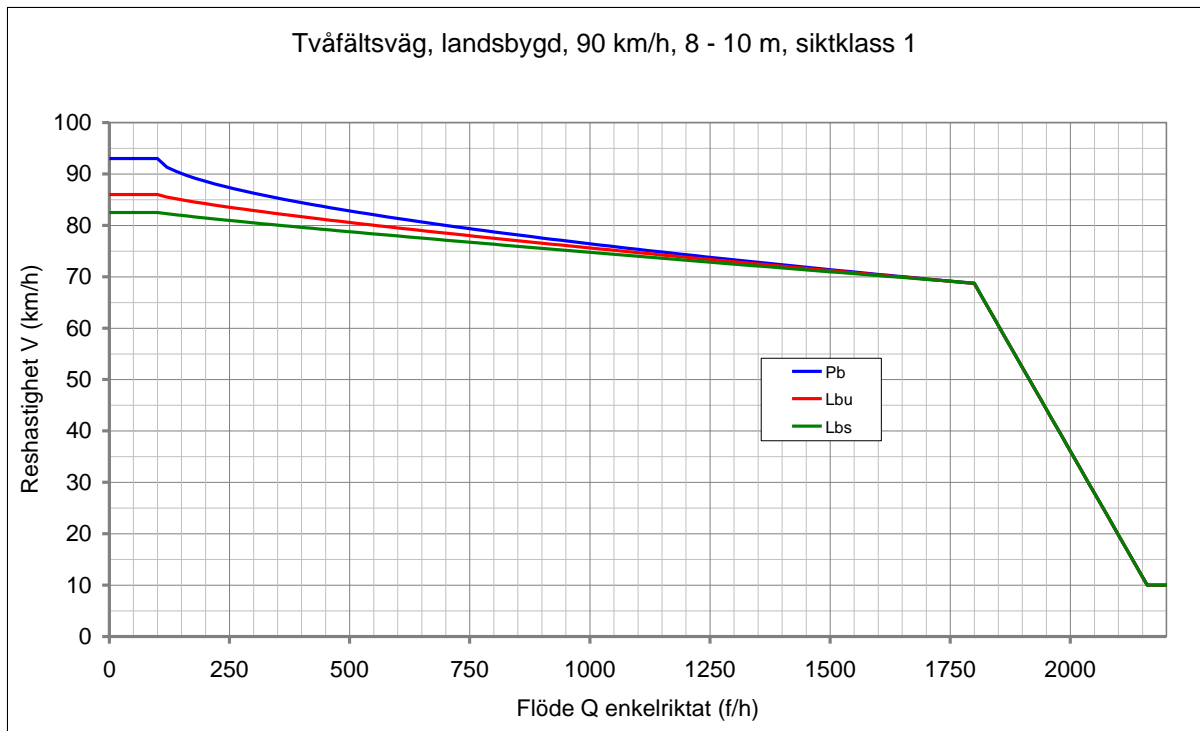
Typ	Rang	Antal timmar	Timflöde (% av ÅDT)		Andel trafikarbete (%)	
			Pb	Lb	Pb	Lb
Statlig väg	1	17	12,8	7,8	0,6	0,4
	2	895	9,3	7,8	22,6	17,4
	3	3746	6,1	6,9	60,1	60,3
	4	4102	2,5	3,0	16,7	21,9
	Tot	8760			100,0	100,0

Tabell 4-3. Rangkurva för statlig normal. Rangkurvor för andra vägtyper finns i kapitel 3.

- för varje rang i beräknas ett totalflöde  $Q_i$ . Dessa totalflöden ger reshastigheter på timnivå för respektive fordonstyp (j)  $V_{ij}$  för respektive rang från aktuellt normalvärdessamband.

**Exempel fortsättning:**

Trafikflödet totalt under rang 1 är 619 f/h med 6 % lastbilar. Hastighetsflödessambanden är enkelriktade, och det antas att det är lika mycket trafik i båda riktningarna blir det enkelriktade flödet 310 f/h med 6 % lastbilar.



Figur 4-8. VQ-samband för 9 m väg siktklass 1.

Normalvärdesambandet ovan ger ca 82 km/h för personbilar.

- Dessa justeras för lastbilsandelar utanför intervallet 10 till 16 % för tvåfältiga smala och normala landsbygdsvägar med hastighetsgräns 90 km/h eller högre och vid korta länkar med stopp/väjning, cirkulationsplats eller signal i båda ändarna enligt:
  - vid lastbilsandel utanför intervallet 10-16 % justeras reshastigheten för personbilar för 2-fältiga landsbygdsvägar med vägbredd <11,5 m och hastighetsgräns 90 eller 110 km/h enligt:

$$V_{Pbkorr} = \frac{3600}{\frac{3600}{V_{ipb}} + \frac{24}{550} * Q_i * (lb\_andel - 0,10)} \quad \text{vid lastbilsandel} < 10 \%$$

$$V_{Pbkorr} = \frac{3600}{\frac{3600}{V_{ipb}} + \frac{7}{700} * Q_i * (lb\_andel - 0,16)} \quad \text{vid lastbilsandel} > 16 \%$$

**Exempel fortsättning:**

Normalvärdeshastigheten under rang 1 är ca 82 km/h. 6 % lastbilar ger:

$$V_{Pbkorr} = 3600 / (3600/82 + 24/550 * 619 * (0,06 - 0,10)) = \text{ca } 84 \text{ km/h.}$$

- reshastigheterna justeras för kort länk vid stopp/väjning, cirkulationsplats eller trafiksignal i båda ändarna. Aktuell länklängd ger maxhastighet för länken med linjär interpolation i tabell nedan. Aktuell hastighet fås som  $V_{ij} = \min(V_{länk}, V_{ij})$ .



V <sub>länk</sub>	Länklängd		
	Pb	Lbu	Lbs
20	13	15	19
30	30	43	60
40	57	97	142
50	99	188	285
60	162	335	523
70	250	576	918
80	374	998	1602
90	529	1989	3025
100	551		
110	886		
120	2270		

Tabell 4-4 Minsta länklängd för olika hastigheter i EVA.

**Exempel fortsättning:**

Normalvärdeshastigheten under rang 1 för personbilar justerat för lastbilar är ca 84 km/h. 2 km länklängd med cirkulationsplats i båda ändarna ger  $V_{länk} = 110 + 10 \times (2000 - 886) / (2270 - 886) = 118$  km/h. Således görs ingen korrektion för kort länk.

- Årsresmedelreshastighet per fordonstyp j ( $V_{jbas}$ ) och länk erhålls genom att summera ranghastigheter ( $V_{ijkorr}$ ) harmoniskt viktat med trafikarbetsandelar ( $TA_{ij}$ ) över vald trafikvariationstyp för respektive rang i.

$$V_{jbas} = \frac{1}{\sum_i \frac{TA_{ij}}{V_{ijkorr}}} \quad \text{km/h}$$

- Årsmedelrestid per fordonstyp erhålls i (h/km) genom att invertera hastigheten
- Årsmedelrestiden per fordonstyp ökas pga. vinterväglag enligt (h/km):

$$\Delta R_v = r \times \frac{(T1 + N \times T2) \times 0,035 \times \text{ÅDT}}{365 \times 24 \times \text{ÅDT}}$$

där

T1 antal timmar med halka per säsong, se kapitel 3.

N antal åtgärdsstillfällen per säsong, se kapitel 3.

T2 åtgärdsstid per tillfälle (h)

r restidstillägg per fordon 0,0018 (h/fkm) eller 6,48 s/fkm

0.035×ÅDT medelflöde under vintersäsong (f/h)

365×24×ÅDT andel av års-TA

L länklängd (m)

**Exempel fortsättning:**

Primär länsväg med ÅDT drygt 5000 ger driftklass B. M-län ger  $T1=0$  halktimmar och  $N=45$  åtgärdsstillfällen a  $T2=4$  timmar med totalt 7 % av trafikarbetet.

Det totala restidstillägget per år och km p.g.a. vinterväglag blir för personbilar:  
 $(0+45 \times 4) \times 0,0018 \times 0,035 \times 4500 = 51$  timmar

#### 4.2.2.4 Modeller för restidsberäkning i korsning

*Kapacitets- och fördröjningsmodell* för stopp/väjnings- och signalreglerade korsningar samt cirkulationsplatser är CAPCAL. I VGU<sup>8</sup> finns det beskrivet hur det är möjligt att göra översiktliga beräkningar av tillgänglighet i korsningar.

Det finns internationellt ett antal program av liknande typ som Capcal, t.ex. de engelska Arcady, Oscady, Picady och det australiska SIDRA. Dessa är inte kalibrerade för svenska förhållanden och bör därför normalt inte användas. EMV-projektets litteraturstudier ger översikter över analytiska korsningsmodeller.

Det finns också ett stort antal simuleringsmodeller av olika slag som kan användas för analyser av enstaka korsningar. Gemensamt gäller att dessa måste kalibreras in för aktuella förhållanden innan de kan användas med tillit. Deras styrka är själva visualiseringen av trafikförhållandena. De ger ingen merinformation om t.ex. stationära kapaciteter i olika korsningstyper.

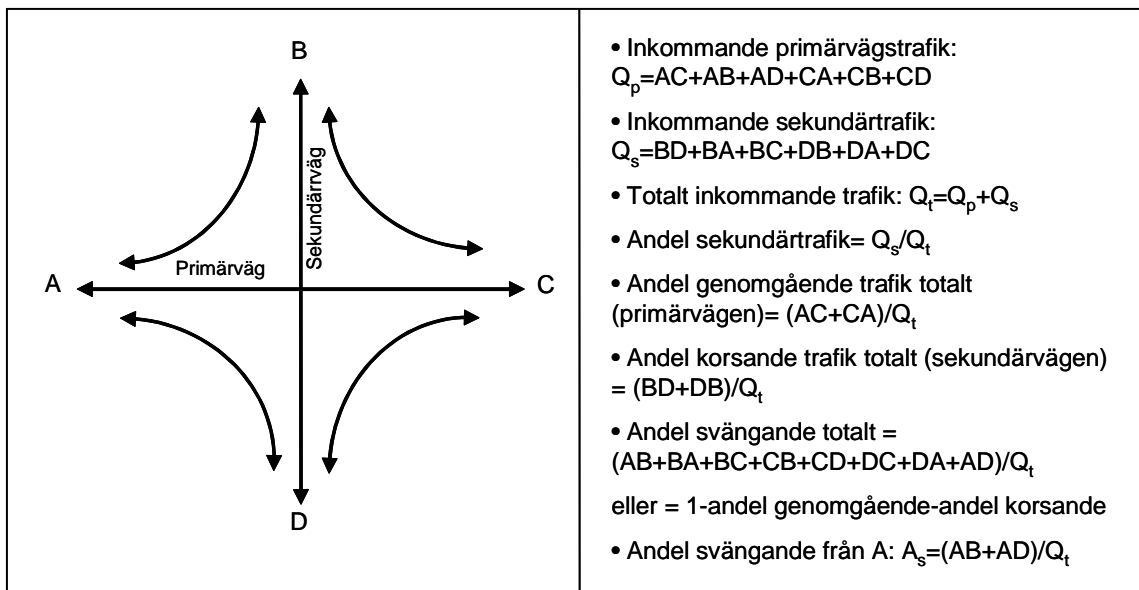
Fördröjnings- och andel stopp-/svängmodeller<sup>9</sup> är principiellt uppbyggda på följande sätt:

- anslutande länkar ger inkommande ÅDT-flöden, väglänkstyp och medelreshastigheter per fordonstyp
- bestäm primärväg och därigenom referenshastighet och miljö
- bestäm totalt inkommande ÅDT, andel sekundärvägstrafik, andel svängande, genomgående och korsande och korsningstyp. För 4-vägs korsning bestäms om den är sned- eller likabelastad
- bestäm andel svängande trafik i varje ben (se exemplet nedan)
- beräkna medelfördröjning per årsmedeltimme genom att väga fördröjningar per körriktning
- beräkna andel stopp/sväng för respektive ben som tillsammans med länkhastighet är indata till fordons- och utsläppsberäkningar

Figuren nedan visar trafikbegreppen för korsningar.

<sup>8</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.

<sup>9</sup> Denna metod används bl.a. i EVA.



Figur 4-9. Trafikbegrepp i korsningar.

#### Beräkning av svängande trafik - 3-vägs korsning

Inkommande ÅDT ( $P_b + L_{bu} + L_{bs}$ ) från anslutande länkar ger ett lösbart ekvationssystem:

$$A = AB + AC$$

$$B = BA + BC$$

$$C = CB + CA$$

Om flödena i båda riktningar är lika stora (alltså  $AB = BA$ ,  $AC = CA$  o.s.v.) innebär det att

$$AB = A - AC = A - CA = A - (C - CB) = A - C + BC = A - C + B - BA, \text{ vilket ger}$$

$$AB = A - C + B - AB$$

$$AB = 0,5(A - C + B), \text{ och eftersom flöden inte kan vara negativa innebär det att } A + B \geq C$$

Motsvarande omskrivningar kan göras för  $BC$  och  $A$ , vilket innebär:

$$AB = 0,5(A + B - C); A + B \geq C$$

$$BC = 0,5(B + C - A); B + C \geq A$$

$$AC = 0,5(A + C - B); A + C \geq B$$

#### Beräkning av svängande trafik - 4-vägs korsning

Inkommande ÅDT på länkarna ger fyra randvillkor till ett ekvationssystem med sex obekanta.

$$A = AB + AC + AD$$

$$B = AB + BC + BD$$

$$C = AC + BC + CD$$

$$D = AD + BD + CD$$

Detta kan skrivas som:

$$AB - CD = (A + B - C - D) / 2$$

$$AC - BD = (A - B + C - D) / 2$$

$$AD - BC = (A - B - C + D) / 2$$

$$BC + BD + CD = (-A + B + C + D)/2$$

$$AB + AC + AD = A$$

Det minsta möjliga flödet  $AB$  är när så få fordon som möjligt från  $B$  svänger. Eftersom flöden inte kan vara negativa innebär det att  $AB \geq 0$ .  $AB$  är som minst när  $CD=0$ , dvs.  $\max(0; (A+B-C-D)/2)$  med aktuella randvillkor.

Det största flödet  $AB$  är det minsta flödet av  $AB-CD$  plus det minsta flödet av  $C$  eller  $D$ ,  $A$  eller  $B$ .

Med motsvarande resonemang kan man ta fram följande intervall för de sex dubbelriktade strömmarna.

Minsta möjliga flöde X		trafikström	Största möjliga flöde	
$X_{AB}$	= $\text{MAX}(0; (AB-CD))$	$\leq AB \leq$	$Y_{AB}$	= $\text{MIN}(A; B; ((AB-CD) + \text{MIN}(C; D)))$
$X_{AC}$	= $\text{MAX}(0; (AC-BD))$	$\leq AC \leq$	$Y_{AC}$	= $\text{MIN}(A; C; ((AC-BD) + \text{MIN}(B; D)))$
$X_{AD}$	= $\text{MAX}(0; (AD-BC))$	$\leq AD \leq$	$Y_{AD}$	= $\text{MIN}(A; D; ((AD-BC) + \text{MIN}(B; C)))$
$X_{BC}$	= $\text{MAX}(0; -(AD-BC))$	$\leq BC \leq$	$Y_{BC}$	= $\text{MIN}(B; C)$
$X_{BD}$	= $\text{MAX}(0; -(AC-BD))$	$\leq BD \leq$	$Y_{BD}$	= $\text{MIN}(B; D)$
$X_{CD}$	= $\text{MAX}(0; -(AB-CD))$	$\leq CD \leq$	$Y_{CD}$	= $\text{MIN}(C; D)$

*MAX* betyder största värdet av funktionerna inom parentes. *MIN* betyder minsta värdet av funktionerna inom parentes. Funktionerna avgränsas med semikolon.

$AC$  är den genomgående dubbelriktade trafikströmmen på primärvägen. Den kan beräknas som:

$$AC = X_{AC} + (Y_{AC} - X_{AC}) \times K_p$$

där

$K_p$  = andel av trafikflödet mellan minsta ( $X_{AC}$ ) och största ( $Y_{AC}$ ) möjliga lösning av trafiken mellan A och C.

$K_p$  ges i EVA 2.31 som andel genomgående trafik, stor=0,75, normal=0,5 och liten=0,25.

Det återstående flödet som kan fördelas mellan AB och AD utöver deras minsta möjliga lösningar kan beräknas som:

$$Q_{\text{återst}} = A - AC - X_{AB} - X_{AD}.$$

Fördelningen mellan AB och AD av  $Q_{\text{återst}}$  görs med en vägning mellan B och D:

$$AB = X_{AB} + Q_{\text{återst}} \times B / (B+D), \text{ alternativt } AB = X_{AB} + Q_{\text{återst}} \times B / 2,$$

$$AD = X_{AD} + Q_{\text{återst}} \times D / (B+D), \text{ alternativt } AD = X_{AD} + Q_{\text{återst}} \times D / 2.$$

Flödet mellan BC kan skrivas om som  $BC = AD - (AD-BC)$  för att därefter vara enkelt att beräknas som:

$$BC = AD - (AD-BC) = AD - (A - B - C + D) / 2.$$

Motsvarande omskrivningar kan göras för flödena BD och CD:

$$BD = AC - (AC - BD) = AC - (A - B + C - D) / 2$$

$$CD = AB - (AB - CD) = AB - (A + B - C - D) / 2$$

**Exempel:**

En 4-vägs korsning har följande dubbelriktade flöde på anslutande länkar

$$A=8\ 000\ \text{f/d}$$

$$B=3\ 000\ \text{f/d}$$

$$C=5\ 000\ \text{f/d}$$

$$D=4\ 000\ \text{f/d}$$

Andelen genomgående trafik är normal, vilket innebär att  $K_b=0,5$

$$AB - CD = (A + B - C - D) / 2 = (8\ 000 + 3\ 000 - 5\ 000 - 4\ 000) / 2 = 1\ 000\ \text{f/d}$$

$$AC - BD = (A - B + C - D) / 2 = (8\ 000 - 3\ 000 + 5\ 000 - 4\ 000) / 2 = 3\ 000\ \text{f/d}$$

$$AD - BC = (A - B - C + D) / 2 = (8\ 000 - 3\ 000 - 5\ 000 + 4\ 000) / 2 = 2\ 000\ \text{f/d}$$

$$BC + BD + CD = (-A + B + C + D) / 2 = (-8\ 000 + 3\ 000 + 5\ 000 + 4\ 000) / 2 = 2\ 000\ \text{f/d}$$

$$AB + AC + AD = A = 8\ 000\ \text{f/d}$$

Minsta möjliga flöde mellan AB, AC, ... CD

$$X_{AB} = \text{MAX}(0; (AB - CD)) = \text{MAX}(0; 1\ 000) = 1\ 000$$

$$X_{AC} = \text{MAX}(0; (AC - BD)) = \text{MAX}(0; 3\ 000) = 3\ 000$$

$$X_{AD} = \text{MAX}(0; (AD - BC)) = \text{MAX}(0; 2\ 000) = 2\ 000$$

$$X_{BC} = \text{MAX}(0; -(AD - BC)) = \text{MAX}(0; -2\ 000) = 0$$

$$X_{BD} = \text{MAX}(0; -(AC - BD)) = \text{MAX}(0; -3\ 000) = 0$$

$$X_{CD} = \text{MAX}(0; -(AB - CD)) = \text{MAX}(0; -1\ 000) = 0$$

Största möjliga flöde mellan AB, AC, ... CD

$$Y_{AB} = \text{MIN}(A; B; ((AB - CD) + \text{MIN}(C; D))) = \text{MIN}(8\ 000; 3\ 000; 1\ 000 + 4\ 000) = 3\ 000$$

$$Y_{AC} = \text{MIN}(A; C; ((AC - BD) + \text{MIN}(B; D))) = \text{MIN}(8\ 000; 5\ 000; 3\ 000 + 3\ 000) = 5\ 000$$

$$Y_{AD} = \text{MIN}(C; D; (AD - BC) + \text{MIN}(B; C)) = \text{MIN}(5\ 000; 4\ 000; 2\ 000 + 3\ 000) = 4\ 000$$

$$Y_{BC} = \text{MIN}(B; C) = \text{MIN}(3\ 000; 5\ 000) = 3\ 000$$

$$Y_{BD} = \text{MIN}(B; D) = \text{MIN}(3\ 000; 4\ 000) = 3\ 000$$

$$Y_{CD} = \text{MIN}(C; D) = \text{MIN}(5\ 000; 4\ 000) = 4\ 000$$

$$AC = X_{AC} + (Y_{AC} - X_{AC}) \times K_p = 3\ 000 + (5\ 000 - 3\ 000) \times 0,5 = 3\ 000 + 1\ 000 = 4\ 000$$

$$\text{Qåterst} = A - AC - X_{AB} - X_{AD} = 8\ 000 - 4\ 000 - 1\ 000 - 2\ 000 = 1\ 000$$

$$AB = X_{AB} + \text{Qåterst} \times B / (B + D) = 1\ 000 + 1\ 000 \times 3\ 000 / (3\ 000 + 4\ 000) = 1\ 429$$

$$AD = X_{AD} + \text{Qåterst} \times D / (B + D) = 2\ 000 + 1\ 000 \times 4\ 000 / (3\ 000 + 4\ 000) = 2\ 571$$

$$BC = AD - (AD - BC) = 2\ 571 - 2\ 000 = 571$$

$$BD = AC - (AC - BD) = 4\ 000 - 3\ 000 = 1\ 000$$

$$CD = AB - (AB - CD) = 1\ 429 - 1\ 000 = 429$$

### 4.3 Restid och kapacitet - normalvärden för länkar

I detta avsnitt beskrivs hastighet och kapacitet på länkar. Kapacitet och frifordonshastigheter anges för följande fordonsgrupper:

- $Pb$  – Personbilar (inklusive personbilar med släp)
- $Lbu$  – lastbilar utan släp (inklusive bussar)
- $Lbs$  – lastbilar med släp.

Diagrammen som visar hastigheter vid olika flöden, så kallade reshastighet-flöde-samband (VO-samband<sup>10</sup>), avser en genomsnittlig fordonsammansättning (se kapitel 3). Den principiella uppbyggnaden av diagram förklaras i avsnitt 4.2.2.2 Samtliga flöden avser trafik på timnivå. Fullständiga data för samtliga vägtyper och fordonsgrupper redovisas i Bilaga 4-1.

Friflödes hastighet eller frifordonshastighet på en väg är den hastighet som hålls då det är mycket få fordon på vägen. Tabellerna nedan visar friflödes hastigheter för tre olika typfordon, samt kapacitet för olika vägtyper. Det finns två olika kapaciteter, dels baskapacitet och dels resulterande kapacitet. Baskapacitet är den kapacitet som gäller på en i stort sett plan väg (siktklass 1) med längre lutningar under 3 % och vid andel tunga fordon mindre än 2 %. Samtliga kapaciteter gäller enkelriktade flöden.

Vid långa lutningar större än eller lika med 2-3 % (siktklass 2) och/eller andel tunga fordon större än 2 % justeras baskapaciteten med ett PCU-värde som anger antal personbils ekvivalenter för varje tungt fordon. Följande uttryck användes för beräkning av kapaciteten  $C$  beroende på andel tunga fordon och siktklass:

$$C = \frac{C_0}{Pb_{andel} + (Lbu_{andel} + Lbs_{andel}) \times PCU_{sikt}} \text{ där}$$

$C$  = resulterande kapacitet

$C_0$  = baskapacitet

$Pb_{andel}$  = andel personbilar

$Lbu_{andel}$  = andel lastbilar utan släp

$Lbs_{andel}$  = andel lastbilar med släp

$PCU_{sikt}$  = personbils ekvivalenter vid olika siktklasser<sup>11</sup>. För siktklass 1 är  $PCU_{sikt}$  1,5 och för siktklass 2 är  $PCU_{sikt}$  2,0.

#### **Exempel:**

För 6-fältig motorväg, siktklass 1 och bredd > 31 m är baskapaciteten 5 900 fordon/h. Om andelen  $Pb$  är 94 % och andelen tung trafik ( $Lbu+Lbs$ ) är 6 %, blir den resulterande kapaciteten:

$$C = \frac{C_0}{Pb_{andel} + (Lbu_{andel} + Lbs_{andel}) \times PCU_{sikt}} = \frac{5900}{0,94 + (0,06) \times 1,5} = 5728 \text{ fordon/h}$$

<sup>10</sup> Ibland kallas reshastighets-flöde-samband även VDF eller VD-samband. Dessa benämningar kommer ifrån den engelska termen för hastighets-flödesamband *volume-delay function*.

<sup>11</sup> Källa: HCM 2000

Ovanstående metod är *inte relevant för infart/förbifart* eftersom kapacitetsbegränsningen på dessa gator utgörs av av- och påsvängande fordon, och inte andelen tunga fordon.

Hastigheten på en väg beror delvis på vilken sammansättning av olika fordon som finns på vägen. Följande uttryck användes för beräkning av medelhastigheten  $V_{med}$  beroende på andel tunga fordon:

$$V_{med} = \frac{1}{\frac{Q_{Pb}}{Q_{tot} \times V_{Pb}} + \frac{Q_{Lbu}}{Q_{tot} \times V_{Lbu}} + \frac{Q_{Lbs}}{Q_{tot} \times V_{Lbs}}} \text{ där}$$

$Q_{Pb}$ ,  $Q_{Lbu}$ ,  $Q_{Lbs}$  och  $Q_{tot}$  är personbilsflöde, flöde för lastbil utan släp, lastbil med släp samt totalt flöde.

$V_{Pb}$ ,  $V_{Lbu}$  och  $V_{Lbs}$  är hastighet för personbil lastbil utan släp samt lastbil med släp.

**Exempel:**

En fyrfältig 26,5 m motorväg, siktklass 1 med hastighetsbegränsning 110 km/h har ett timflöde på 3 000 fordon dubbelriktat och riktningsfördelat 50/50 varav 180 lastbilar utan släp och 240 lastbilar med släp totalt i båda riktningarna. Medelhastigheten kan beräknas enligt följande:

$$Q_{tot} = 3000 / 2 = 1\ 500$$

$$Q_{Pb} = (3000 - 180 - 240) / 2 = 1\ 290$$

$$Q_{Lbu} = 180 / 2 = 90$$

$$Q_{Lbs} = 240 / 2 = 120$$

Eftersom  $Q_{tot}$  är 1 500 är det friflödes hastighet på vägen (se Figur 4-11). Enligt Tabell 4-6 innebär det att:

$$V_{Pb} = 111 \text{ km/h}$$

$$V_{Lbu} = 94 \text{ km/h}$$

$$V_{Lbs} = 85,5 \text{ km/h}$$

$$\begin{aligned} V_{med} &= \frac{1}{\frac{Q_{Pb}}{Q_{tot} \times V_{Pb}} + \frac{Q_{Lbu}}{Q_{tot} \times V_{Lbu}} + \frac{Q_{Lbs}}{Q_{tot} \times V_{Lbs}}} = \\ &= \frac{1}{\frac{1290}{1500 \times 111} + \frac{90}{1500 \times 94} + \frac{120}{1500 \times 85,5}} = 107 \text{ km/h} \end{aligned}$$



### 4.3.1 Friflödes hastighet och kapacitet - flerfältsvägar på landsbygd

Tabellerna nedan visar friflödes hastigheter och kapaciteter för flerfältsvägar på landsbygd.

Hast. Gräns (km/h)	Vägartyp	Antal körfält	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
					Pb	Lbu	Lbs	
110	MV	6	> 31	1	109	93	84,5	5 600
				2	108	92	82	5 400
			< 31	1	109	93	84,5	5 600
				2	108	92	82	5 400
100	MV	6	> 31	1	103,5	91	83,5	5 600
				2	103	90	81	5 400
			< 31	1	103,5	91	83,5	5 600
				2	103	90	81	5 400
90	MV	6	> 31	1	93,5	86	82	5 600
				2	93	85,5	79,5	5 400
			< 31	1	93,5	86	82	5 600
				2	93	85,5	79,5	5 400
80	MV tätort	6	25-30	1	83,5	80	78,5	5 600
70	MV tätort	6	25-30	1-2	75	72	71	5 400

Tabell 4-5. Kapaciteter och frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för sexfältiga vägar på landsbygd. Kapacitetsflödena inkluderar ca 12 % tunga fordon.

Hast. gräns (km/h)	Vägtyp	Antal Körfält	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
					Pb	Lbu	Lbs	
120 <sup>12</sup>	MV	4	26,5	1	116	95	85	4 160
				2	115	94	82,5	4 020
			21,5	1	116	95	85	4 160
				2	115	94	82,5	4 020
110	MV	4	26,5	1	109	93	84,5	4 160
				2	108	92	82	4 020
			21,5	1	109	93	84,5	4 160
				2	108	92	82	4 020
	MV/4F	4	18,5 1,5 m mitt	1	109	93	84,5	4 160
				2	108	92	82	4 020
100	MV	4	26,5	1	103,5	91	83,5	4 160
				2	103	90	81	4 020
			21,5	1	103,5	91	83,5	4 160
				2	103	90	81	4 020
	4F	4	18,5 1,5 m mitt	1	99	89	82,5	4 160
				2	98,5	88	80	4 020
90	MV	4	26,5	1	93,5	86	82	4 160
				2	93	85,5	79,5	4 020
			21,5	1	93,5	86	82	4 160
				2	93	85,5	79,5	4 020
	MV/4F	4	18,5 1,5 m mitt	1	93,5	86	82	4 160
				2	93	85,5	79,5	4 020
80	MV tätort	4	18-22	1	83,5	80	78,5	4 100
70	MV tätort	4	18-22	1-2	75	72	71	3 900

Tabell 4-6 Kapaciteter och frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för fyrfältiga motorvägar på landsbygd. Kapacitetsflödena inkluderar ca 12 % tunga fordon.

<sup>12</sup> Uppdaterade friflödes hastigheter hösten 2010, VTI rapport "Revidering av VQ-samband för vägar med hastighetsgräns 100 och 120 km/h. version 1.1, 2010-06-15.

Hast. gräns (km/h)	Vägtyp	Antal Körfält	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
					Pb	Lbu	Lbs	
110	4F	4	18,5 2,5 m mitt	1	109	93	84,5	4 160
				2	108	92	82	4 020
	4F	4	16,5 m 1,5 m mitt	1	108	93	84,5	4 160
				2	108	92	82	4 020
100	4F	4	18,5 2,5 m mitt	1	99	89	82,5	4 160
				2	98,5	88	80	4 020
	4F	4	16,5 m 1,5 m mitt	1	99	89	82,5	4 160
				2	98,5	88	80	4 020
90	4F	4	18,5 2,5 m mitt	1	93,5	86	82	4 160
				2	93	85,5	79,5	4 020
	4F	4	16,5 m 1,5 m mitt	1	93,5	86	82	4 160
				2	93	85,5	79,5	4 020
	4F tätort	4	15,5- 16 m <1,5 m	1	90,5	85,5	81,5	4 200
80	4F tätort	4	-	1	83,5	79	78,5	4 100
70	4F tätort	4	-	1	75	72	71	3 900

Tabell 4-7. Kapaciteter och frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för fyrfältiga vägar på landsbygd. Kapacitetsflödena inkluderar ca 12 % tunga fordon.

### 4.3.2 Friflödes hastighet och kapacitet - tvåfältsvägar på landsbygd

Kapaciteten för en riktning på tvåfältsväg är i genomsnitt ca 1 800 f/h vid siktklass 1, vilket innebär ett genomsnittligt tidsavstånd på 2 sekunder. För vägar över 10 m antas kapaciteten ha något högre värden på grund av bredare vägren, vilket medger en något större fordonstäthet. Det är rimligt att påstå att det inte finns någon skillnad i kapacitet mellan olika hastighetsgränser, eftersom det på tvåfältsväg vid belastningsgrad 1 inte sker några interaktioner mellan olika körfält.

Siktklass 2 beräknas minska kapaciteten med 100 f/h (ca 6 %). För siktklass 3 och 4 görs ett avdrag med ytterligare 50 f/h vardera vid bredder under 10 m samt med 100 f/h vid bredd över 10 m. Lägsta breddklassen under 5,7 m har ett ytterligare avdrag i kapacitet på 50 f/h för samtliga siktklasser.

Med ovanstående antaganden erhålls kapacitetsvärden enligt tabellerna nedan. Värdena gäller för trafik i en riktning. Det ska påpekas att kapaciteten för båda riktningarna för en tvåfältsväg *inte* är dubbla värdena i tabellen nedan. Vid tillfällen med belastningsgrad 1 i en riktning är trafiken i princip alltid markant snedfördelad. Det "praktiska" värdet på kapaciteten för båda riktningarna kan antas vara ca 1,55 gånger högre än de redovisade värdena i tabellerna nedan.

Hast. gräns (km/h)	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
			Pb	Lbu	Lbs	
100	Bred	1	96	90	82	1950
		2	95	89	80	1850
	Normal	1	96	90	82	1800
		2	95	89	80	1700
	Smal	1	96	88	82	1 800
		2	95	87	80	1 700

Tabell 4-8. Kapaciteter och frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika utformningar för tvåfältiga vägar på landsbygd med 100 km/h hastighetsbegränsning.

Hast. gräns (km/h)	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
			Pb	Lbu	Lbs	
90	Bred	1	88,5	83,5	79,5	1950
		2	88	83	77,5	1850
		3	86,5	81,5	76,5	1750
	Normal	1	89,5	85	81	1800
		2	89	84,5	79	1700
		3	87,5	83	78	1650
	Smal	1	83	80,5	80	1 800
		2	88	84	77,5	1700
		3	86,5	82,5	76,5	1650

Tabell 4-9. Kapaciteter och frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika utformningar för tvåfältiga vägar på landsbygd med 90 km/h hastighetsbegränsning.

Hast. gräns (km/h)	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
			Pb	Lbu	Lbs	
80	Bred	1	80,5	80	79,5	1950
		2	80	79,5	77,5	1850
		3	78,5	78	76,5	1750
	Normal	1	83,5	81,5	80	1800
		2	83	81	78	1700
		3	81,5	79,5	77	1650
	Smal	1	83	80,5	80	1800
		2	82,5	80	78	1700
		3	81	78,5	77	1650
		4	77,5	75	73	1600

Tabell 4-10. Kapaciteter och frifordonshastigheter för tre typfordon vid olika utformningar för tvåfältiga vägar på landsbygd med 80 km/h hastighetsbegränsning.

Hast. gräns (km/h)	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
			Pb	Lbu	Lbs	
70	Bred	1	69,5	68,5	68	1950
		2	69	68	66	1850
		3	67,5	66,5	65	1750
	Normal	1	74,5	73,5	73	1800
		2	74	73	71	1700
		3	72,5	71,5	70	1650
	Smal	1	74,5	73,5	73	1800
		2	74	73	71	1700
		3	72,5	71,5	70	1650
		4	68,5	67,5	66	1600
	Mycket smal	1	73	70,5	71	1750
		2	73	71,5	69	1650
		3	71,5	70	68	1600
		4	68	66,5	64	1550

Tabell 4-11. Kapaciteter och frifordonshastigheter för tre typfordon vid olika utformningar för tvåfältiga vägar på landsbygd med 70 km/h hastighetsbegränsning.

### 4.3.3 Friflödes hastighet och kapacitet - flerfältsvägar i tätort

Tabellerna nedan visar friflödes hastigheter och kapaciteter för sex- och fyrfältsvägar i tätort.

Vägtyp	Hast. gräns (km/h)	Trafikmiljö	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet (fordon/h)
			Pb	Lbu	Lbs	
6-fält, GIF	80	Ytterområde	82.0	76.0	74.0	4 700
	70		72.0	70.0	69.0	4 700
	60		62.5	61.0	60.0	4 600
	50		53.0	52.0	51.0	4 500

Tabell 4-12. Kapaciteter och frifordonshastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för sexfältiga vägar i tätort.

Vägtyp	Hast. gräns (km/h)	Trafikmiljö	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet
			Pb	Lbu	Lbs	
4-fält, GIF	80	Ytterområde	81	76	74	3200
	70	Ytterområde	72	70	69	3200
		Mellanområde	68	67	66	3000
	60	Ytterområde	62.5	61	60	3100
		Mellanområde	59	58.5	57.5	2900
	50	Ytterområde	53	52	51	3000
		Mellanområde	50	50	49	2800
Centrumområde		50	50	49	2700	
40	Centrumområde	45	45	44	2700	
4-fält, Tangent	70	Ytterområde	70	69	68	3000
		Mellanområde	67	66	65	2800
	60	Ytterområde	61	60	59	2900
		Mellanområde	58	57.5	56.5	2700
	50	Ytterområde	52	51	50	2800
		Mellanområde	49	49	48	2600
		Centrumområde	47	47	47	2500
40	Centrumområde	42	42	42	2500	
4-fält, Citygata	50	Mellanområde	47	47	47	2200
		Centrumområde	46	46	46	2100
	40	Mellanområde	41	41	41	2200
		Centrumområde	41	41	41	2100

Tabell 4-13. Kapaciteter och frifordonshastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för fyrfältiga vägar i tätort.

#### 4.3.4 Friflödes hastighet och kapacitet - tvåfältsvägar i tätort

Tabellen nedan visar friflödes hastigheter och kapaciteter för tvåfältsvägar i tätort.

Vägtyp	Hast. gräns (km/h)	Trafikmiljö	Friflödes hastighet (km/h)			Kapacitet
			Pb	Lbu	Lbs	
2-fält, GIF	70	Ytterområde	71	70	69	1500
		Mellanområde	67	67	67	1300
	60	Ytterområde	61.5	61	60.5	1300
		Mellanområde	57.5	57.5	57.5	1200
	50	Ytterområde	52	52	52	1300
		Mellanområde	48	48	48	1100
		Centrumområde	48	48	48	1100
	40	Mellanområde	42	42	42	1100
Centrumområde		42	42	42	1100	
2-fält, tangent	70	Ytterområde	69	68	68	1400
		Mellanområde	66	66	66	1200
	60	Ytterområde	60	59.5	59.5	1300
		Mellanområde	56.5	56.5	56.5	1100
	50	Ytterområde	51	51	51	1200
		Mellanområde	47	47	47	1000
		Centrumområde	44	44	44	950
	40	Mellanområde	41	41	41	1000
Centrumområde		39	39	39	950	
2-fält, citygata	50	Mellanområde	43	43	43	950
		Centrumområde	42	42	42	900
	40	Mellanområde	37	37	37	950
		Centrumområde	37	37	37	900

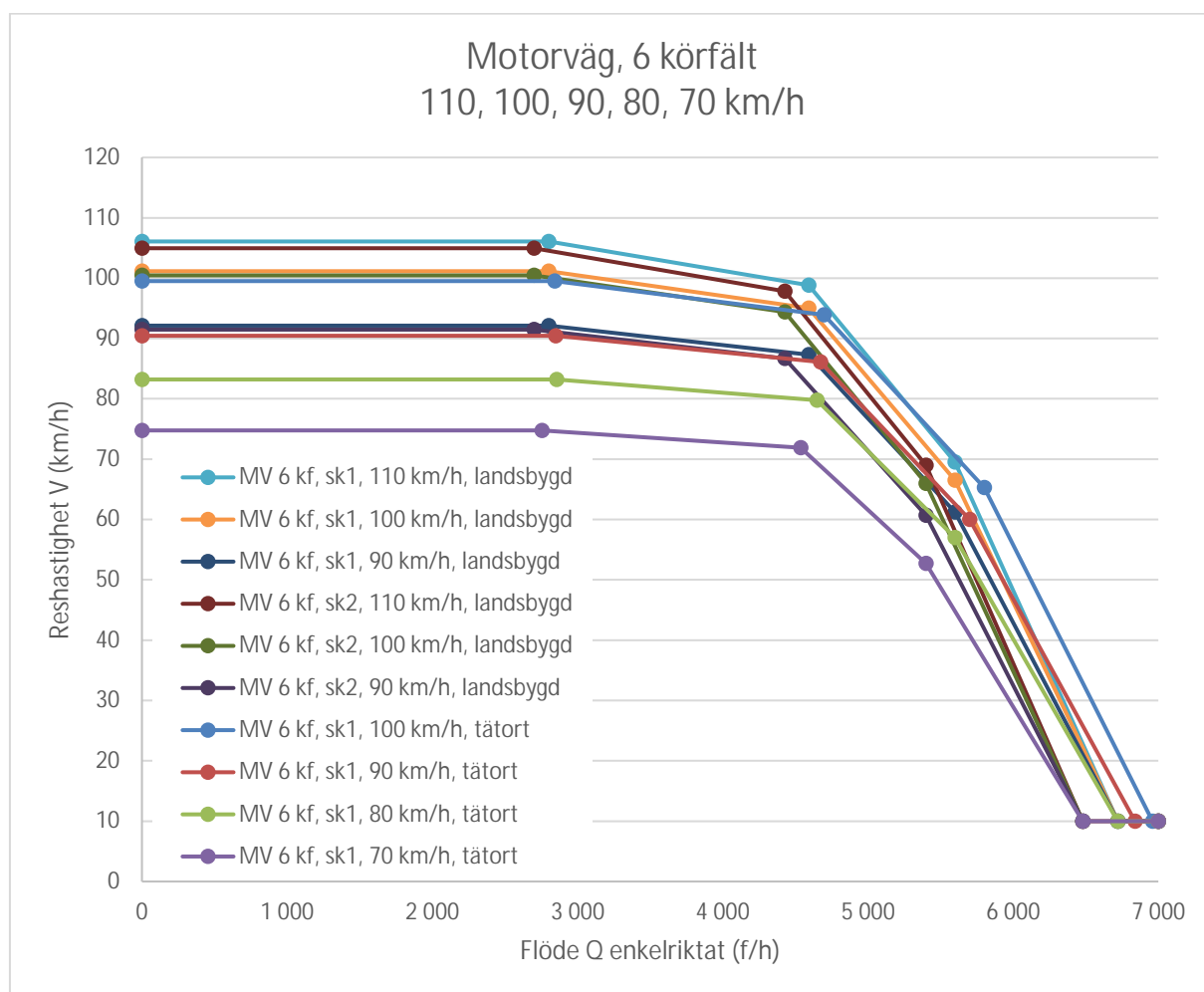
Tabell 4-14 Kapaciteter och frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för tvåfältiga vägar i tätort.

#### 4.3.5 Hastighetsflödes samband för flerfältsvägar på landsbygd

Nedanstående hastighetflödesdiagram kan användas för översiktliga hastighetsbedömningar på timnivå. Om 6 % av ÅDT används som flöde motsvarar hastigheten i diagrammet ungefär årsmedelhastigheten. Detta förutsätter att inga större kapacitetsproblem finns. Kapaciteten motsvaras av den sista brytpunkten för hastighet före x-skalan, se Figur 4-7

Reshastighetflödessamband (VQ) för 4-fältig 26,5 m motorväg, 110 km/h.

Sambanden avser belagda vägar (torr och jämn med IRI=2) med normal lastbilsandel<sup>13</sup>. Separata brytpunktstabeller för bil, lastbil utan släp och lastbil med släp framgår av Bilaga 4-1.

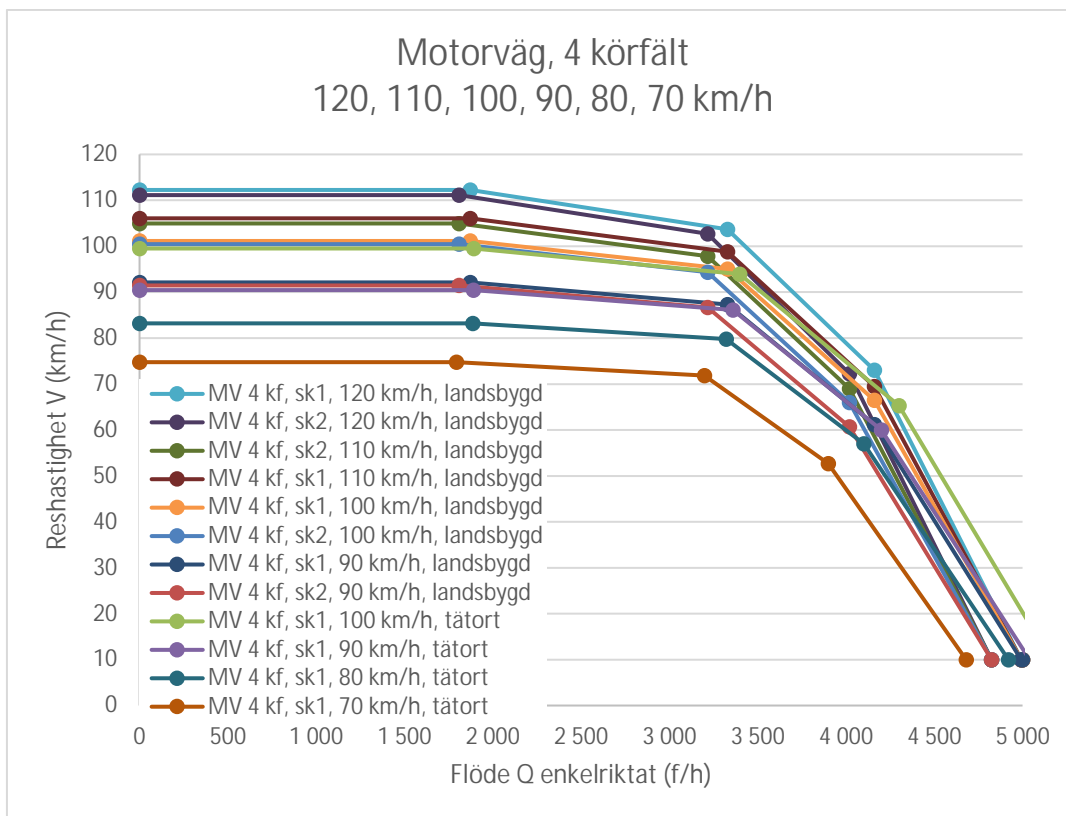


Figur 4-10. Reshastighet-flödessamband (VQ) för sexfältiga motorvägar med hastighetsbegränsning 110, 100, 90, 80 och 70 km/h. 6 % LBU och 8 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Europavägar. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort<sup>14</sup>.

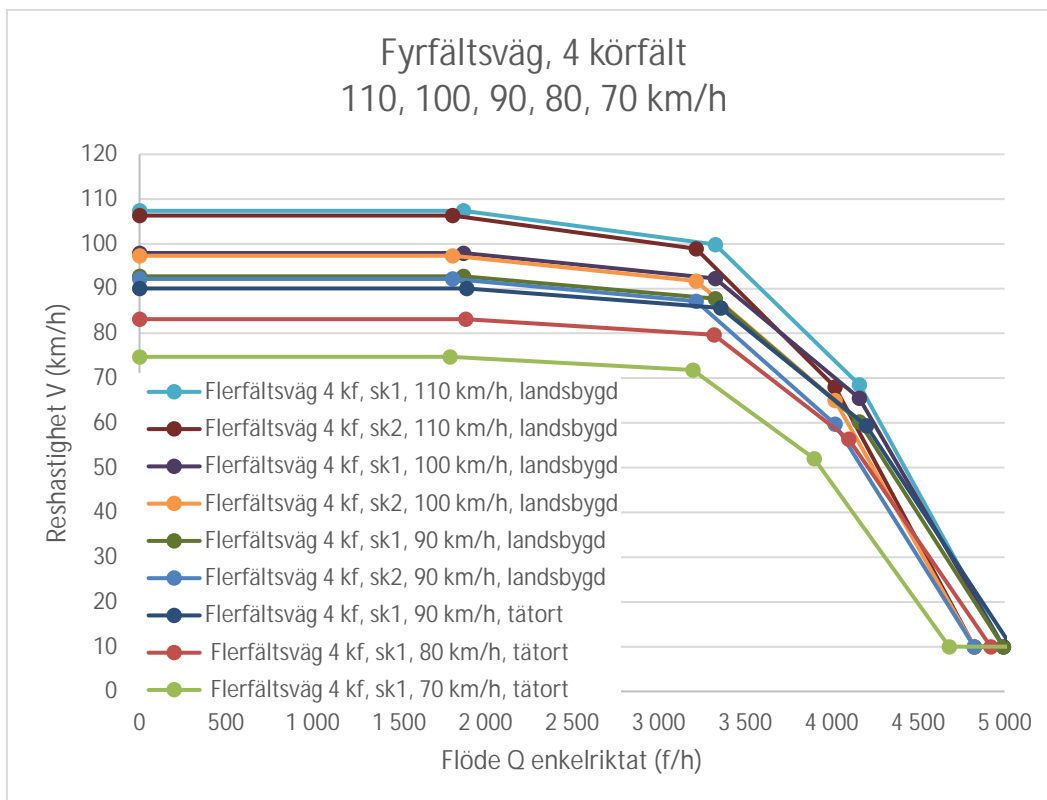
<sup>13</sup> Källa: VGU 2004, Vägverket publikation 2004:80.

<sup>14</sup> Källa: VGU 2004, Vägverket publikation 2004:80.





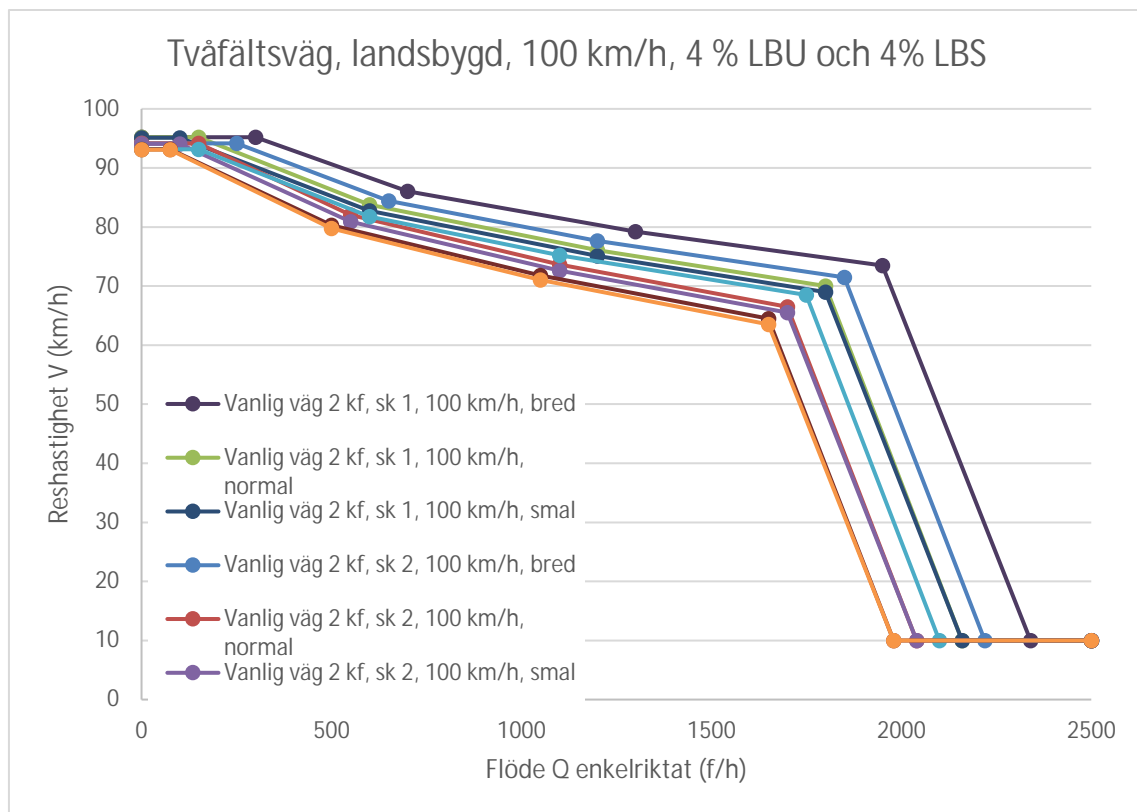
Figur 4-11. Reshastighet-flödessamband (VQ) för fyrfältiga motorvägar med hastighetsbegränsning 120, 110, 100, 90, 80, 70 km/h. 6 % LBU och 8 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Europavägar.



Figur 4-12 Reshastighetflödessamband (VQ) för flerfältsvägar med hastighetsbegränsning 110, 100, 90, 80 och 70 km/h. 4 % Lbu och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar.

#### 4.3.6 Hastighetsflödesamband för tvåfältsvägar på landsbygd

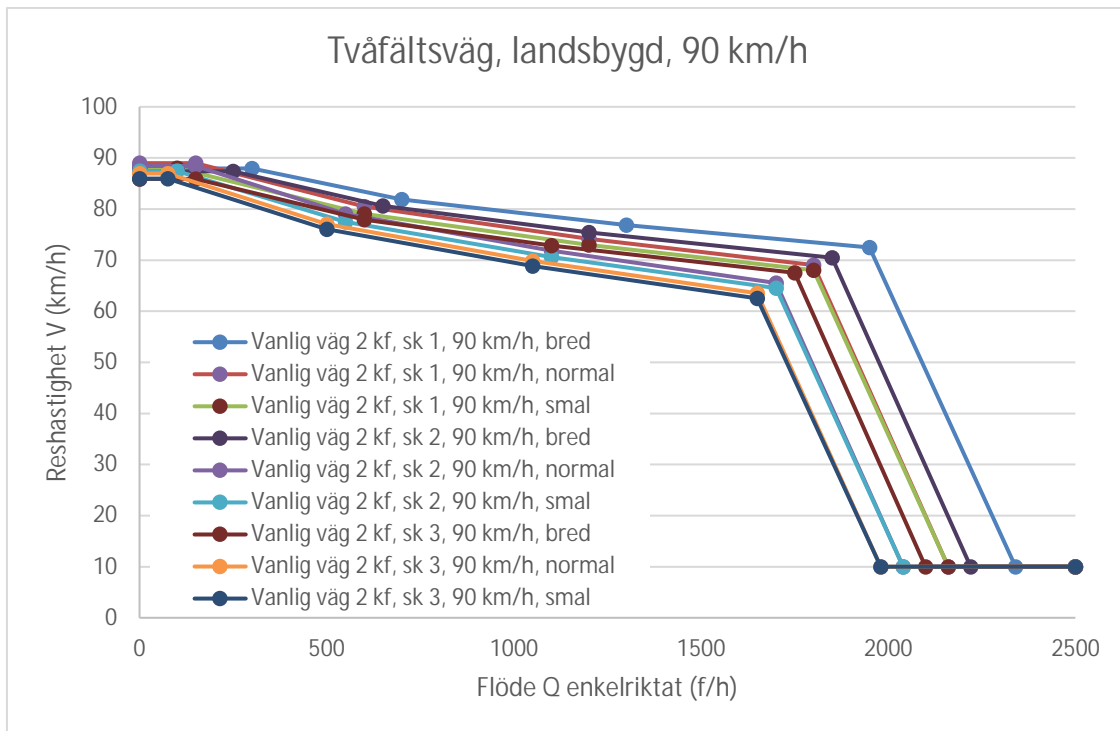
Hastighetsflödessambanden nedan avser belagda vägar med normal lastbilsandel för riksvägar och primära länsvägar<sup>15</sup>. Beräkningsstegen för att ta fram diagrammen och hur avvikelser från dessa lastbilsandelar kan beräknas redovisas på sidan 14. Separata normalvärden för bil, lastbil utan släp och lastbil med släp framgår av Bilaga 4-1. Diagrammen nedan visar samband som är framtagna från en potensmodell<sup>16</sup>.



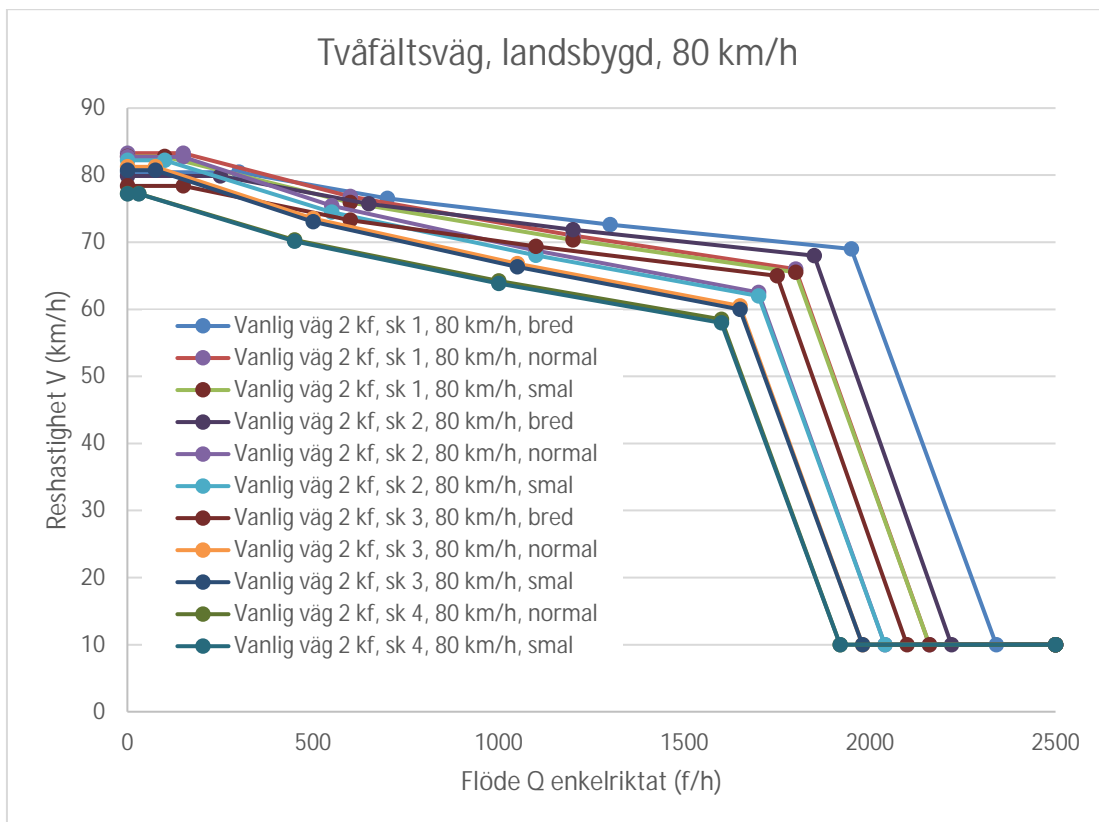
Figur 4-13. Reshastighetsflödessamband ( $VQ$ ) för tvåfältsvägar på landsbygd med hastighetsbegränsning 100 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för riksvägar och primära länsvägar.

<sup>15</sup> Källa: VGU 2004, Vägverket publikation 2004:80

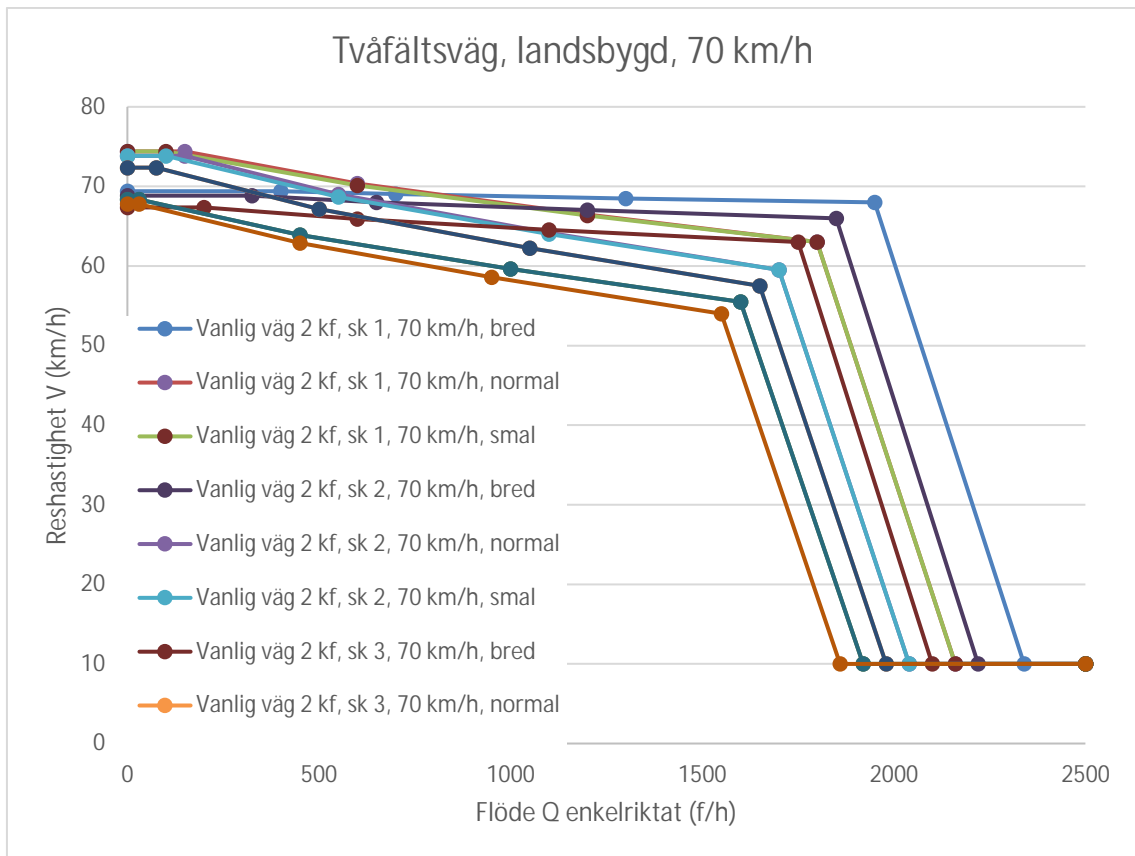
<sup>16</sup> I EVA är hastighets-flödessambanden implementerade som brytpunktstabeller. Detta gör att de avviker något från diagrammen i detta kapitel, men avvikelserna är små.



Figur 4-14. Reshastighetsflödessamband (VQ) för tvåfältsvägar på landsbygd med hastighetsbegränsning 90 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för riksvägar och primära länsvägar.



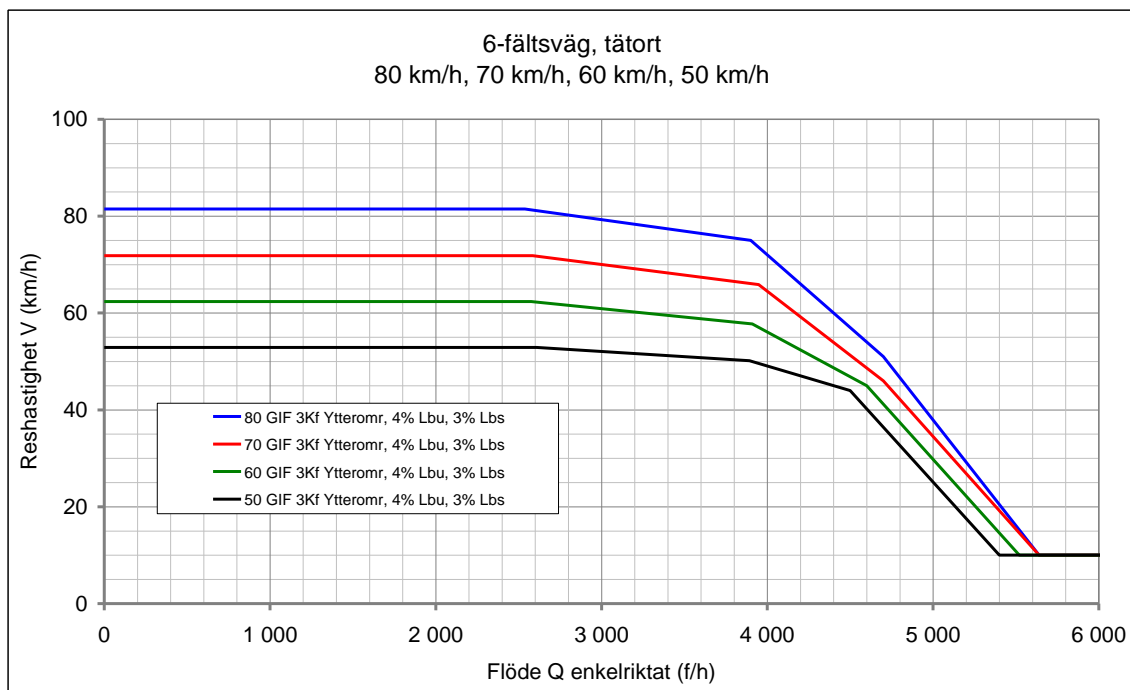
Figur 4-15. Reshastighetsflödessamband (VQ) för tvåfältsvägar på landsbygd med hastighetsbegränsning 80 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för riksvägar och primära länsvägar.



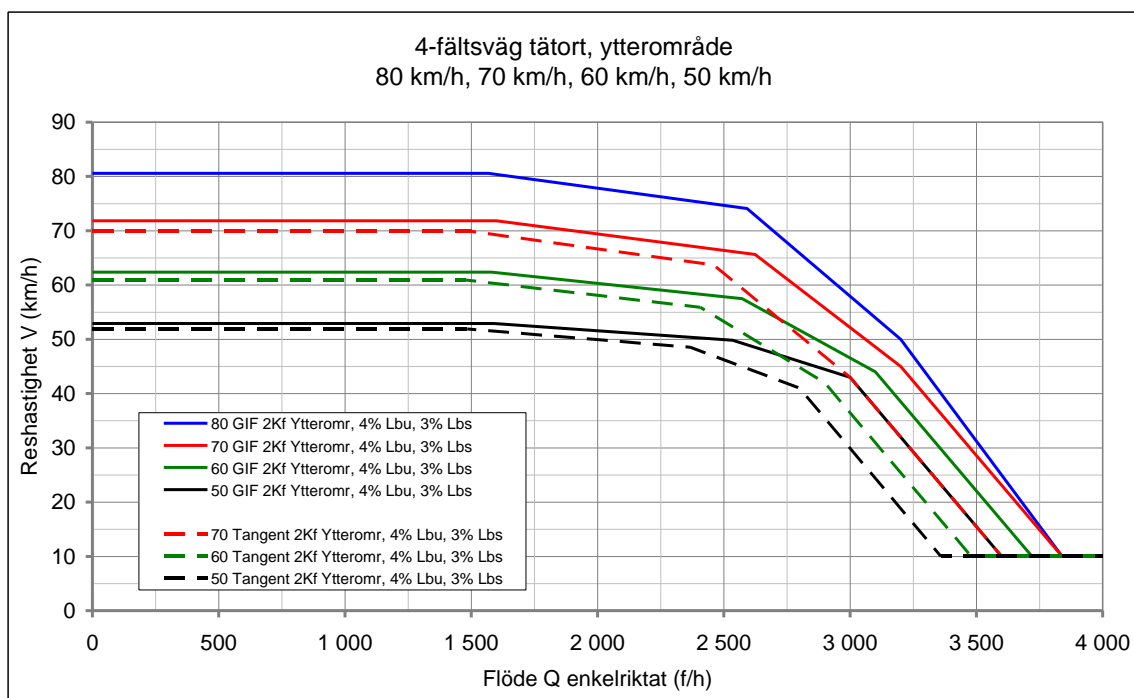
Figur 4-16 Reshastighetsflödessamband (VQ) för tvåfältsvägar på landsbygd med hastighetsbegränsning 70 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för riksvägar och primära länsvägar.

### 4.3.7 Hastighetsflödessamband för flerfältsvägar i tätort

Diagrammen nedan visar Hastighetsflödessamband för flerfältsvägar i tätort.

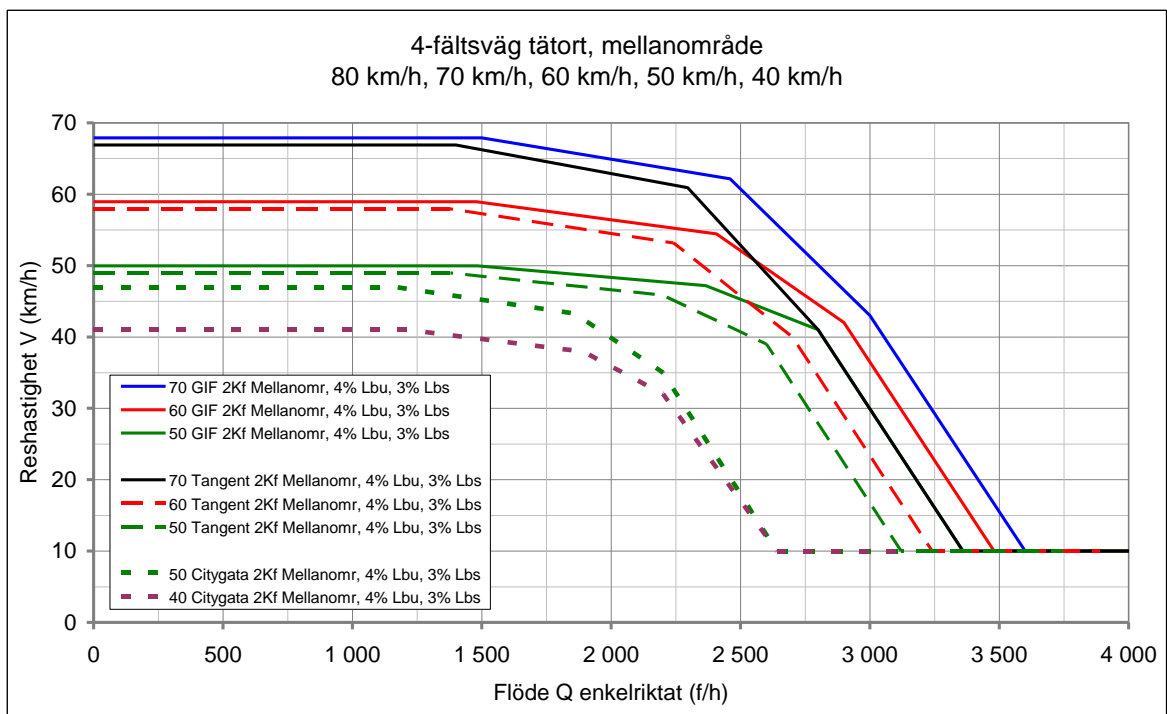


Figur 4-17. Reshastighetsflödessamband (VQ) för sexfältsvägar med hastighetsbegränsning 80 km/h, 70 km/h, 60 km/h och 50 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort<sup>17</sup>.

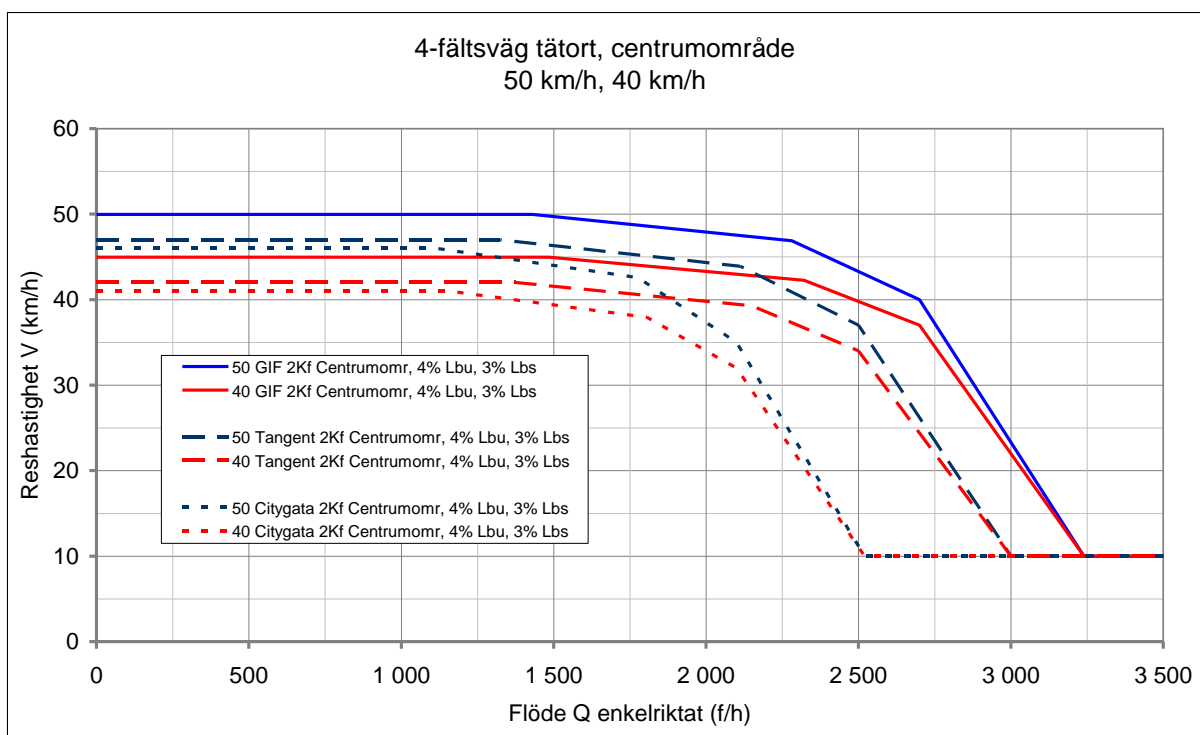


Figur 4-18. Reshastighetsflödessamband (VQ) för fyrfältsvägar i ytterområde med hastighetsbegränsning 80 km/h, 70 km/h, 60 km/h och 50 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort.

<sup>17</sup> Källa: VGU. Vägverket publikation 2004:80



Figur 4-19. Reshastighetsflödessamband (VQ) för fyrfältsvägar i mellanområde med hastighetsbegränsning 80 km/h, 70 km/h, 60 km/h och 50 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort<sup>18</sup>.

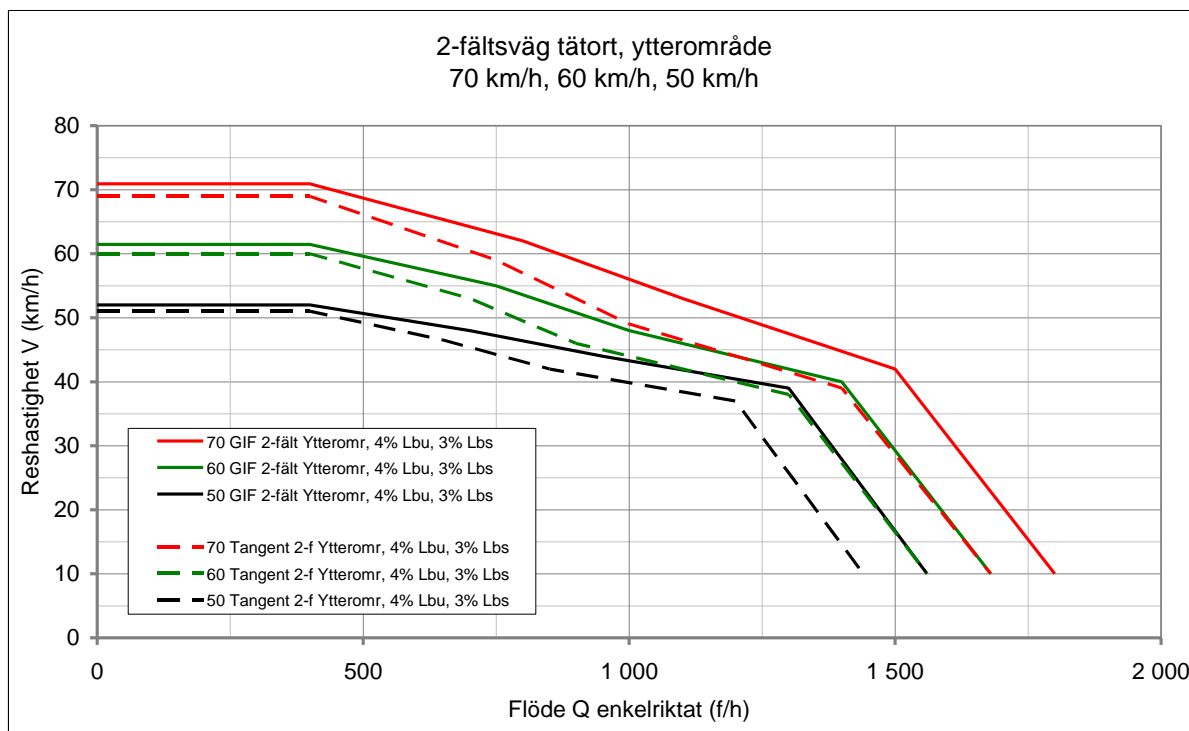


Figur 4-20. Reshastighetsflödessamband (VQ) för fyrfältsvägar i centrumområde med hastighetsbegränsning 80 km/h, 70 km/h, 60 km/h och 50 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort.

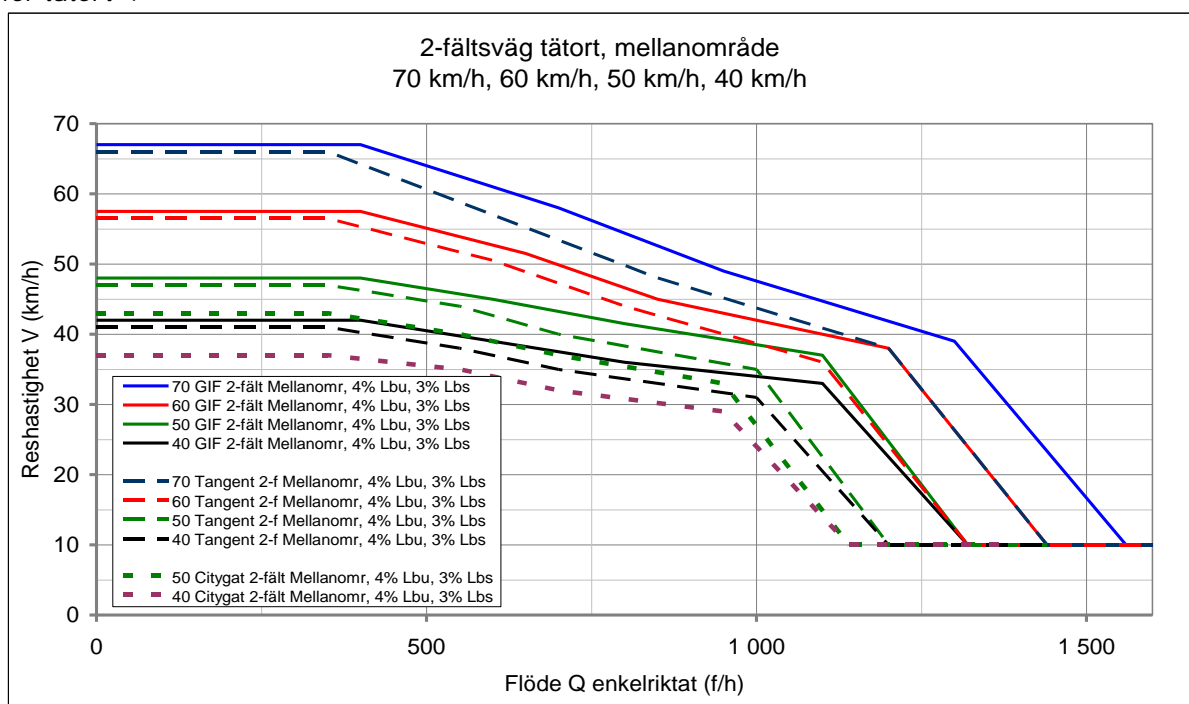
<sup>18</sup> Källa: VGU. Vägverket publikation 2004:80

### 4.3.8 Hastighetsflödessamband för tvåfältsvägar i tätort

Diagrammen nedan visar Hastighetsflödessamband för tvåfältsvägar i tätort.



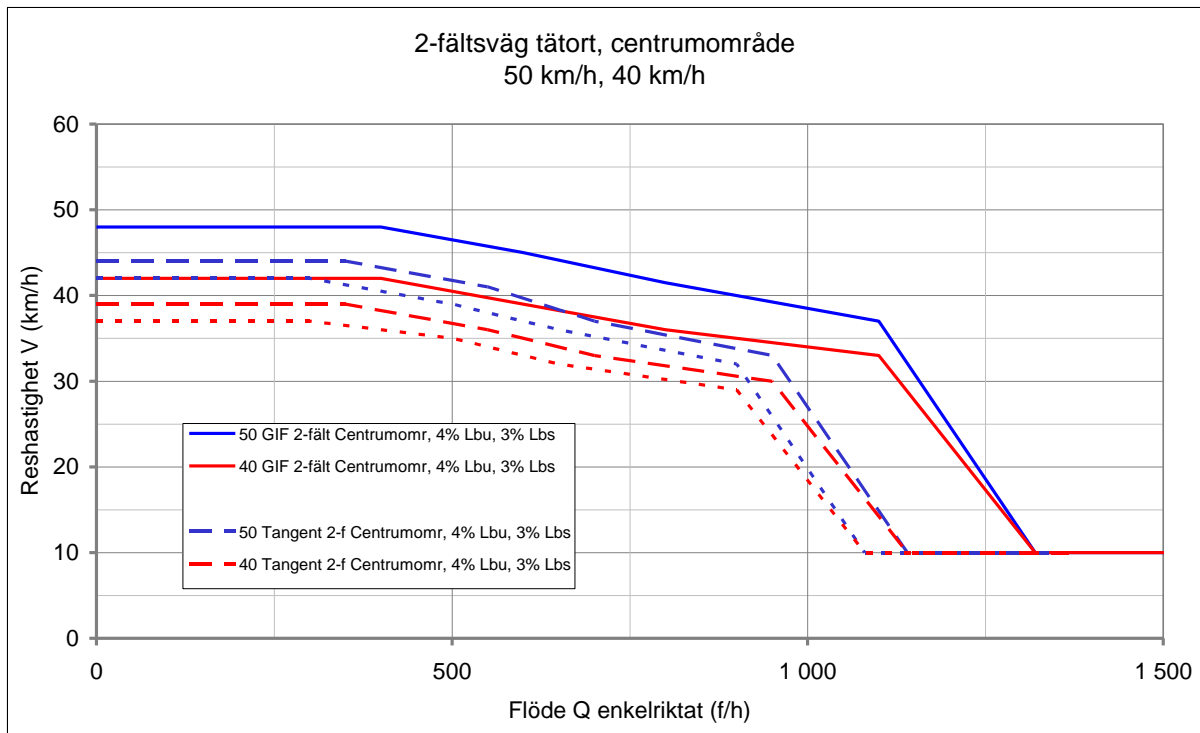
Figur 4-21. Reshastighetsflödessamband (VQ) för tvåfältsvägar i ytterområde med hastighetsbegränsning 70 km/h, 60 km/h och 50 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort<sup>19</sup>.



Figur 4-22. Reshastighetsflödessamband (VQ) för tvåfältsvägar i mellanområde med hastighetsbegränsning 70 km/h, 60 km/h, 50 km/h och 40 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort<sup>20</sup>.

<sup>19</sup> Källa: VGU. Vägverket publikation 2004:80

<sup>20</sup> Källa: VGU. Vägverket publikation 2004:80



Figur 4-23. Reshastighetsflödessamband (VQ) för tvåfältsvägar i ytterområde med hastighetsbegränsning 50 km/h och 40 km/h. 4 % LBU och 3 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för tätort<sup>21</sup>.

<sup>21</sup> Källa: VGU. Vägverket publikation 2004:80



### 4.3.9 Körförlopp

Varje väglänkstyp är också kopplad till ett av nio körförlopp. Syftet med körförloppen är att beskriva typiska hastighetsvariationer kring medelreshastigheten, se närmare sidan 5.

Följande körförlopp finns:

#### *Landsbygd:*

- Kölförlopp 1 (L1): väglänkar med hastighetsgräns 70 eller högre och siktklass 1 oavsett vägtyp, vägbredd och vägyta.
- Kölförlopp 2 (L2): väglänkar med hastighetsgräns 70 eller högre och siktklass 2 oavsett vägtyp, vägbredd och vägyta.
- Kölförlopp 3 (L3): väglänkar med hastighetsgräns 70 eller högre och siktklass 3 oavsett vägtyp, vägbredd och vägyta.
- Kölförlopp 4 (L4): alla väglänkar med hastighetsgräns 70 eller högre och siktklass 4 oavsett vägtyp, vägbredd och vägyta.

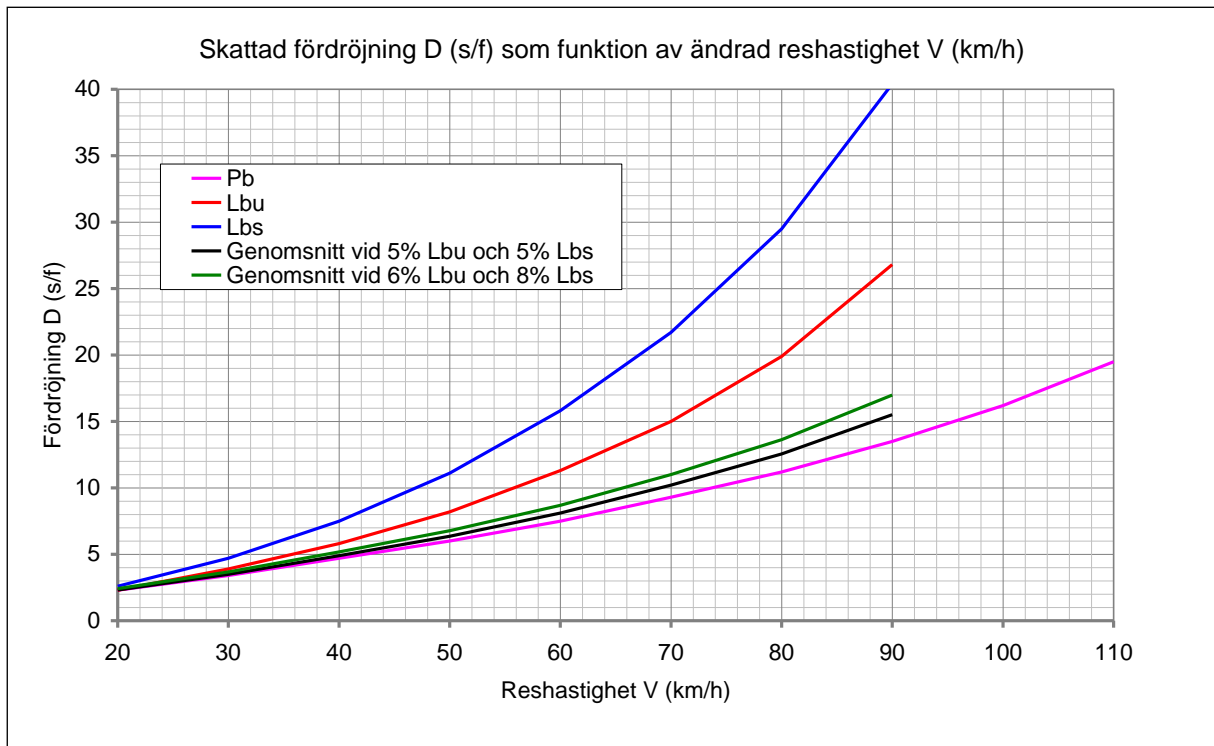
#### *Tätort:*

- Kölförlopp 5 (70Y): Miljö: ytterområdet av en tätort. Hastighetsbegränsningen är 70 km/h.
- Kölförlopp 6 (70M): Miljö: mellanområdet av en tätort. Hastighetsbegränsningen är 70 km/h. Hastigheten för fritt fordon är 60 km/h.
- Kölförlopp 7 (50Y): Miljö: ytterområdet av en tätort. Hastighetsbegränsningen är 50 km/h. Hastigheten för fritt fordon är 55 km/h.
- Kölförlopp 8 (50M): Miljö: mellanområdet i en tätort. Hastighetsbegränsningen är 50 km/h. Hastigheten för fritt fordon är 50 km/h.
- Kölförlopp 9 (50C): Miljö: väg/gata i centrumområdet av en tätort. Hastighetsbegränsningen är 50 km/h. Hastigheten för fritt fordon är 45 km/h.

### 4.3.10 Justering av normalvärden för länkar

#### 4.3.10.1 Hastighetsförändringar

Hastighetsförändringar på en vägsträcka ger både förändrade effekter på reshastighet, fordonskostnader och utsläpp. Diagrammet nedan visar fördröjningen  $D$  (s/f) som uppstår vid hastighetsförändringar. Diagrammet ska utläsas som skillnad mellan restid vid konstant hastighet jämfört med retardation till stopp och därefter acceleration till ursprunglig hastighet.



Figur 4-24. Skattning av reshastighetseffekt av hastighetsgränsändring från VGU.

**Exempel:**

Hastighetsändring från 90 till 70 km/h ger personbilar en extra restid som ungefär motsvarar skillnaden i geometrisk fördröjning mellan stopp från 90 och 70 km/h, dvs.  $13-9$  s=4 s enligt diagrammet ovan.

#### 4.3.10.2 Vinterväglag

Väglaget inverkar på reshastigheten. Enligt Vintermodellen påverkas hastigheten enligt tabellen nedan.

Väglag	Bredd 6-7,9 m			Bredd 8-9,5 m		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
Fuktig barmark	-2%	-2%	-2%	-1%	-1%	-1%
Våt barmark	-3%	-3%	-3%	-2%	-2%	-2%
Packad snö/Tjock is	-19%	-18%	-15%	-15%	-14%	-10%
Tunn is/Rimfrost	-8%	-7%	-7%	-7%	-6%	-6%
Lös snö/Snömodd	-16%	-15%	-11%	-13%	-12%	-7%
Spårslitageväglag: Barmark i spår/snö utanför spår	-7%	-6%	-6%	-6%	-5%	-5%
Spårslitageväglag: Tunn is i spår/snö utanför spår	-10%	-8%	-8%	-9%	-7%	-7%

Tabell 4-15. Hastighetsförändringar på grund av snö, vått väglag och halka enligt Vintermodellen<sup>22</sup>

#### 4.3.10.3 Hög andel tung trafik

Hastighetsflödessambanden som beskrivs ovan gäller vid en konstant andel tunga fordon på 12 %. När aktuell andel skiljer sig från 12 % ska en justering av reshastighet eller restid för personbil göras. Denna justering görs för hastighetsgräns 90 och 110 km/h vid vägbredd upp till 11,5 m. Således görs inte någon justering för 70 km/h på grund av mindre hastighetskillnad mellan lätta och tunga fordon samt ej någon justering för högsta breddklassen på grund av vägrenskörning.

Förändringen i restid för personbil då andelen tunga fordon är skilt ifrån 12 % används följande formel:

$$\Delta \text{restid}_{pb} = k_1 \times (1 - e^{-k_2 \times q_{tot}}) \times (T_a - 12)$$

där

$k_1$  och  $k_2$  är kalibreringskonstanter

$q_{tot}$  är totalflödet i båda riktningarna (f/h)

$T_a$  är andelen tung trafik i båda riktningarna (mätt i %).

Observera att denna justering blir lika stor för personbilshastigheten i båda riktningarna och grundar sig på flödet för båda riktningarna. Anledningen till detta är att det i allmänhet inte finns underlag för att ta fram lastbilsandelen per riktning. Vid beräkning av flödet från aktuell rangkurva eller med index erhålls enbart en total lastbilsandel för båda riktningarna. Vid snedfördelat flöde är i regel lastbilsandelen mindre i mest belastad riktning med det högre flödet och på samma sätt högre i minst belastad riktning. Dessa båda effekter tar ut varandra och det syns rimligt att använda samma justering för båda riktningarna.

För  $T_a$  större än 12 % blir det således ett tillägg i restid för personbil (minskad reshastighet) och vid andel under 12 % blir det en reduktion i restid för personbil (ökad reshastighet).

<sup>22</sup> Wallman et al, 2006. Tabellen är hämtad från PM ”Fordonskostnader för vägplanering.”, Arne Carlsson, Ulf Hammarström och Bo Karlsson, 2007-12-12

Konstanten  $k_2$  är konstant för alla siktklasser medan konstanten  $k_1$  beror på siktklass och vägbredd enligt tabellen nedan.

Sikt- klass	$k_1$ vid bredd		$k_2$
	$\leq 10$ m	10,1-11,5 m	
1	0,17	0,10	0,0012
2	0,22	0,13	
3	0,28	0,17	
4	0,32	0,19	

Tabell 4-16. Kalibreringskonstanter för personbil då andelen tunga fordon är skilt ifrån 12 %. Ingen justering görs vid bredd >11,5 m samt vid hastighetsgräns 70 km/h ( $k_1=0$ ).

Beräkning av personbilshastigheten (en per riktning) vid aktuell lastbilsandel sker enligt

$$V_{pb}^{Just} = \frac{3\,600}{\frac{3\,600}{V_{pb}} + \Delta restid_{pb}}$$

Vid tillämpning av formeln ovan måste dock kontroll göras så att inte justeringen leder till orimliga resultat. Vid låg lastbilsandel får inte personbilshastigheten bli högre än aktuell frifordons hastighet. Vid hög lastbilsandel får inte personbilshastigheten bli lägre än hastigheten för lastbil utan släp vid aktuellt timflöde.

Om det finns underlag som redovisar andel lastbilar per riktning kan en justering per riktning beräknas. Men då måste beräkningarna ovan justeras så att  $q_{tot}$  ersätts med  $q$  i aktuell riktning. Samtidigt måste värdet på konstanten  $k_2$  fördubblas till 0,0024.

#### 4.3.10.4 Grusväg

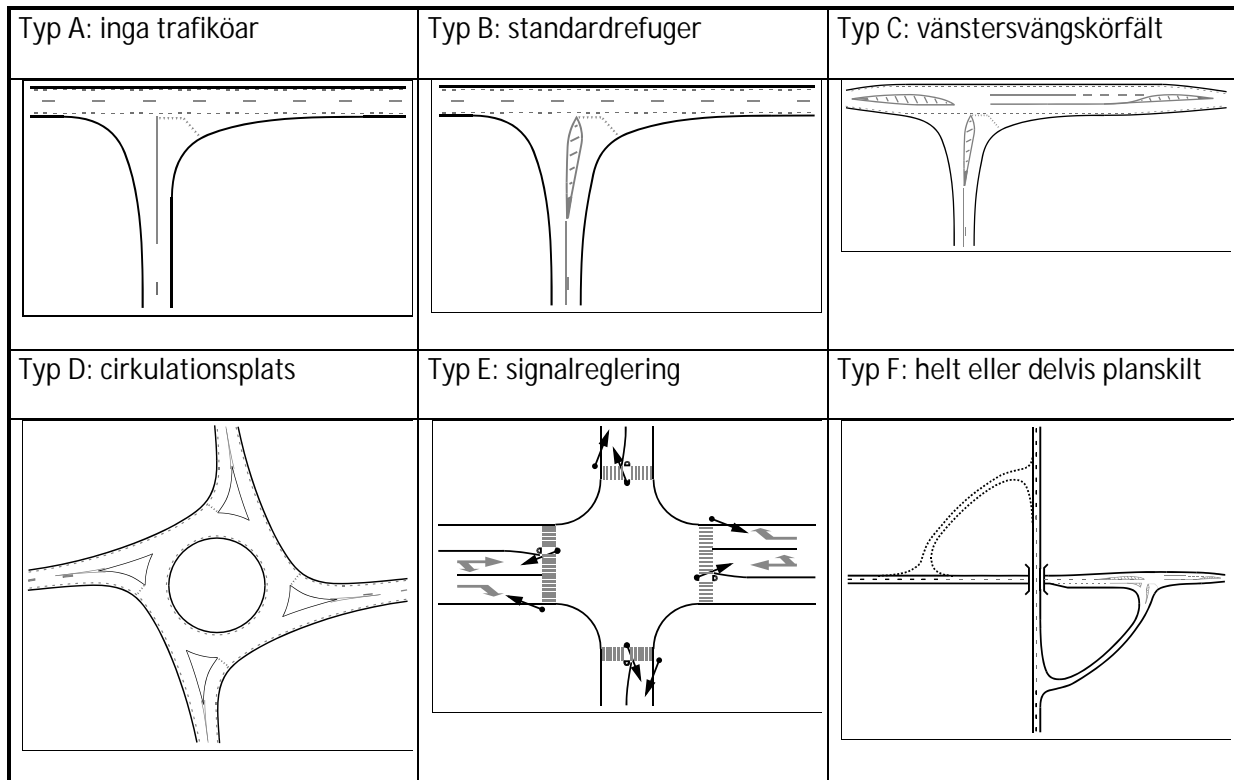
Grusvägssamband fås vid 70 och 90 km/h genom att sänka alla brythastigheter med 3 km/h vid 70 och 3,5 km/h vid 90.

#### 4.3.10.5 Vägarbetsområdets påverkan på trafikens kapacitet

Se katalogen för *Drift och underhåll*, kapitel 3.2. (Version 2017-04-01 eller senare).

#### 4.4 Restider för korsningar

EVA ger normalvärden för fördröjning och andel stopp/sväng för ABC-, D, E och F-korsningar enligt VGU<sup>23</sup> kapitlet korsningar och vilka illustreras i bilden nedan.



Figur 4-25. Korsningstyper i VGU<sup>24</sup>

I tätort förutsätts alla korsningstyper ha belysning. På landsbygd förutsätts D, E och F-korsningarna alltid ha belysning. ABC-korsningarna på landsbygd saknar i normalfallet belysning.

Restiden för varje korsningstyp ges i kapitlet av följande tre beräkningssteg:

1. Trafikberäkning
2. Fördröjning
3. Andel stopp/sväng

<sup>23</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.

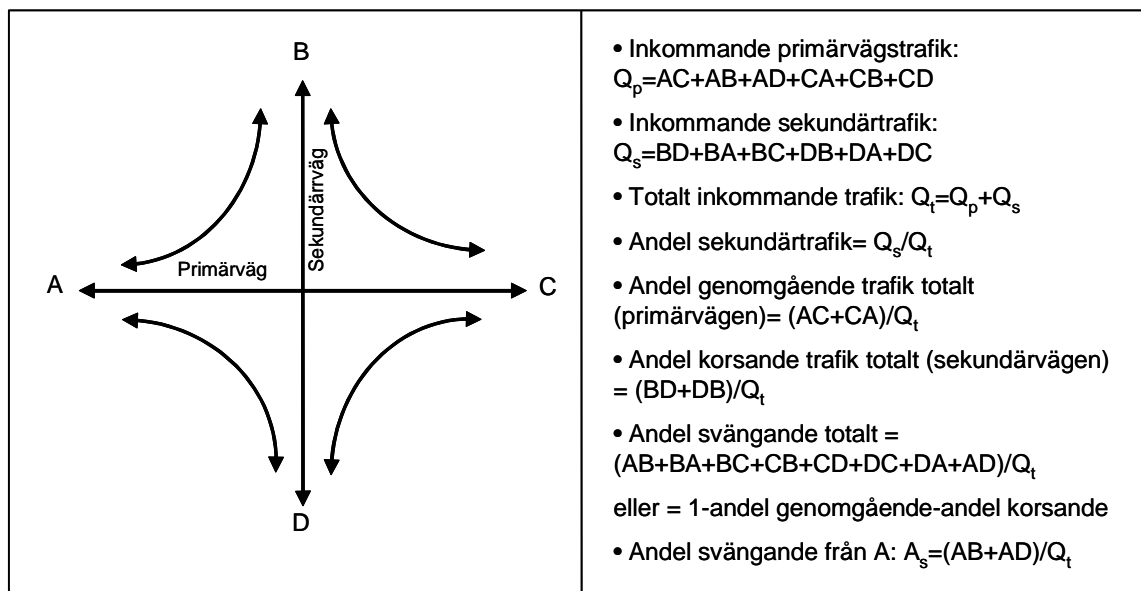
<sup>24</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.

#### 4.4.1 Normalvärden för korsningstyp A-C

Beräkningssteg 1 (3): trafikberäkning

Beräkningen görs i följande steg:

- bestäm inkommande ÅDT per primärväg  $Q_p$  och per sekundärvägskörfält  $Q_{sek}$
- bestäm andel genomgående, svängande och korsande trafik. Bilden nedan visar hur detta kan beräknas.



Figur 4-26. Trafik i korsningstyp A-C

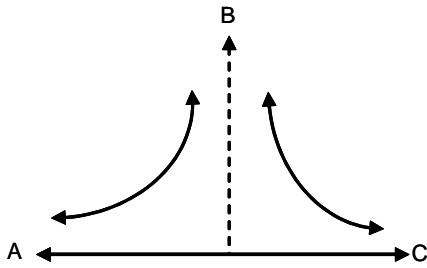
Beräkningssteg 2 (3): fördröjning

- välj belastningsfall med  $Q_{p/ben}$  (inkommande ÅDT per primärvägstillfart) och  $Q_{s/kf}$  (inkommande ÅDT per sekundärvägskörfält) som ingångsdata:

$Q_{s/kf}$ (tusental fordon)	$Q_{p/ben}$ (tusental fordon)					
	<5	<10	<15	<20	<25	>25
<2	1	1	2	3	4	6
<3	1	2	3	4	5	6
<4	2	3	3	5	6	6
<5	3	4	5	6	6	6
<6	4	5	6	6	6	6
>6	6	6	6	6	6	6

Tabell 4-17. Val av belastningsfall beroende av primärvägstrafik per tillfart och inkommande sekundärvägstrafik.

**Exempel:**



3-vägs korsning med  
90 km/h och väjning

$Q_t = 9000$  fordon varav

$AC = CA = 3\,500$  f/dygn enkelriktat,

$AB = BA = BC = CB = 500$  f/dygn enkelriktat

Inkommande primärvägstrafik per tillfart:  $Q_p = ((AC+AB)+(CA+CB))/2 = 4000$

Inkommande sekundärvägstrafik per körfält:  $Q_s/\text{körfält} = (BA+BC)/2 = 500$

→ belastningsfall 1 enligt Tabell 4-17

- beräkna fördröjning i sekunder/fordon (s/f) enligt tabellen nedan för genomgående ( $D_g$ ), svängande ( $D_s$ ) och korsande ( $D_k$ ) trafik med belastningsfall, hastighetsgräns och regleringsform väjning eller stopp som ingångsdata.

	Väjning och stopp				Väjning								Stopp							
	$D_g$				$D_s$				$D_k$				$D_s$				$D_k$			
Hastighet på primärväg \ Belastningsfall	50	70	90	110	50	70	90	110	50	70	90	110	50	70	90	110	50	70	90	110
1	0	0	0	0	7	10	15	15	9	12	17	17	9	12	17	17	13	16	21	21
2	0	0	0	0	10	13	18	18	13	17	22	22	12	15	20	20	17	21	26	26
3	0	1	2	2	14	17	22	22	17	21	26	26	15	18	23	23	22	26	31	31
4	1	2	3	3	19	23	28	28	25	28	33	33	20	24	29	29	29	32	37	37
5	2	3	4	4	29	29	34	34	37	37	42	42	29	31	36	36	37	40	45	45
6	3	4	5	5	50	50	50	50	70	70	70	70	50	50	50	50	70	70	70	70

Tabell 4-18. Fördröjning i korsning (s/f) beroende av belastningsfall, hastighetsgräns och regleringsform. Hastighetsbegränsning 50 km/h, 70 km/h, 90 km/h och 110 km/h.

Hastighet på primärväg \ Belastningsfall	Väjning och stopp				Väjning								Stopp							
	$D_g$				$D_s$				$D_k$				$D_s$				$D_k$			
	40	60	80	100	40	60	80	100	40	60	80	100	40	60	80	100	40	60	80	100
1	0	0	0	0	5	9	13	15	7	11	15	17	8	11	15	17	12	15	19	21
2	0	0	0	0	8	12	16	18	11	15	20	22	11	14	18	20	15	19	24	26
3	0	1	2	2	12	16	20	22	15	19	24	26	14	17	21	23	20	24	29	31
4	0	2	3	3	17	21	26	28	23	27	31	33	18	22	27	29	28	31	35	37
5	1	3	4	4	29	29	32	34	37	37	40	42	28	30	34	36	36	39	43	45
6	2	4	5	5	50	50	50	50	70	70	70	70	50	50	50	50	70	70	70	70

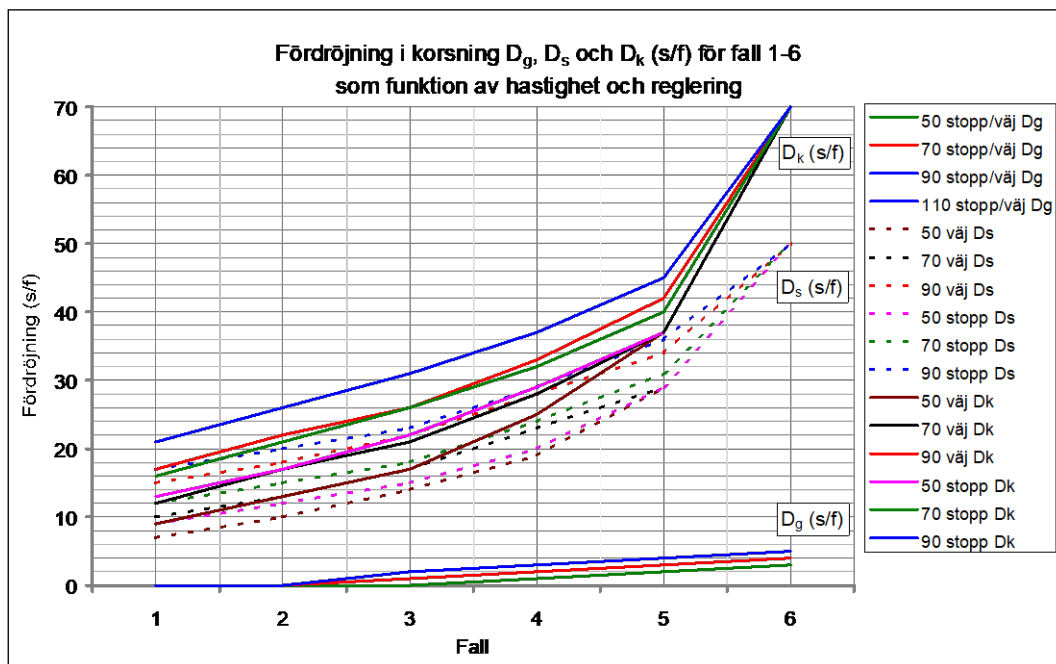
Tabell 4-19. Fördröjning i korsning (s/f) beroende av belastningsfall, hastighetsgräns och regleringsform. Hastighetsbegränsning 40 km/h, 60 km/h, 80 km/h och 100 km/h.

**Exempel fortsättning:**

För 90 km/h och väjning erhålls följande värden för fördröjning enligt Tabell 4-18:

$D_g=0$  (ingen korsande trafik i detta exempel),  $D_s=15$  sek

Ovanstående tabell illustreras i diagrammet nedan.



Figur 4-27. Fördröjning i korsning beroende av belastningsfall, hastighetsgräns och regleringsform.



- beräkna medelfördröjning  $D_{med}$  (s/f):  
 $D_{med} = (A_s \times D_s + A_{kors} \times D_{kors} + A_g \times D_g)$

**Exempel fortsättning:**

Andel genomgående trafik:  $A_g = (AC+CA)/Q_t = (3500+3500)/9000 = 0,78$

Andel korsande trafik:  $A_k = 0$

Andel svängande trafik:  $A_s = (AB+BA+BC+CB)/Q_t = 2000/9000 = 0,22$

eller  $1 - A_g - A_k$

→  $D_{med} = 0,78 \times 0 + 0,22 \times 15 \approx 3$  sekunder/fordon

Beräkningssteg 3 (3): andel sväng/stopp

- andel sväng/stopp per vägben bestäms med andel sväng och regleringsform som indata enligt
  - på primärvägsben är andelen sväng/stopp = andel sväng
  - på sekundärvägsben med
    - väjning är andel sväng/stopp =  $0,75 + 0,25 \times$  andel sväng
    - stopp är andel sväng/stopp = 1,0

**Exempel fortsättning:**

3-vägs ABC-korsning 90 med 12,5 % svängande från primär- och 100 % från sekundärväg ger:

$S_A = S_C = 0,125$

$S_B = 0,75 + 0,25 \times 1,0 = 1,0$  (om väjningsplikt).

#### 4.4.2 Normalvärden för korsningstyp D (cirkulationsplats)

Beräkningssteg 1 (3): trafikberäkning

Beräkningen görs i följande steg:

- beräkna inkommande ÅDT/körfält

*Kommentar:*

*EVA-programmet bestämmer antal körfält med följande regler:*

- anslutande länk med 2 kf och MLV, MML ger ett inkommande körfält
- anslutande länk med 4 kf ger två inkommande körfält
- anslutande länk med 6 kf ger tre inkommande körfält

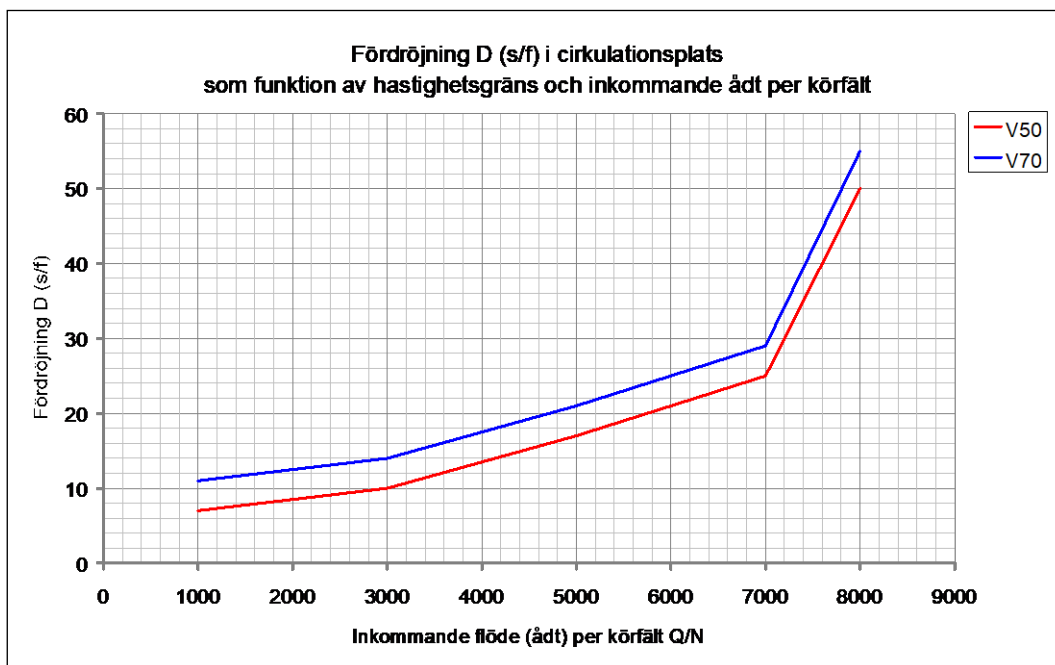
## Beräkningssteg 2 (3): fördröjning

- beräkna fördröjning (s/f) som funktion av hastighetsgräns och inkommande ÅDT per körfält (Q/N):

Q/N	Fördröjning (s/f)			
	40	50	60	70
1000	5	7	9	11
3000	8	10	12	14
5000	15	17	19	21
7000	23	25	27	29
8000	48	50	53	55

Tabell 4-20. Fördröjning i cirkulationsplats. Värden i tabellen avser klassmitt.

Ovanstående tabell illustreras i diagrammet nedan<sup>25</sup>.



Figur 4-28 Fördröjning i cirkulationsplats.

<sup>25</sup> Observera att en cirkulationsplats på en 90-väg med nedskyltning får felaktiga fördröjnings- och också foko- och utsläppsvärden i EVA. Detta kan hanteras via justeringsfönster för foko-utsläpp.

### Beräkningssteg 3 (3): andel stopp/sväng

- andel stopp/sväng = 0,75 för alla ben oberoende av trafikflöde

#### **Exempel fördröjning i cirkulationsplats:**

3-vägs cirkulationsplats med 90 km/h med lokal hastighetsbegränsning och väjning

Både primär- och sekundärväg är 2-fältsväg. Cirkulationsplatsen är 1-fältig.

Primärvägstrafik 8 000 f/d

Sekundärvägstrafik 2 000 f/d

$Q_{tot}=4\ 000 + 4\ 000 + 1\ 000 = 9\ 000\ f/d$

$N=3 \rightarrow Q_{tot}/N = 9\ 000/3 = 3\ 000$

Cirkulationsplats förutsätter lokal hastighetsgräns på 70 eller 50 km/h. Beräkningen för 90 km/h får därför göras approximativt på följande sätt:

- fördröjning utläses i tabellen ovan för 70 km/h: 14 s/f

- merfördröjning för 90 km/h utläses av hastighetsdiagrammet Figur 4-24. Skattning av reshastighetseffekt av hastighetsgränsändring från VGU är 16-11 sek= 5 s/f

→ medelfördröjning i cirkulationsplatsen kan skattas som 14+5=19 sekunder/fordon

Total fördröjning:  $19 \times 9\ 000 = 171\ 000\ s = 47,5\ h$

andel stopp/sväng = 0,75

#### **4.4.3 Normalvärden för korsningstyp E (trafiksignal)**

Trafiksignalstyrningen kan antingen vara oberoende, där varje korsnings signalanläggning arbetar helt självständigt, eller samordnad, där trafiksignalerna i flera korsningar synkroniseras med hjälp av en gemensam styrdator eller kommunicerande lokala styrdatorer. Syftet är att reducera den totala fördröjningen och antalet stopp i området som omfattas av samordningen. Ungefär 1 000 av Sveriges trafiksignaler ingår i samordnade system och de finns framförallt i de större städerna. Nedan visas hur restiden kan beräknas för enskilda trafiksignaler.

### Beräkningssteg 1 (3): trafikberäkning

Beräkningen görs i följande steg:

- beräkna inkommande ÅDT/körfält för samtliga tillfarter, andel svängande per ben och totalt samt andel genomgående och andel korsande.

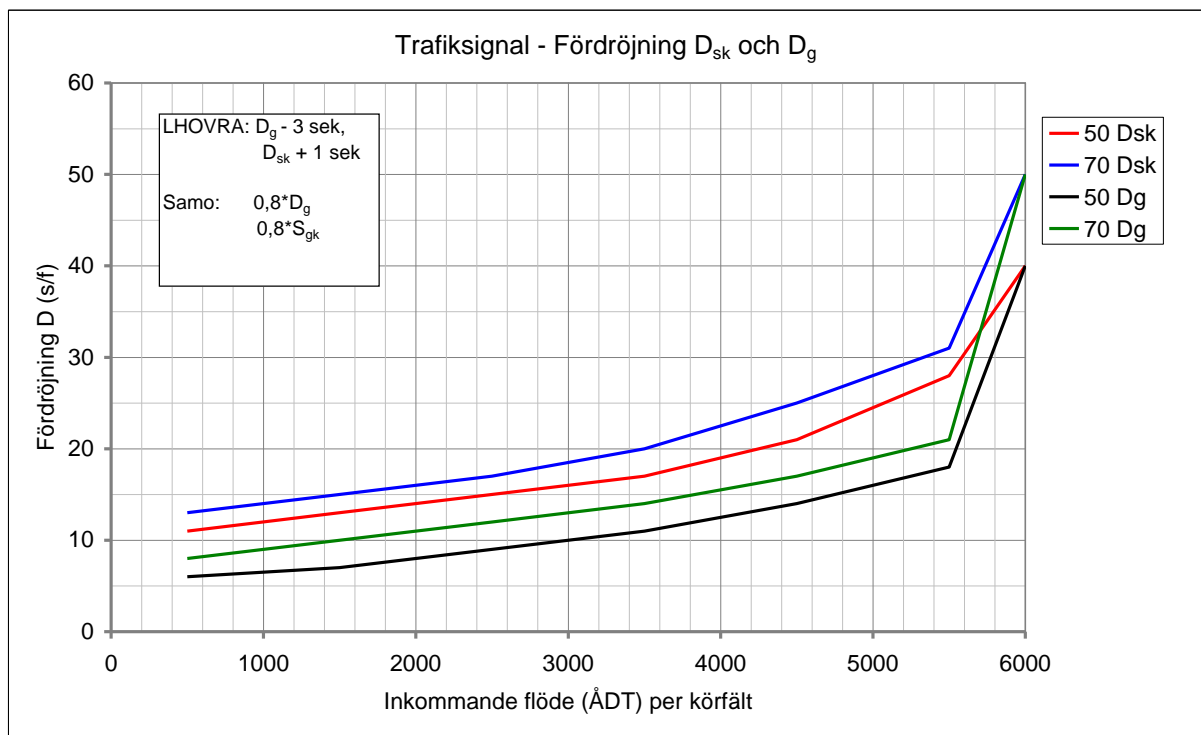
### Beräkningssteg 2 (3): fördröjning

- beräkna fördröjning  $D$  (s/f) för svängande/korsande och genomgående med inkommande ÅDT/körfält ( $Q/N$ ) och hastighetsgräns som indata:

Q/N	$D_{sk}$				$D_g$			
	40	50	60	70	40	50	60	70
500	10	11	12	13	5	6	7	8
1500	12	13	14	15	6	7	9	10
2500	14	15	16	17	8	9	11	12
3500	16	17	19	20	10	11	13	14
4500	19	21	23	25	13	14	16	17
5500	27	28	30	31	17	18	20	21
6000	36	40	45	50	36	40	45	50

Tabell 4-21. Fördröjning i korsning med trafiksignal. Värden i tabellen avser klassmitt.

Hastighetsbegränsning 50 och 70 km/h i ovanstående tabell illustreras i diagrammet nedan.



Figur 4-29. Fördröjning i korsning med trafiksignal.

- vid LHOVRA<sup>26</sup>-teknik (prioritering i trafiksignal) justeras fördröjning för genomgående och svängande/korsande enligt:

Fördröjning genomgående trafik:  $D_g - 3 \text{ s/f}$

Fördröjning svängande och korsande trafik:  $D_{sk} + 1 \text{ s/f}$

- vid samordning<sup>27</sup> justeras fördröjningen för genomgående trafik ned med 20 % (ev. även justerat för LHOVRA).

om samordning:  $0,8 \times D_g$

- medelfördröjning per fordon kan beräknas som fordonsandel multiplicerat med fördröjning:

$$D_{med} = A_{sk} \times D_{sk} + A_g \times D_g \text{ (s/f)}$$

Beräkningssteg 3 (3): andel stopp/sväng

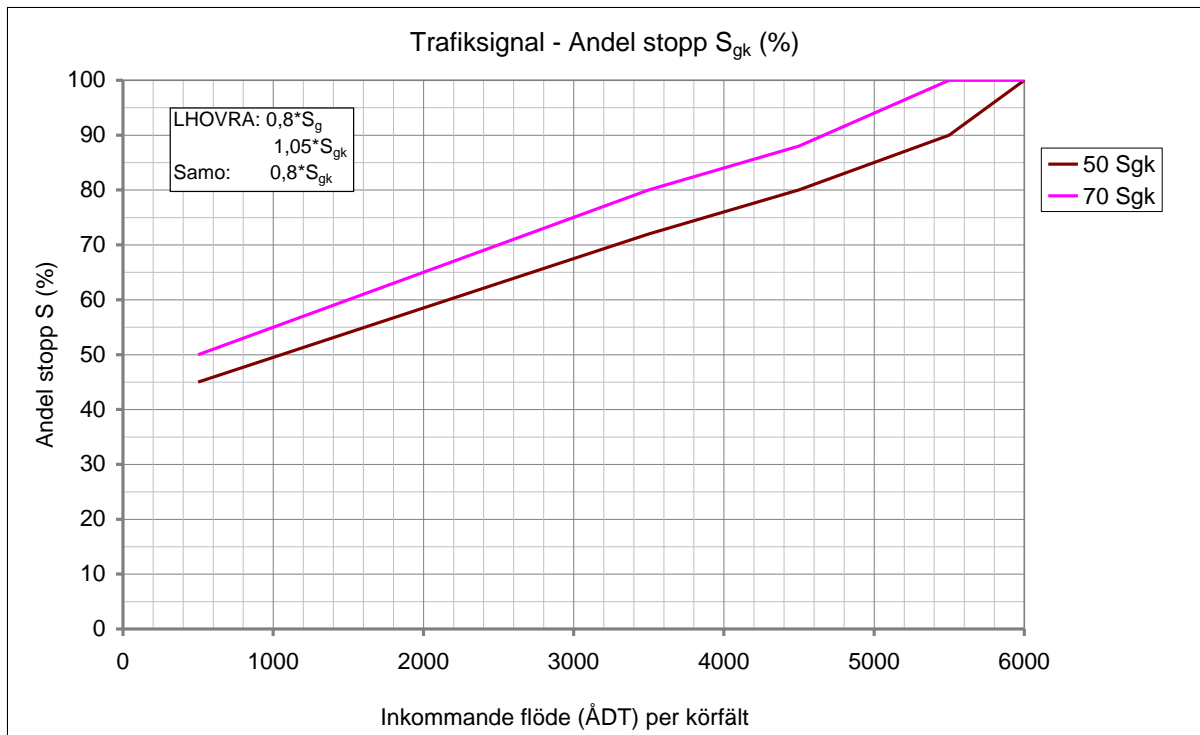
- beräkna andel stopp/sväng för korsande och genomgående med inkommande ÅDT/körfält (Q/N) och hastighetsgräns som indata:

Q/N	S <sub>gk</sub>			
	40	50	60	70
500	43	45	48	50
1500	51	54	57	60
2500	60	63	67	70
3500	68	72	76	80
4500	76	80	84	88
5500	85	90	95	100
6000	100	100	100	100

Tabell 4-22. Andel stopp/sväng för korsande och genomgående i trafiksignal.

<sup>26</sup> LHOVRA: L=Lastbilsrioritering, H=Huvudledsprioritering, O=Olycksreduktion, V=Variabelt gult, R=Röd körningskontroll, A=Allrödvändning

<sup>27</sup> Trafiksignaler kan samordnas med varandra för att minska antalet stopp, fördröjningar, fordonskostnader och avgasemissioner.



Figur 4-30. Andel stopp i korsning med trafiksignal.

- andel stopp/sväng för svängande = 100 %
- vid LHOVRA-teknik justeras andel stopp/sväng för genomgående och svängande/korsande enligt  

$$\text{Korr} = 0,8 \times S_g$$

$$\text{Korr} = 1,05 \times S_k \text{ (max 100)}$$
- vid samordning justeras andel stopp/sväng för genomgående (ev. även justerat för LHOVRA)  
om samordning:  $0,8 \times S_g$
- andel stopp/sväng för primärvägs- resp. sekundärvägsben beräknas som  

$$S_{\text{primben}} = A_{sv} \times 100 + A_g \times S_{gk} \times \text{Korr}$$

$$S_{\text{sekben}} = A_{sv} \times 100 + A_k \times S_{gk} \times \text{Korr}$$

**Exempel:**

3-vägs trafiksignal med 90 km/h med lokal hastighetsgräns och LHOVRA.

Inkommande primärvägstrafik: 4 000 f/dygn och riktning, varav 12,5 % svängande.

Inkommande sekundärvägstrafik: 1 000 f/dygn varav 100 % svängande.

Trafiksignal på sträcka med 70 km/h kräver vänstersvängskörfält och således minst 4 inkommande körfält. Total inkommande trafik är  $4\,000 + 4\,000 + 1\,000 = 9\,000$ , vilket innebär  $9\,000/4 = 2\,250$  fordon/körfält

Trafiksignal förutsätter lokal hastighetsgräns på högst 70 km/h. Beräkningen för 90 km/h får därför göras approximativt på följande sätt:

- fördröjning för 70 km/h utläses i Tabell 4-21 + justering för LHOVRA enligt ovan:

$$D_s = 17 + 1 = 18 \text{ s/f}, \quad D_g = 12 - 3 = 9 \text{ s/f}$$

- merfördröjning för 90 km/h erhålls ur Figur 4-24 och är ca  $16 - 11 = 5$  sek

→ medelfördröjningen i trafiksignalen kan skattas som:  $D_s = 18 + 5 = 23 \text{ s/f}$ ,  $D_g = 9 + 5 = 14 \text{ s/f}$

→ medelfördröjning per fordon

Andel stopp/sväng för 70 km/h enligt Tabell 4-22 alternativt *Figur 4-30*:

$$S_g = \text{ca } 0,67 \times 0,8 = 0,54$$

$$S_s = 1,0 \text{ (korr till över 1,0 görs ej)}$$

$$S_{\text{primben}} = A_{sv} \times 100 + A_g \times S_{gk} \times \text{Korr}$$

$$S_{\text{sekben}} = A_{sv} \times 100 + A_k \times S_{gk} \times \text{Korr}$$

$$A_{sk} = (0,125 \times (4\,000 + 4\,000) + 1000) / 9\,000 = 22,2\%$$

$$A_g = (1 - 0,125) \times (4\,000 + 4\,000) / 9\,000 = 78,8\%$$

$$D_{\text{med}} = A_{sk} \times D_{sk} + A_g \times D_g = 0,222 \times 23 + 0,788 \times 14 = 16 \text{ s}$$

#### 4.4.4 Normalvärden för korsningstyp F (trafikplats)

Beräkningssteg 1 (3): trafikberäkning

Korsningstypen innefattar inga korsande flöden eller svängande trafik.

Beräkningssteg 2 (3): fördröjning

- beräkna fördröjning (s/f) för genomgående/korsande och svängande med hastighetsgräns (för primärväg) som indata:

$V_{\text{primärväg}}$	$D_{\text{gk}}$	$D_{\text{s}}$
50	0	12
60	0	13
70	0	14
80	0	17
90	0	20
100	0	22
110	0	24

Tabell 4-23. Fördröjning för genomgående/korsande och svängande i trafikplats.

- Medelfördröjning per fordon (s/f):  $A_s \times D_s$

Beräkningssteg 3 (3): andel stopp/sväng

- beräkna andel stopp/sväng för korsande, svängande och genomgående enligt

$S_{\text{gk}}$	0
$S_{\text{s}}$	0,75

Tabell 4-24. Andel stopp/sväng för korsande och genomgående i trafikplats.

**Exempel:**

3-vägs planskildhet med 90 km/h

Inkommande primärvägstrafik: 4 000 f/dygn och riktning, varav 12,5 % svängande.

Inkommande sekundärvägstrafik: 1 000 f/dygn varav 100 % svängande.

-  $D_{\text{gk}} = 0$  s/f

-  $D_{\text{s}} = 20$  s/f

-  $S_{\text{gk}} = 0$

-  $S_{\text{s}} = 0,75$



*Exempel sammanfattning:*

Tabellen nedan visar fördröjning och andel stopp/sväng för olika korsningstyper. Den inkommande primärvägstrafiken är 4 000 f/dygn och riktning, varav 12,5 % svängande. Inkommande sekundärvägstrafik är 1 000 f/dygn, varav 100 % är svängande.

Rikt	andel	Fördröjning s/f för korsningstyp				Stopp/sväng-andel för korsningstyp			
		tpl	sig	cpl	C	tpl	Sig	cpl	C
Gen	0,78	0	14	19	0	0	0,54	0,75	0,125
Sv	0,22	20	23	19	15	0,75	1	0,75	1
medelvärde		4,4	16	19	3	0,17	0,64	0,75	0,32

Tabell 4-25. Jämförelse fördröjning och andel stopp/sväng i exemplet för trafikplats, signal, cirkulationsplats och C-korsning.

C-korsning ger lägst medelfördröjning och nästan lika låg stopp/sväng-andel som trafikplats. Cirkulationsplats ger högst medelfördröjning och högst stopp/sväng-andel på grund av hög andel genomgående trafik.

## 4.5 Restider - förbättringsåtgärder

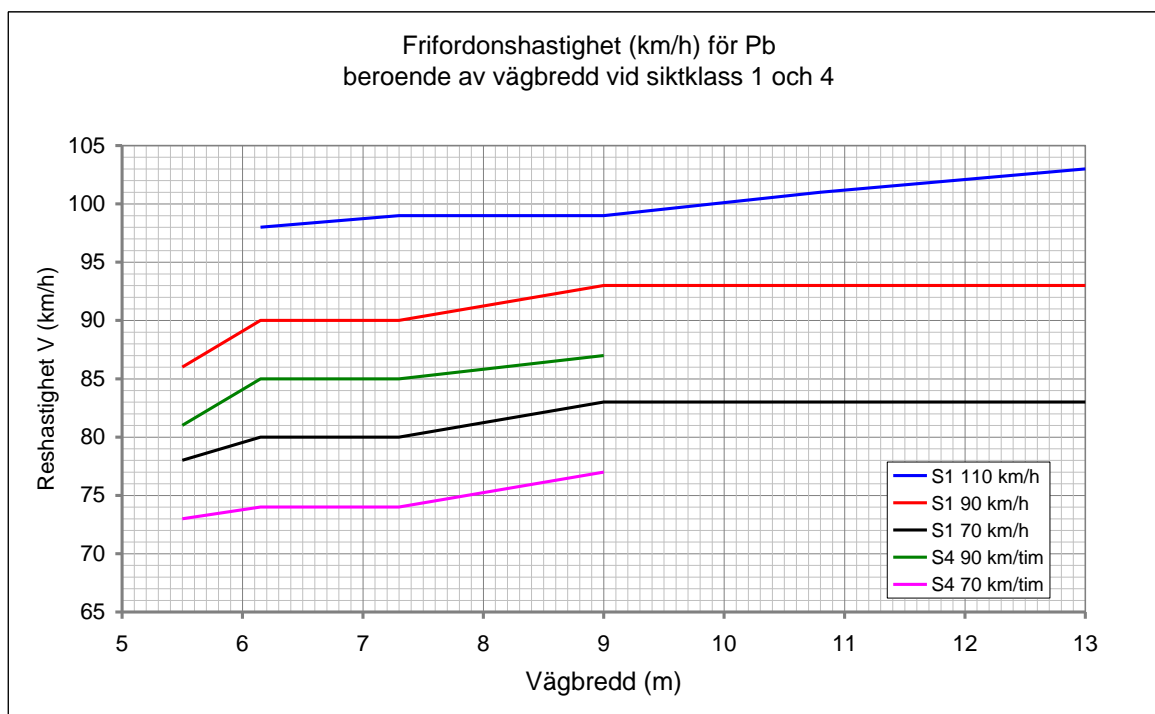
### 4.5.1 Inledning

Nedan följer en beskrivning av hur olika förbättringsåtgärder påverkar restiden. Det ska dock noteras att det är vanligt att flera förbättringsåtgärder genomförs samtidigt, något som gör det svårt att isolera effekten av en enda åtgärd. Därför saknas empiriskt material för vissa av åtgärderna.

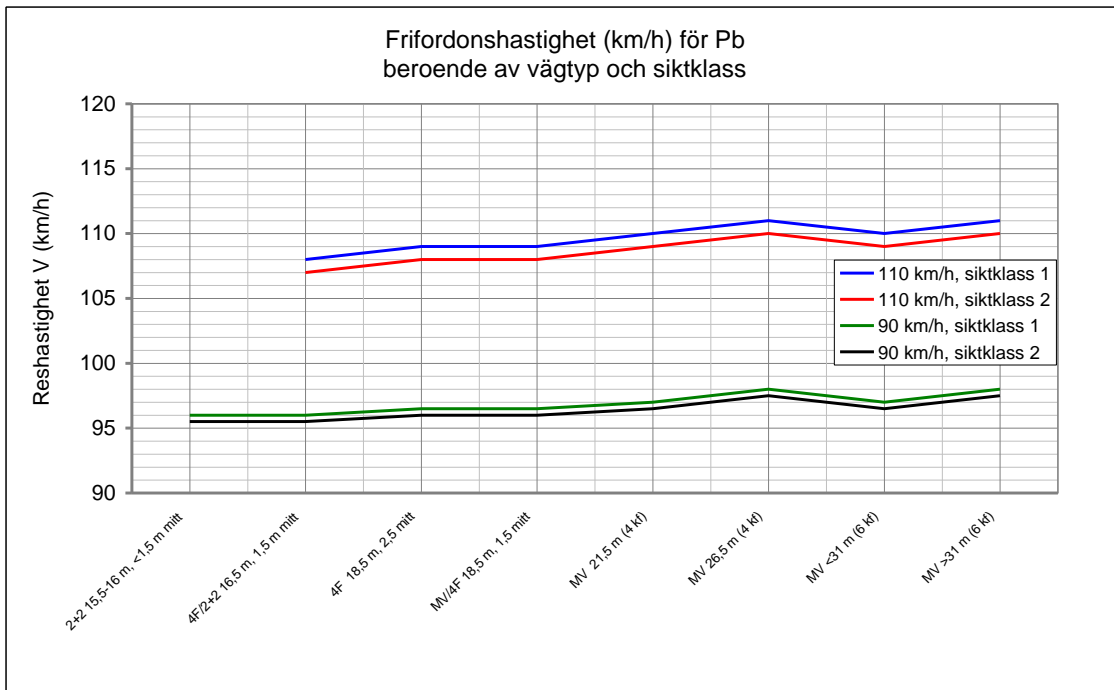
### 4.5.2 Breddning av väg

#### 4.5.2.1 Förändring av frifordonshastigheter

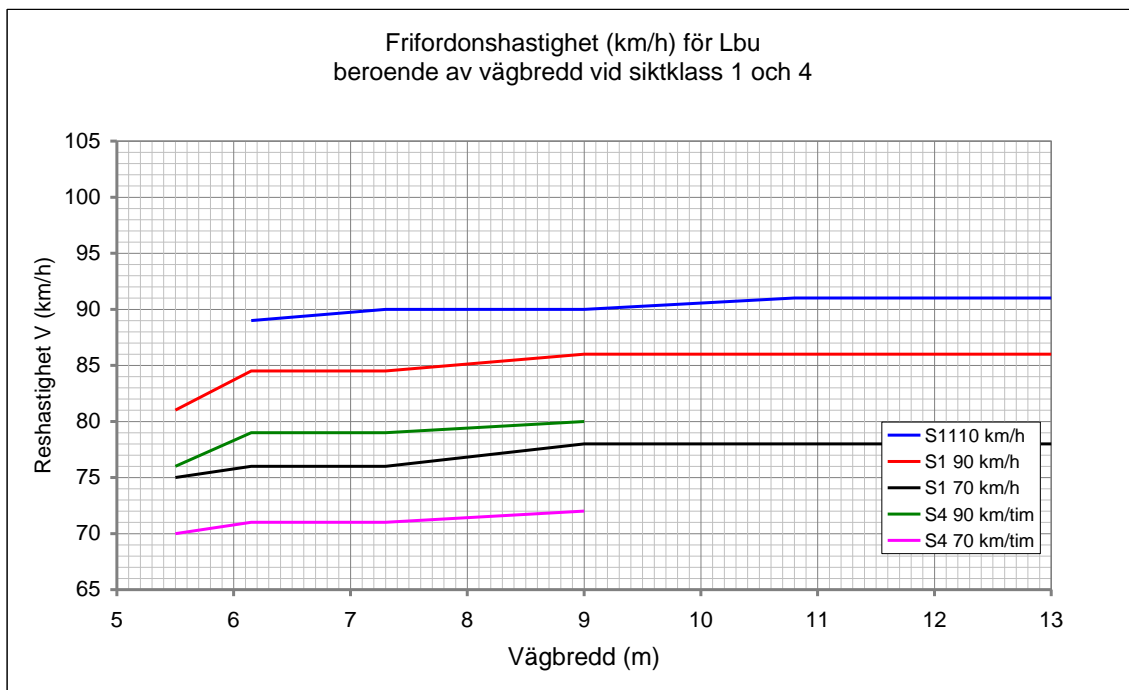
Diagrammen nedan visar frifordonshastigheter för Pb, Lbu och Lbs vid olika hastighetsgränser och vägtyper. 2-fältsvägarna avser hastighetsbegränsning 70 km/h, 90 km/h och 110 km/h för siktclass 1 och 2. Motsvarande diagram för andra siktclasser och hastighetsbegränsningar kan tas fram genom att använda datamaterialet i Tabell 4-5 – Tabell 4-8.



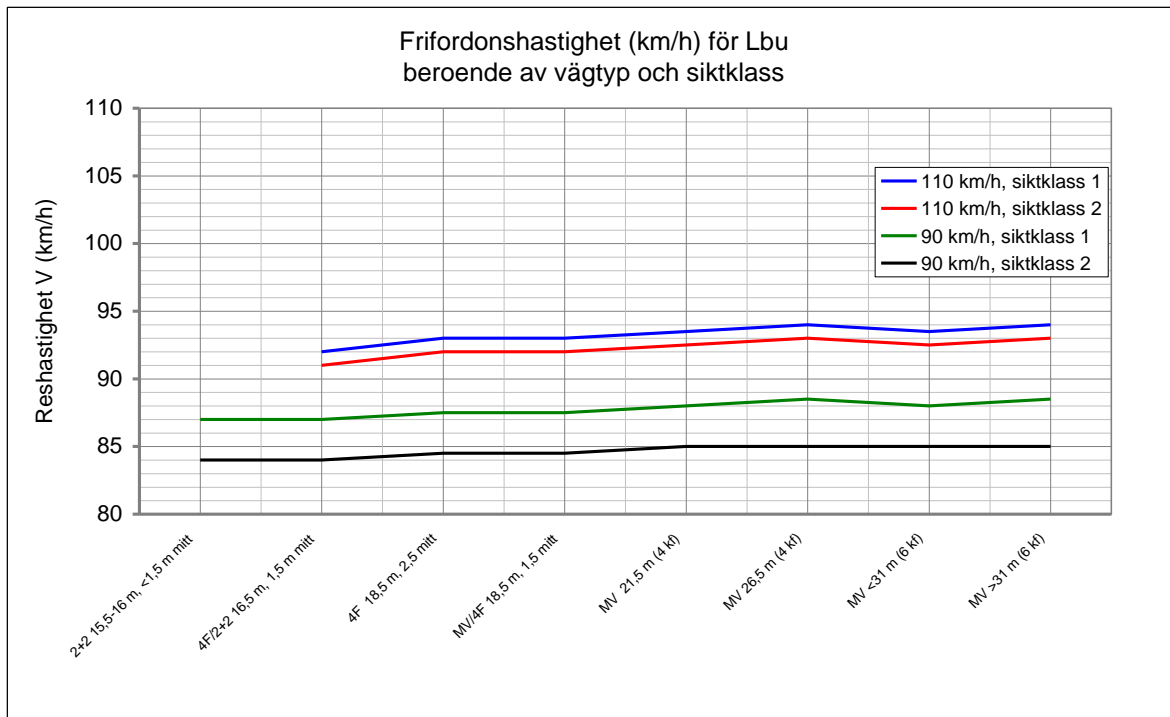
Figur 4-31. Frifordonshastigheter för Pb vid siktclass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar.



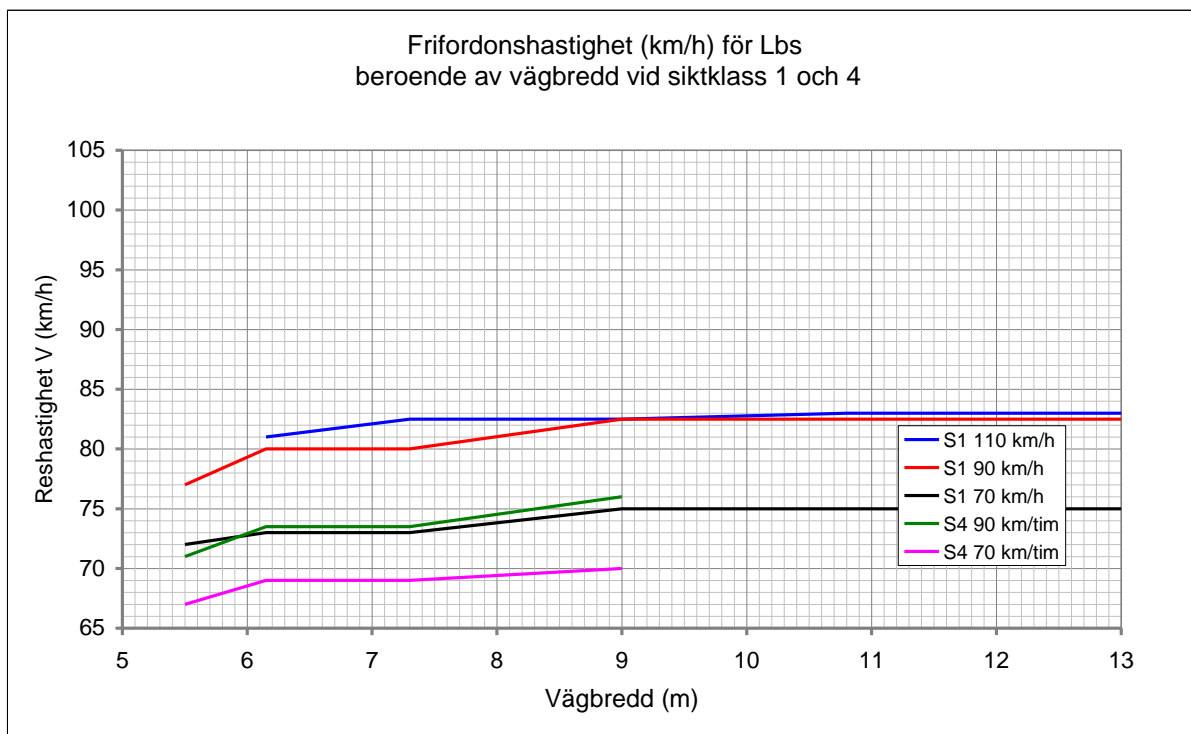
Figur 4-32. Frifordonshastigheter för Pb vid siktklass 1 och 2 för olika flerfältsvägar.



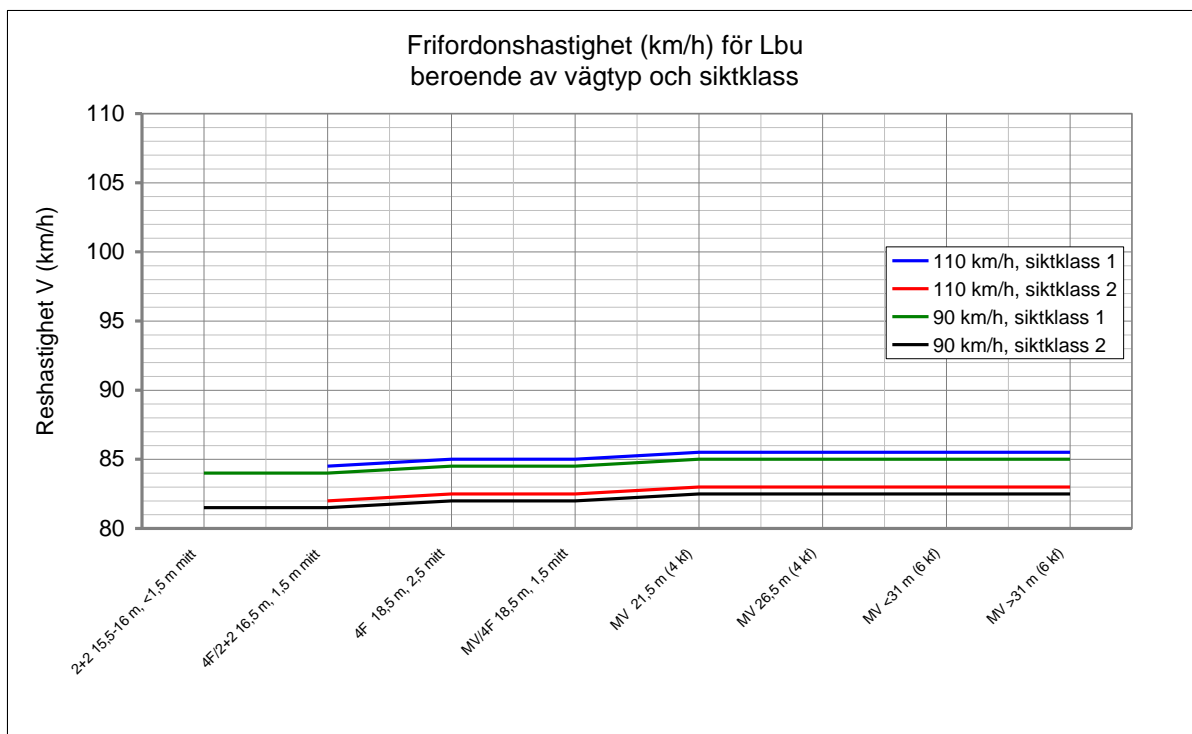
Figur 4-33. Frifordonshastigheter för LBU vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar.



Figur 4-34. Frifordonshastigheter för LBU vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar.

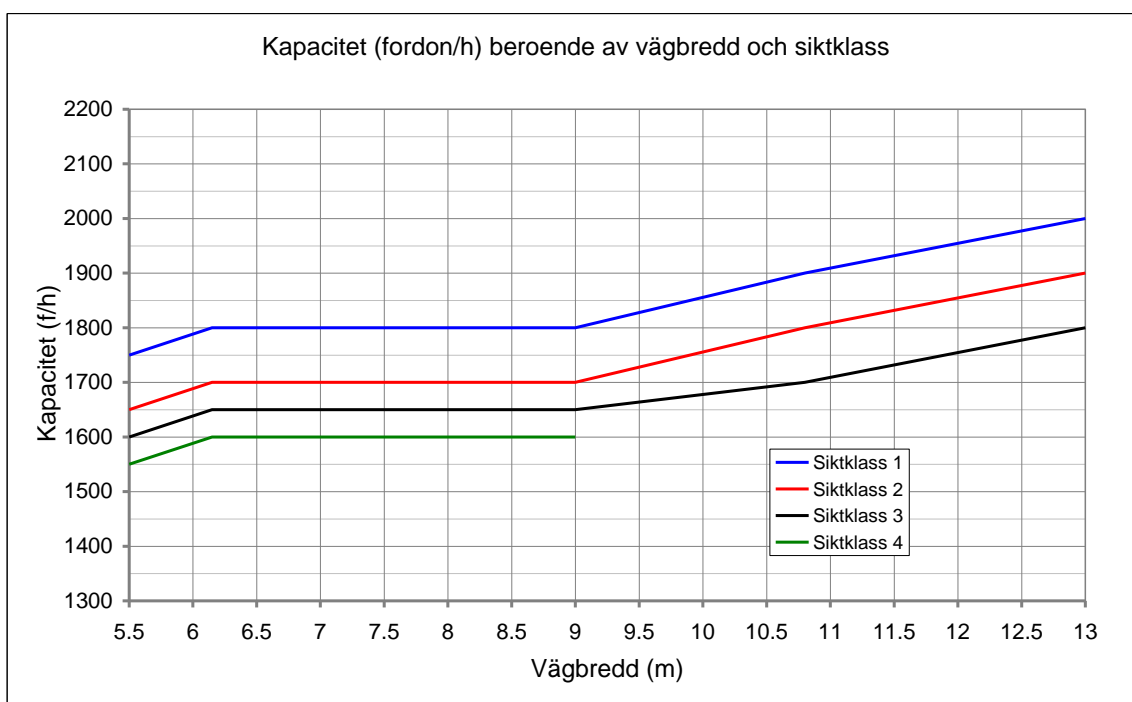


Figur 4-35. Frifordonshastigheter för LBS vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar.



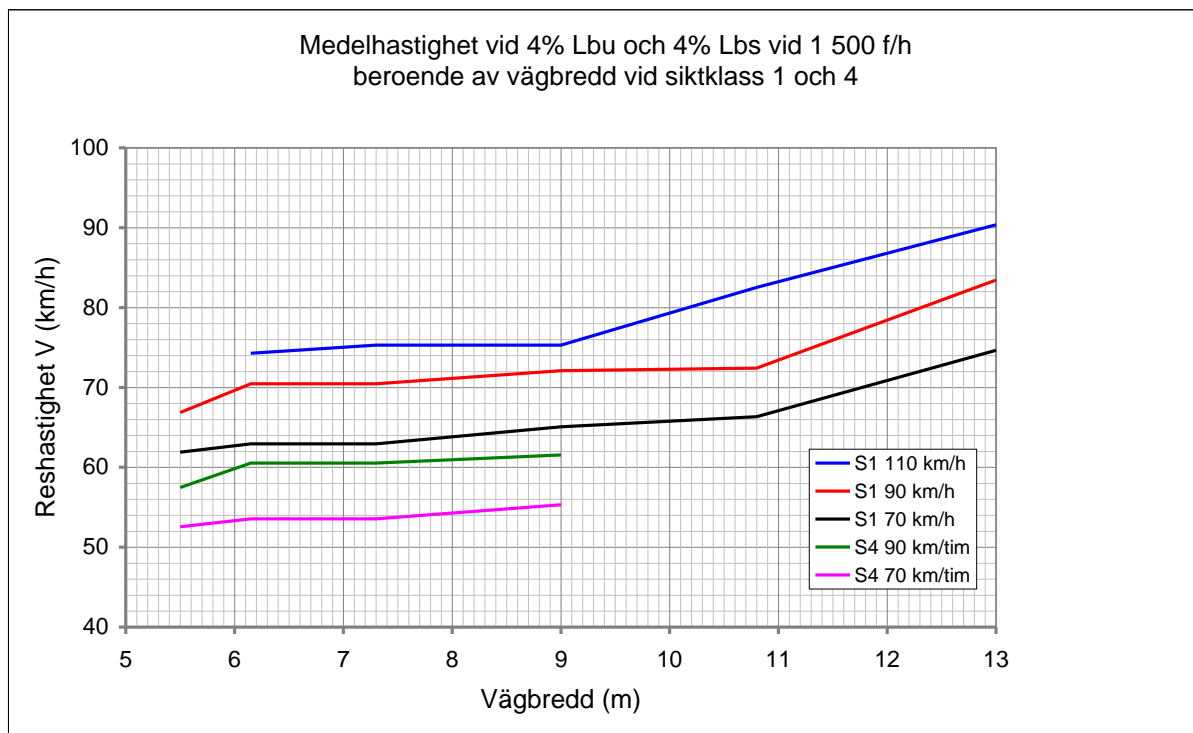
Figur 4-36. Frifordons hastigheter för LBS vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar.

4.5.2.2 Förändring av kapacitet och hastighet vid 1 500 f/h på 2-fältsväg  
 Kapaciteten på en väg påverkas då vägbredden förändras. I Tabell 4-8, Tabell 4-9 och Tabell 4-11 finns kapaciteten för olika 2-fältsvägar och hastighetsbegränsningar redovisade. Av tabellerna framgår det att det endast är siktklass och vägbredd som påverkar vägens kapacitet. Hastighetsbegränsningen påverkar inte vägens kapacitet.



Figur 4-37. Kapacitet vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder.

Figuren ovan visar hur kapaciteten förändras vid olika vägbredder. I diagrammet nedan visas hur hastigheten förändras då belastningen på vägen är 1 500 f/h, vilket innebär att vägen utnyttjas till 75-97 % av dess kapacitet.



Figur 4-38. Medelhastighet vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar då belastningen är 1 500 f/h.

Tabellen nedan visar hur hastigheten förändras vid olika vägbredder vid frifordons hastighet och då vägen utnyttjas nära dess kapacitet. De största hastighetsskillnaderna med avseende på vägbredd uppstår vid siktklass 1 och nära dess kapacitet.

Vägbredd	70 km/h, S1		70 km/h, S4		90 km/h, S1		90 km/h, S4		110 km/h, S1	
	O f/h	1500 f/h	O f/h	1500 f/h	O f/h	1500 f/h	O f/h	1500 f/h	O f/h	1500 f/h
-5,6 m	77,6	61,9	72,6	52,6	85,4	66,9	80,3	57,5		
5,7-6,6m	79,5	62,9	73,7	53,6	89,3	70,5	84,2	60,5	96,8	74,3
6,7-7,9m	79,5	62,9	73,7	53,6	89,3	70,5	84,2	60,5	97,8	75,3
8-10m	82,4	65,1	76,5	55,3	92,2	72,1	86,2	61,5	97,8	75,3
10,1-11,5m	82,4	66,3			92,2	72,4			99,7	82,5
11,6- m	82,4	74,7			92,2	83,4			101,5	90,4
Skillnad mellan -5,6 och 11,6 m	4,8	12,8	3,9	2,8	6,8	16,6	5,9	4,1	4,7	16,1

Tabell 4-26 Medelhastighet (4 % LBU och 4 % LBS) vid siktklass 1 och 4 för olika vägbredder och hastighetsbegränsningar vid frifordons hastighet (O f/h) och 1 500 f/h.

4.5.2.3 Förändring av hastighet beroende av vägrensbredd  
 HCM 2000 ger som jämförelse för amerikanska förhållanden minskningar av frifordons-  
 hastighetskorrektioner för körfälts- och vägrensbredder enligt tabellen nedan.

Körfältsbredd	Hastighetsminskning vid vägrensbredd (vr)				
	vr<0,6	0,6<=vr<1,2	1,2<vr<=1,8	vr>1,8	motorväg
2,7<KF<3,0	10,3	7,7	5,6	3,5	
3,0					10,6
3,0<=KF<3,3	8,5	5,9	3,8	1,7	
3,3<=KF<3,6	7,5	4,9	2,8	0,7	
KF>=3,6	6,8	4,2	2,1	0	0

Tabell 4-27. Frifordons-hastighetskorrektioner för körfälts- och vägrensbredd från HCM 2000.

4.5.2.4 Förändring av kapaciteter och frifordons-hastigheter på flerfältsväg  
 Förändring i kapacitet och friflödes-hastighet vid tillägg av ett körfält presenteras i Tabell  
 4-28 för några typvägar. Notera att kapacitetsuppgifterna är per riktning och för siktklass 1.  
 Se Tabell 4-5 - Tabell 4-7 för kapacitetsflöden och friflödes-hastigheter för fler typer av vägar.

Hastighetsbegränsning	Kapacitet (fordon/h), en riktning			Förändring av frifordons-hastighet		
	2 kf	3 kf	Skillnad	Pb	Lbs	Lbu
Motorväg, 110 km/h	4 160	5 600	+ 1 440	0 km/h	0 km/h	0 km/h
Motorväg, 90 km/h	4 160	5 600	+ 1 440	0 km/h	0 km/h	0 km/h
Stadsmotorväg, 70 km/h	3 900	5 400	+ 1 500	0 km/h	0 km/h	0 km/h

Tabell 4-28. Förändring av kapacitet vid ökat antal körfält vid siktklass 1.

### 4.5.3 Linjeföring/sikt

Siktklassen beskriver översiktligt effekten på reshastigheter av sikt- och linjeförings-  
 förhållanden.

Siktklas s	Andel väglängd med sikt >500 m	Linjeföring		Längsta stigning		Max lutning %
		Horisontell t abs(rad)/k m	Vertikalt abs(m)/k m	längd m	medellutning %	
1	> 60 %	0-0,5	0-10	2 160	0,8	2,1
2	35-60 %	0,3-1,0	5-30	2 200	2,0	3,3
3	15-35 %	0,7-1,3	>20	2 290	3,2	3,4
4	0-15 %	>1,3	>20	2 680	3,4	5,1

Tabell 4-29. Definition av siktklass.

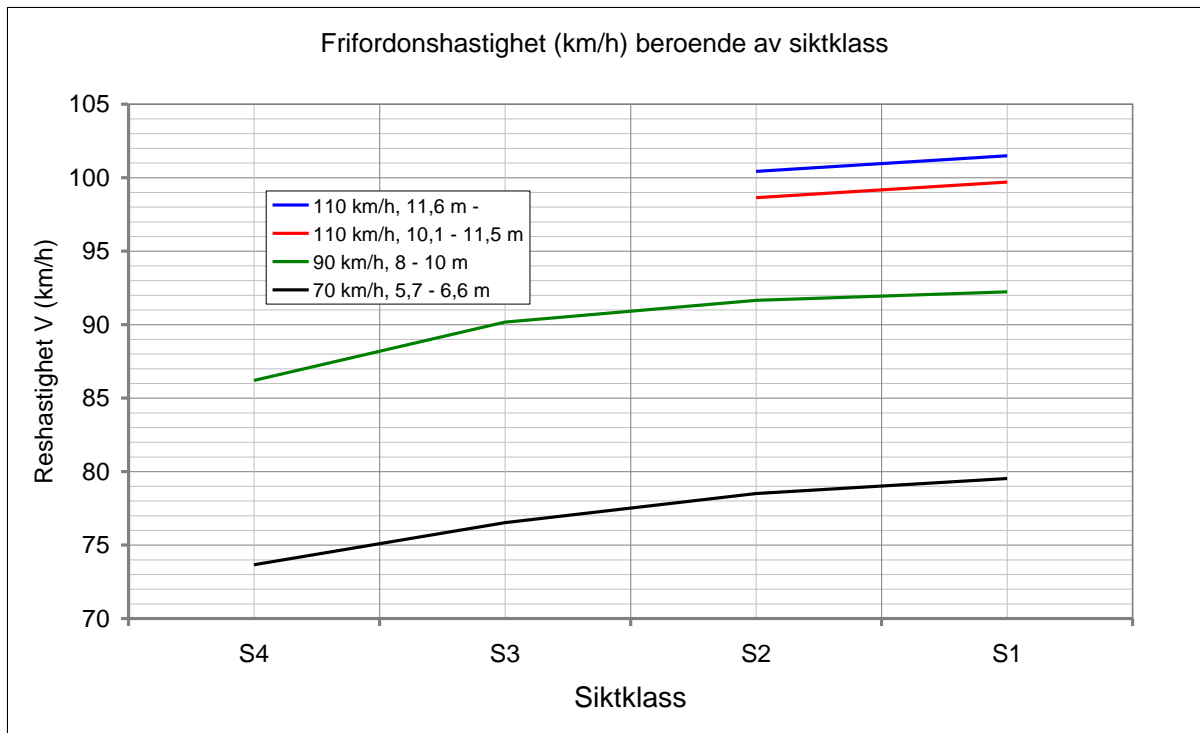
Tabellen nedan är skapad med hjälp av data från Tabell 4-8 till Tabell 4-11 och visar hur frifordonshastigheten och kapaciteten förändras beroende av siktklass för vägar med hastighetsbegränsning 90 km/h. Siktklassen påverkar främst frifordonshastigheten för lastbil med släp, där hastigheten påverkas mellan 2 och 6,5 km/h beroende av siktklass och vägbredd.

		Frifordonshastighet, siktklass 1 (km/h)	Förändring av frifordonshastighet jämfört med siktklass 1			Kapacitet, siktklass 1 (fordon/h)	Förändring av kapacitet jämfört med siktklass 1		
							S2	S2	S3
-5,6 m	Pb	86,0	-0,5	-2,0	-5,0	1 750	-	-	-
	Lbu	81,0	-0,5	-1,5	-5,0		100	150	200
	Lbs	77,0	-2,0	-3,0	-6,0				
5,7-6,6	Pb	90,0	-0,5	-2,0	-5,0	1 800	-	-	-
	Lbu	84,5	-0,5	-1,5	-5,5		100	150	200
	Lbs	80,0	-2,0	-3,0	-6,5				
6,7-7,9	Pb	90,0	-0,5	-2,0	-5,0	1 800	-	-	-
	Lbu	84,5	-0,5	-1,5	-5,5		100	150	200
	Lbs	80,0	-2,0	-3,0	-6,5				
8-10	Pb	93,0	-0,5	-2,0	-6,0	1 800	-	-	-
	Lbu	86,0	-0,5	-2,0	-6,0		100	150	200
	Lbs	82,5	-2,0	-3,0	-6,5				
10,1-11,5	Pb	93,0	-0,5	-2,0		1 900	-	-	
	Lbu	86,0	-0,5	-2,0			100	200	
	Lbs	82,5	-2,0	-3,0					
11,6-	Pb	93,0	-0,5	-2,0		2 000	-	-	
	Lbu	86,0	-0,5	-2,0			100	200	
	Lbs	82,5	-2,0	-3,0					

Tabell 4-30. Förändring av frifordonshastighet och kapacitet beroende av siktklass för vägar med hastighetsbegränsning 90 km/h.

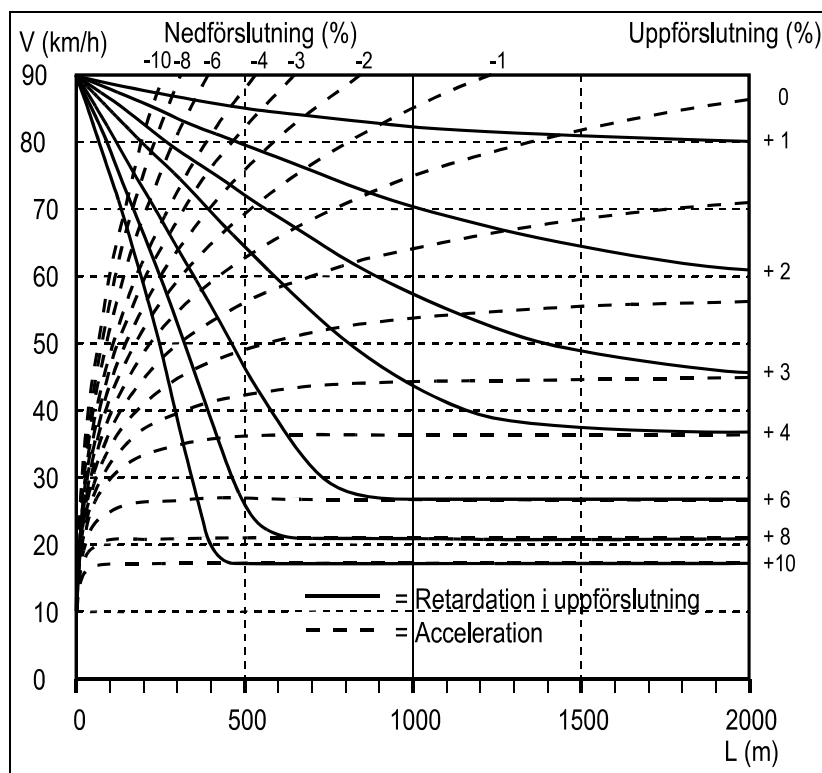
Kapacitetsförändringarna är desamma oavsett om hastighetsbegränsningen är 70, 90 eller 110 km/h. Störst är förändringen mellan siktklass 1 och 2, där kapaciteten minskar med 100 fordon/h. Förändringen av frifordonshastighet är däremot beroende av vägens hastighetsbegränsning. Figuren nedan visar hur frifordonshastigheterna för ett urval av vägar med olika siktklass och vägbredder. Förändringar för övriga vägar kan beräknas med hjälp av Tabell 4-8 till Tabell 4-11.





Figur 4-39 Medelhastighet vid olika siktklasser för ett urval av vägar. I beräkningarna har det antagits 4 % LBU och 4 % LBS.

Tunga fordon och speciellt lastbil med släp är mest känsliga för den vertikala linjeföringen, se hastighetsprofilidiagram nedan.



Figur 4-40. Hastighetsprofilidiagram för LBS enligt VGU<sup>28</sup>.

*Exempel: En uppførsbacke är 2 km lång med medellutning 4 %. Vägen är plan före och efter. En Lbs kommer in mot backen i 85 km/h. Vad blir hastigheten vid backens krön och var efter backen kan lastbilen nå 80 km/h?*

*Hastighetsprofilidiagrammet används på följande sätt:*

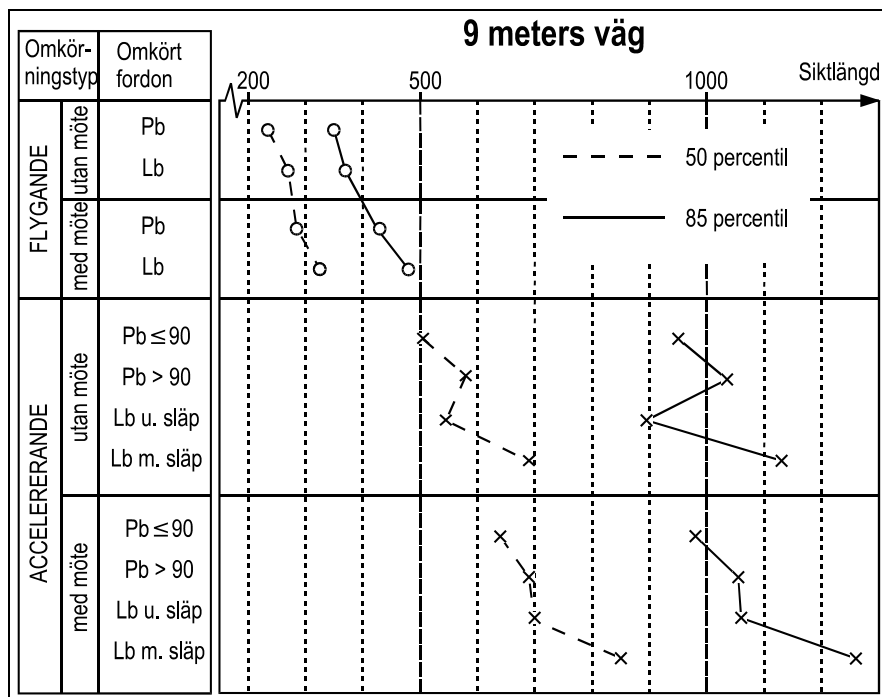
- gå in på V-axeln med 85 km/h och sök den heldragna kurvan för 4 % - uppførsbacke
- följ 4%-uppførsbackekurvan till 2 km och läs av Lbs-krönhastighet, dvs. knappt 40 km/h
- följ 40 km/h horisontellt till accelerationskurvan för 0 %-lutning
- följ accelerationskurvan för 0 % - lutning till 80 km/h och läs av längdskillanden, ca 1300 m

*Lbs kommer således att ligga på kryphastighet ca 40 km/h vid backkrönet och sedan tar det ca 1,3 km innan Lbs accelererat till 80 km/h.*

Siktutformningen antas, inte ha någon direkt inverkan på frifordons hastigheten utan bara indirekt genom att siktlängden är en funktion av linjeföringen för en väg med sikthinder i sidoområdet. Sikten kommer däremot in som en viktig faktor för framkomligheten på tvåfältsväg vid timflöden större än ca 200 f/h. Antalet siktmax och siktlängden är helt avgörande för frekvensen av omkörningar och därmed för andelen fordon i kolonn bakom mer långsamma fordon. Detta i sin tur påverkar reshastigheten. Lutningen på hastighets-

<sup>28</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.

flödessambanden beror till stor del på siktutformningen. Det fordras siktlängder på ca 900 m för att de flesta ska "våga" köra om, se närmare VGU.



Figur 4-41. 50- och 85-percentilssannolikheter för omkörning som funktion av siktlängd, omkört fordon och omkörningstyp accelererande eller flygande med eller utan möte på 9 m väg<sup>29</sup>.

Exempel: Vad är sannolikheten för att en personbil som hinner upp en lastbil med släp ska köra om vid en siktsträcka på 500 m på en 9 meters väg?

- flygande utan möte långt över 85 %
- flygande med möte ca 85 %
- accelererande utan möte långt under 50 %
- accelererande med möte långt under 50 %

För tvärsektioner på 7-9 m har siktutformningen och därigenom linjeföring störst betydelse vid (dubbelriktade) timflöden mellan 400 och 700 f/h. Vid högre flöden ökar sannolikheten att en siktsträcka för omkörning är ockuperad av mötande fordon och effekten av en god siktutformning minskar.

På 12-13 meters-vägar är omkörningsbeteendet annorlunda genom att övervägande antal omkörningar sker mer eller mindre på egen väghalva. I genomsnitt kör 85 % av de upphunna fordonen ut i vägrenen, eller håller till höger vid breda körfält, och gör det därmed möjligt för bakomvarande fordon att passera utan att ta hänsyn till mötande trafik. Därför är sambanden för 12-13 m-väg markant mycket mer flacka än för 8-9 m-väg. Inverkan av siktutformning är marginell, skillnaden i reshastighet för personbilar är 0,1 km/h per siktclass för timflöden mellan 500 och 1 200 f/h (dubbelriktat flöde).

<sup>29</sup> Figuren är hämtad från VGU

#### 4.5.4 Stigningsfält och omkörningsfält

Stigningsfält har en god framkomlighetseffekt för personbilar genom att det underlättar omkörningar i uppförsbacke. Det ger dessutom en bättre framkomlighet på en sträcka efter backen genom att köer har lösts upp och ny köupbyggnad minskar. Effekten beror främst på trafikintensiteten och andel tunga fordon men till viss del också av backens längd och medellutning. Dessutom inverkar siktförhållandena över en sträcka innan backen på hur stor kölängden blir i ingången till stigningsfältet.

Hastighetsprofiler för pb, Ibu och lbs beroende på profil kan beräknas med hjälp av VGU<sup>30</sup>, Grundvärden, där det finns ett exempel på hur beräkningar kan göras.

#### 4.5.5 Minskning av enskilda utfarter

Data eller undersökningar saknas men på goda grunder kan man anta att inverkan på restiden av antalet enskilda utfarter är försumbar för primärvägens trafik. Den lokala trafiken kan emellertid drabbas av resvägs- och restidsförlängning när de tvingas åka längre sträcka på lokala vägar. Man får avgöra från fall till fall om berörd trafik är tillräckligt omfattande för att effekterna ska värderas.

HCM 2000 ger för amerikanska förhållanden följande frifordonshastighetskorrektioner beroende på anslutningstäthet:

anslutningar per km	minskning frifordonshastighet
0	0,0
6	4,0
12	8,0
18	12,0
>=24	16,0

Tabell 4-31. Minskning av frifordonshastighet p.g.a. anslutningstäthet enligt HCM2000.

<sup>30</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.

## 4.5.6 Mittseparering

### 4.5.6.1 Mötesfria 2+1- och 2+2-vägar samt målade 2+1-vägar

Reshastighetsdata för 2+1-vägar bygger på data och resultat från uppföljning av mötesfria vägar. Inom ramen för denna uppföljning har punkthastighetsmätningar gjorts på flera objekt och vidare har floating-car mätningar gjorts på två mötesfria motortrafikled (MML)-objekt med höga trafikflöden, E18 Västjädra-Västerås med 90 km/h samt E4 Gävle Axmartavlan med 110 km/h. Den mest aktuella redovisningen finns i halvårsrapport 1 för 2002<sup>31</sup>. Dessutom finns empiriska data för målade 2+1-väg från E22 Karlshamn och E4 Gävle-Axmartavlan under tiden dessa var målade.

Detta innebär att de hastighetsflödessamband som redovisas nedan bygger helt på empiri. För att de ska kunna tillämpas bör andelen väglängd med två fält inte vara mindre än ca 35 %. Precis som för flerfältsväg anges reshastighetssflödessamband för tre fordonstyper, personbilar (inkl. personbilar med släp), lastbilar utan släp (inkl. bussar) och lastbilar med släp. Modellen ger ett reshastighetsflödessamband för dessa tre fordonstyper, enkelriktat för alla typer av 2+1-utformning.

För mötesfri väg av typ 2+2 med bredden 15,5-16 m där det finns två genomgående körfält per riktning genom korsningar (trafikplats) räknas vägen som fyrfältig och behandlas ovan i avsnitt 4.3. Om vägen är utformad med plankorsningar där det bara finns 1+1 genomgående körfält med vänstersvängsficka behandlas den i detta avsnitt. Målade 2+1-väg med heldragen mittlinje (som kan vara räfflad) tillämpas i en del fall som etapplösning i väntan på ny investering eller i avvaktan på att mitträcke ska införas. Denna utformning behandlas också i detta avsnitt men enbart som vanlig 2+1-väg med korsningar. Nästan alla ML-sträckor har nu blivit ombyggda till MML varför det inte torde vara aktuellt med målade 2+1 som ML. Data redovisas för två siktklasser, siktklass 1 och 2. Därvid förutsätts att det är övervägande den vertikala linjeföringen som bestämmer siktklass 2, eftersom horisontalstandarden för 2+1-vägar i allmänhet är god.

Sedan 2008 kan nya hastighetsgränser (jämna tiotal) att kunna införas på vägnätet som komplement till nuvarande udda tiotalgränser. För 2+1-vägar på landsbygd blir det troligtvis bara aktuellt att använda hastighetsgränsen 100 km/h, som dock torde bli nyttjad i stor utsträckning. Samband för denna hastighetsgräns har därför tagits med för 2+1-väg.

#### *Frifordonshastighet*

Frifordonshastigheten är generellt något högre på 2+1-vägar än för motsvarande gamla vägtyper ML och 13 m. Detta beror på ett uppskruvat hastighetsförlopp i tvåfältiga avsnitt samt att tunga fordon har ett något högre hastighetsanspråk i enfältiga avsnitt för att undvika större köbildning. Dessutom visar empiriska data att målade 2+1-utformning har högre frifordonshastighet än 2+1 med mitträcke. Detta förklaras främst av att sektionen upplevs som bredare när det inte finns räcke i mittremsan.

Tabellen nedan redovisar frifordonshastigheten (vid nollflöde) för de tre typfordonen vid hastighetsgränsen 110 och 90 km/h för MML- respektive MLV-vägar samt målade 2+1-väg. Dessutom görs en uppdelning på siktklass 1 och 2. Det finns inget underlag för att anta en skillnad i hastighet mellan bredden 13 m och 14 m.

---

<sup>31</sup> VTI Notat 9-2003, Uppföljning av mötesfria vägar. Halvårsrapport 2002:1.

Hast. gräns (km/h)	Vägtyp	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödehastighet (km/h)		
				Pb	Lbu	Lbs
110	MML 2+1	13-14	1	109	94	85,5
			2	108	93	83
	MLV 2+1, 2+2	13-16	1	104	91	83
			2	103	90	81
	Målad 2+1	12,5-13	1	106	91,5	83,5
			2	105	90,5	81
100	MML 2+1	13-14	1	104,5	91	85,5
			2	104	90,5	83
	MLV 2+1, 2+2	13-16	1	99,5	88,5	83
			2	99	88	81
	Målad 2+1	12,5-13	1	101	89	83,5
			2	100,5	88,5	81
90	MML 2+1	13-14	1	100	88	85
			2	99,5	87,5	82,5
	MLV 2+1, 2+2	13-16	1	95	86	82,5
			2	94,5	85,5	80,5
	Målad 2+1	12,5-13	1	96	86,5	83
			2	95,5	86	81

Tabell 4-32 Frifordonshastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för 2+1 och 2+2-vägar.

Några kommentarer till tabellen ovan:

- MML 110 km/h ligger något under MV med 21,5 eller 26,5 m för personbil men tunga fordon har samma hastighet.
- MLV med 110 km/h ligger över nivån för 13 m 110 km/h. Någon skillnad görs inte mellan 2+1- och 2+2-utformning.
- Målad 2+1 med 110 km/h ligger högre än MLV 110 km/h.
- Data för MML 90 km/h är baserade på empiriska data. Notera att hastigheten för personbil är högre än för MV med 90 km/h.
- MLV med 90 km/h ligger över nivån för 13 m 90 km/h. Någon skillnad görs inte mellan 2+1- och 2+2-utformning.
- Målad 2+1 med 90 km/h ligger något högre än MLV 90 km/h.
- Alla hastigheter för 100 km/h är valda som medelvärde av 90 och 110 km/h.
- Siktclass 2 har vid 110 km/h en lägre hastighet med 1 km/h för personbil, 1 km/h för lastbil utan släp och 2-2,5 km/h för lastbil med släp.
- Vid 90 och 100 km/h siktclass 2 är motsvarande värden 0,5 km/h för personbil, 0,5 km/h för lastbil utan släp och 2-2,5 km/h för lastbil med släp. Detta är samma förhållanden som för MV.

### *Kapacitet*

Kapaciteten för 2+1-väg bestäms helt och hållet av övergången från två till ett körfält. Empiriska data från E4 och E18 visar att räknat på timbasis kan högst 1 500-1 550 f/h avvecklas i övergångssträckan. Detta motsvarar ca 1 650-1 750 f/h räknat på en 15-minuters-period. Vid högre trafikvolym sker ett snabbt sammanbrott i trafikavvecklingen och flödet går ner till ca 1 400 f/h med hastighet ca 40 km/h. Detta innebär att trafikavvecklingen genom övergångssträckan vid överbelastning sker med en täthet på 35 km/h i hastighet ca 40 km/h. Någon inverkan av lastbilsandel på kapaciteten kan inte beläggas.

Mot bakgrund av ovanstående bestäms kapaciteten, räknat på timme, för 2+1-väg till följande värden, som gäller både siktclass 1 och 2.

- Vid hastighetsgräns 110 km/h; 1 500 f/h
- Vid hastighetsgräns 90 km/h; 1 550 f/h
- Vid hastighetsgräns 100 km/h; 1 525 f/h
- För 2+2-väg med 1+1 körfält genom korsningar sätts kapaciteten till 1 550 f/h respektive 1 600 f/h samt 1 575 f/h för 100 km/h eftersom trafikavvecklingen underlättas av avsvängande fordon i eget vänsterkörfält.

Hastigheten vid kapacitetsgränsen är inte helt lättbestämd eftersom det enligt ovan sker ett snabbt sammanbrott då hastigheten sjunker till ca 40 km/h. Men data på 5-minuters-nivå pekar på att vid ca 80 km/h sjunker hastigheten snabbt vid överbelastning. Som hastighet vid kapacitetsgränsen väljs:

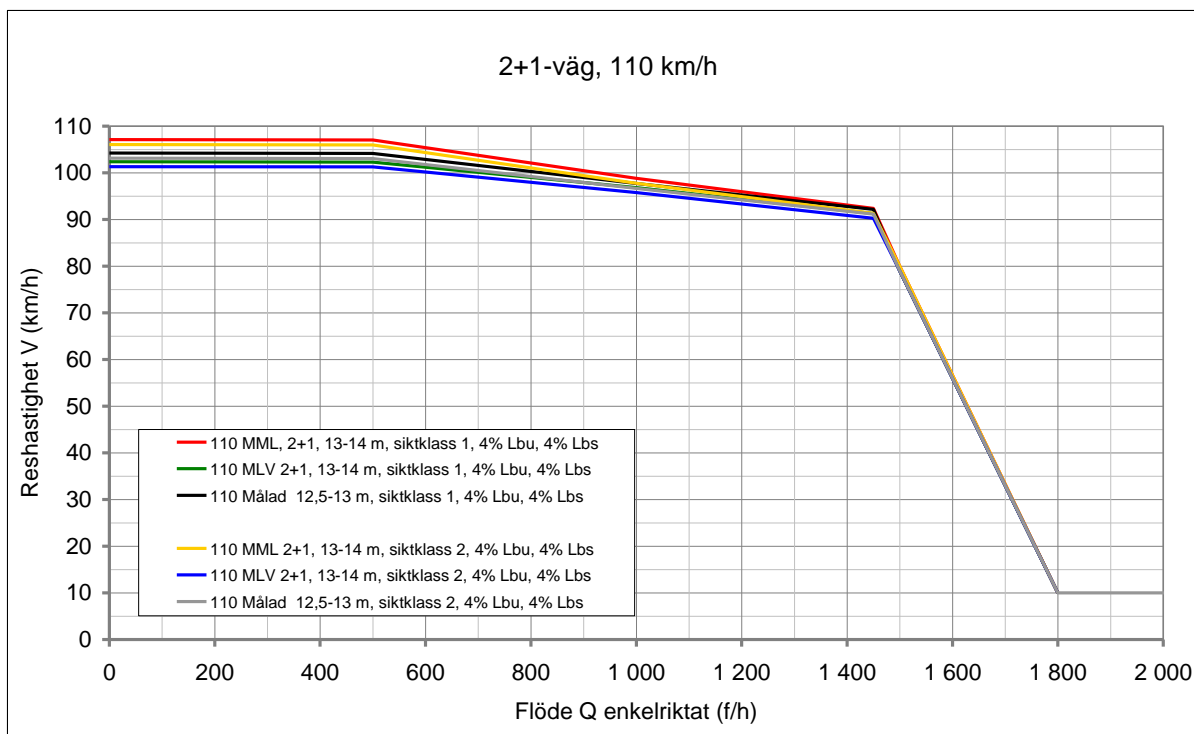
- För MML 80 km/h
- För MLV och målad 2+1 79 km/h.

Hastighetsflödessambanden för 2+1-väg är helt empiriskt baserade. Sambanden utgörs av en kurva i fyra steg (fyra brytpunkter) enligt följande:

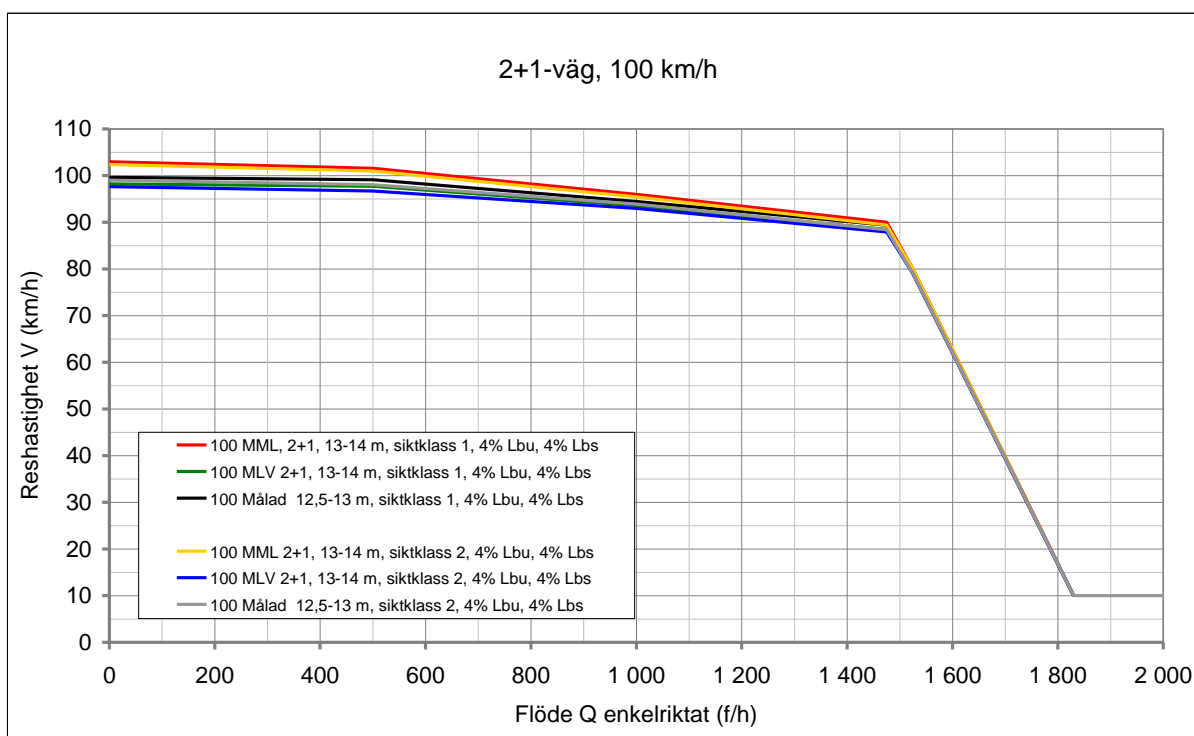
- Brytpunkt 1 vid flödet 500 f/h. Där är hastigheten oförändrad eller har sjunkit något jämfört med frifordons hastigheten vid nollflödet.
- Brytpunkt 2 vid flödet 1 000 f/h. Där har hastigheten reducerat med 5-9 km/h för personbil jämfört med frifordons hastigheten, beroende på vägtyp och hastighetsgräns.
- Brytpunkt 3 ligger 50 f/h lägre än kapaciteten, således vid 1 450, 1 475 eller 1 500 f/h. Hastigheten för personbil ligger här på nivån 92-93 km/h för hastighetsgränsen 110 km/h och 86-88 km/h för 90 km.
- Brytpunkt 4 utgörs av kapaciteten.

För 2+2-väg används bara två brytpunkter. Den första ligger 100 f/h lägre än kapaciteten, således vid 1 450, 1 475 eller 1 500 f/h. Hastigheten är samma som frifordons hastigheten eftersom två körfält inte ger någon hastighetsreduktion vid flöden upp till 1 500 f/h.

För beräkning av hastigheten vid överbelastning användes samma schablon som för flerfältsvägar. Detta innebär att hastigheten för samtliga fordonstyper sjunker linjärt från kapacitetsvärdet ner till 10 km/h vid ett flöde som är 20 % över kapaciteten (brytpunkt 4). Över detta flödeshvärde är hastigheten konstant 10 km/h.

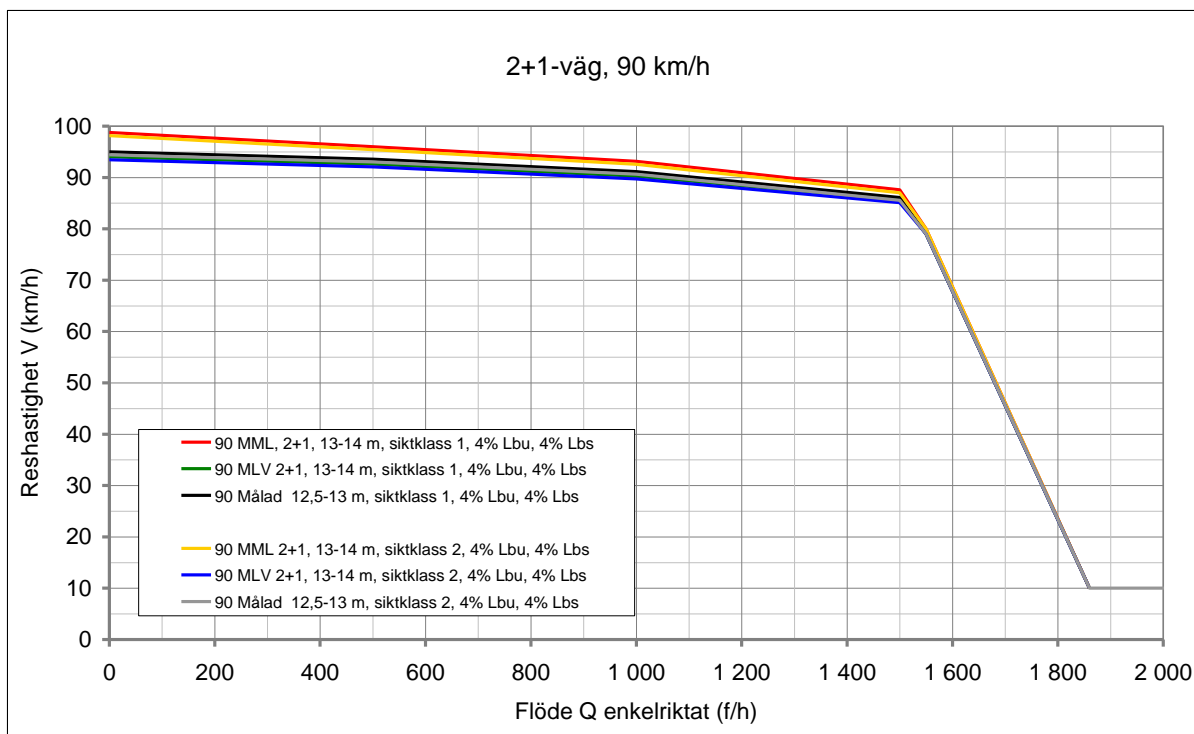


Figur 4-42. Reshastighetflödessamband (VQ) för 2+1-väg med hastighetsbegränsning 110 km/h. 4 % LBU och 4 % Lbs är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.

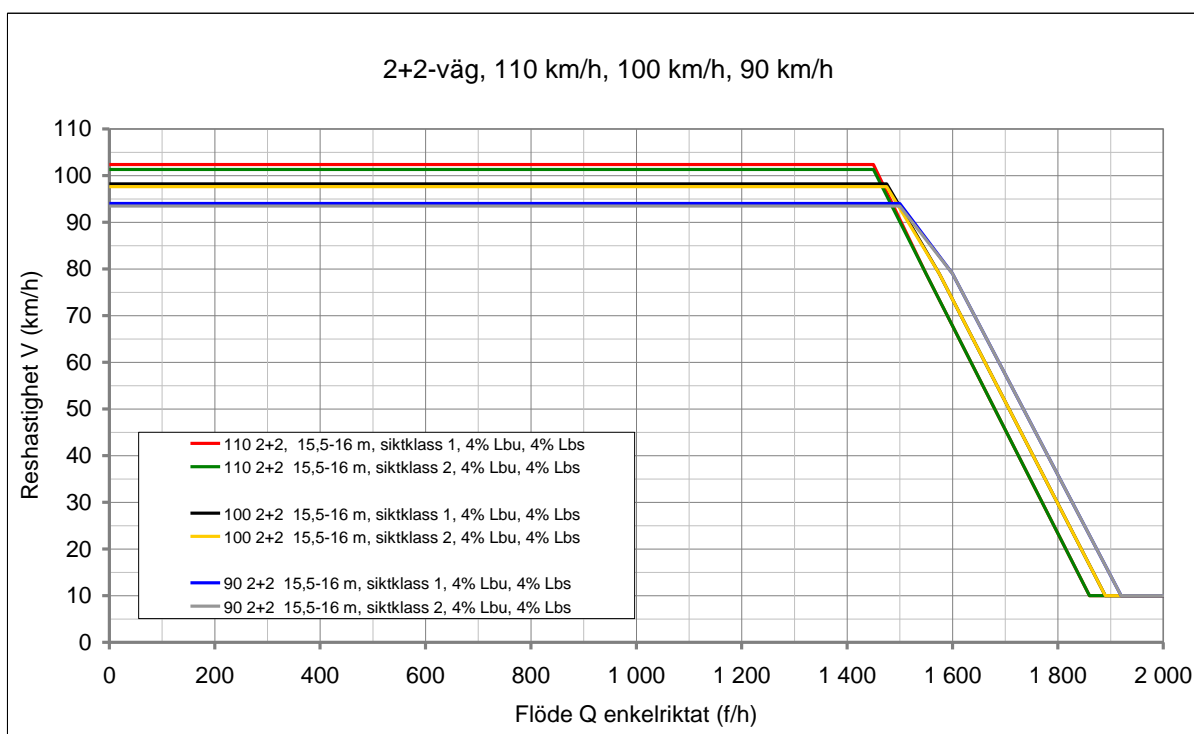


Figur 4-43. Reshastighet-flödessamband (VQ) för 2+1-väg med hastighetsbegränsning 100 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.





Figur 4-44. Reshastighet-flödessamband (VQ) för 2+1-väg med hastighetsbegränsning 90 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.



Figur 4-45. Reshastighetflödessamband (VQ) för 2+2-väg med hastighetsbegränsning 110, 100 eller 90 km/h. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.

#### 4.5.6.2 Gles 2+1-väg med omkörningsfält

Inom Trafikverket pågår ett utvecklingsprojekt för säkrare framkomlighet på vanliga tvåfältiga vägar med bredd under 12 m. Det är tre olika utformningar som provas enligt följande:

- Räfflad mittlinje med ny målningsstrategi. Detta innebär att spärrlinje målas där sikten inte fyller kraven på omkörningsbar längd.
- Heldragen räfflad mittlinje med omkörningsfält för avveckling av köer, gles 2+1-väg med omkörningsfält med två körfält.
- Mitträcke med räcke och med omkörningsfält för avveckling av köer, gles 2+1-väg med mitträcke och omkörningsfält med två körfält.

Den första vägtypen ovan kan jämföras med vanlig tvåfältsväg. För vägtyp 2 och 3 har en modell utvecklats för att beräkna genomsnittlig fördröjning i enfältiga avsnitt, beroende på flöde och längd för aktuellt avsnitt. Uppkomna trafikköer avvecklas i omkörningsfältet inför nästa enfältsavsnitt. På detta sätt har reshastighets- flödessamband för tre fordonstyper beräknats, enkelriktade samband för olika andelar av enfältig längd. Notera att det är samma reshastighet för både heldragen räfflad mittlinje och mitträcke.

För vägar med bredd 9-12 m kan både räfflad heldragen mittlinje och mitträcke väljas, medan det för vägar med bredd 6,7-9 m enbart räfflad heldragen mittlinje som är möjlig. För bredd under 6,7 m är det ej aktuellt med gles 2+1-väg, utan där finns i undantagsfall enbart alternativet räfflad ej heldragen mittlinje.

Uppdelning på siktklass och hastighetsgräns är gjord enligt följande:

- Vid bredd 9-12 m användes siktklass 1+2 för alla hastighetsbegränsningar 90 till 110 km/h. Siktklass 3 för denna bredd användes enbart för hastighetsbegränsningarna 90 och 100 km/h.
- Vid bredd 6,7-9 m (räfflad mittlinje) användes enbart hastighetsbegränsningarna 90 och 100 km/h för alla tre siktklasser 1-3.

#### *Frifordonshastighet*

Vid bredden 8-12 m väljs samma frifordonshastighet som för 2+1-väg med MLV-utformning. De förhållanden som gäller för "full" 2+1-utformning torde vara relevanta även på gles 2+1-väg med omkörningsfält. För bredden 6,7 - 7,9 m väljes något lägre frifordonshastighet för att spegla den skillnad som finns på vanlig tvåfältsväg mellan dessa breddklasser.

Hast. gräns (km/h)	Bredd (m)	Sikt-klass	Friflödes hastighet (km/h)		
			Pb	Lbu	Lbs
110	8-12	1	104	91	83
		2	103	90	81
100	8-12	1	99,5	88,5	83
		2	99	88	81
		3	97,5	86,5	80
	6,7-7,9	1	97	87	81,5
		2	96,5	86,5	79,5
		3	95	85,5	78,5
90	8-12	1	95	86	82,5
		2	94,5	85,5	80,5
		3	93	84	79,5
	6,7-7,9	1	92	84,5	80
		2	91,5	84	78
		3	95	86	82,5

Tabell 4-33 Frifordons hastigheter för tre typfordon vid olika hastighetsgränser och utformningar för gles 2+1-väg.

Beräkningarna är gjorda för en schablonmässig andel tunga fordon på 12 %, med 4 % lastbil utan släp och 8 % lastbil med släp. Detta innebär följande normala värden för medelhastighet och standardavvikelse för samtliga fordon

- Vid 110 km/h; medelhastighet 101,4 km/h och standardavvikelse 14,8 km/h.
- Vid 100 km/h; medelhastighet 97,5 km/h och standardavvikelse 12,8 km/h.
- Vid 90 km/h; medelhastighet 93,5 km/h och standardavvikelse 11,0 km/h.

#### Kapacitet

Kapaciteten för 1+1-väg med omkörningsfält är samma som för 2+1-väg enligt kapitel 5. Det är övergången i slutet av omkörningsfältet från två till ett körfält som utgör flaskhalsen. Således blir timvärdet för kapacitet:

- Vid hastighetsgräns 110 km/h; 1 500 f/h
- Vid hastighetsgräns 100 km/h; 1 525 f/h
- Vid hastighetsgräns 90 km/h; 1 550 f/h

#### Hastighetflödesdiagram

Ovanstående data för medelhastighet och standardavvikelse användes för beräkning av fördröjning i enfältiga avsnitt av olika längder. Med ett speciellt kalkylblad i Excel kan det genomsnittliga tillägget i restid beräknas, angivet som procent av restiden för fria fordon. På detta sätt beräknas genomsnittlig hastighet över det enfältiga avsnittet. I det efterföljande omkörningsfältet antas att all köbildning avvecklas<sup>32</sup>. Därför har genomsnittligt hastighetsanspråk höjts för Pb med 6 km/h vid 90 och med 8 km/h vid 110 km/h. Detta grundas på att

<sup>32</sup> Mer information finns i VTI PM 2001-05-28, Fördröjningar på 1+1-väg.

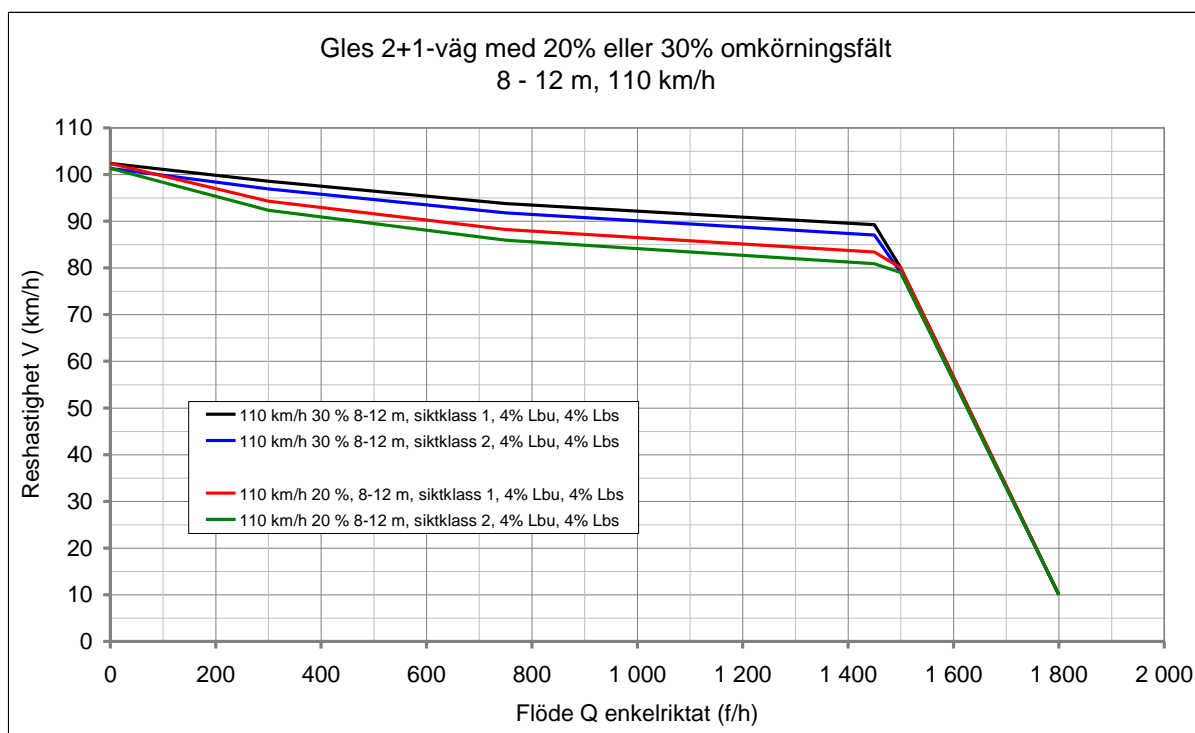
ca hälften av fordonen i samband med omkörning eller ikappkörning av framförvarande fordon ökar sin hastighet med 12-15 km/h. Inför nästa enfältsavsnitt är alla köer upplösta och fordonen kör in som fria fordon. För tunga fordon antas inget förhöjt hastighetsanspråk utan dessa behåller sin frifordons hastighet enligt ovan.

Vid beräkning av genomsnittliga VQ-diagram har schabloniserade vägar antagits med konstant längd av enfältiga avsnitt på 3,6 km eller 2,1 km. Varje sådant enfältsavsnitt följs av ett omkörningsfält på 0,9 km där köerna avvecklas helt. Den genomsnittliga reshastigheten blir ett medelvärde av restiden i enfältsavsnittet och i omkörningsfältet, omräknat till hastighet. Detta ger en schabloniserad andel av tvåfält på 20 % eller 30 % av väglängden.

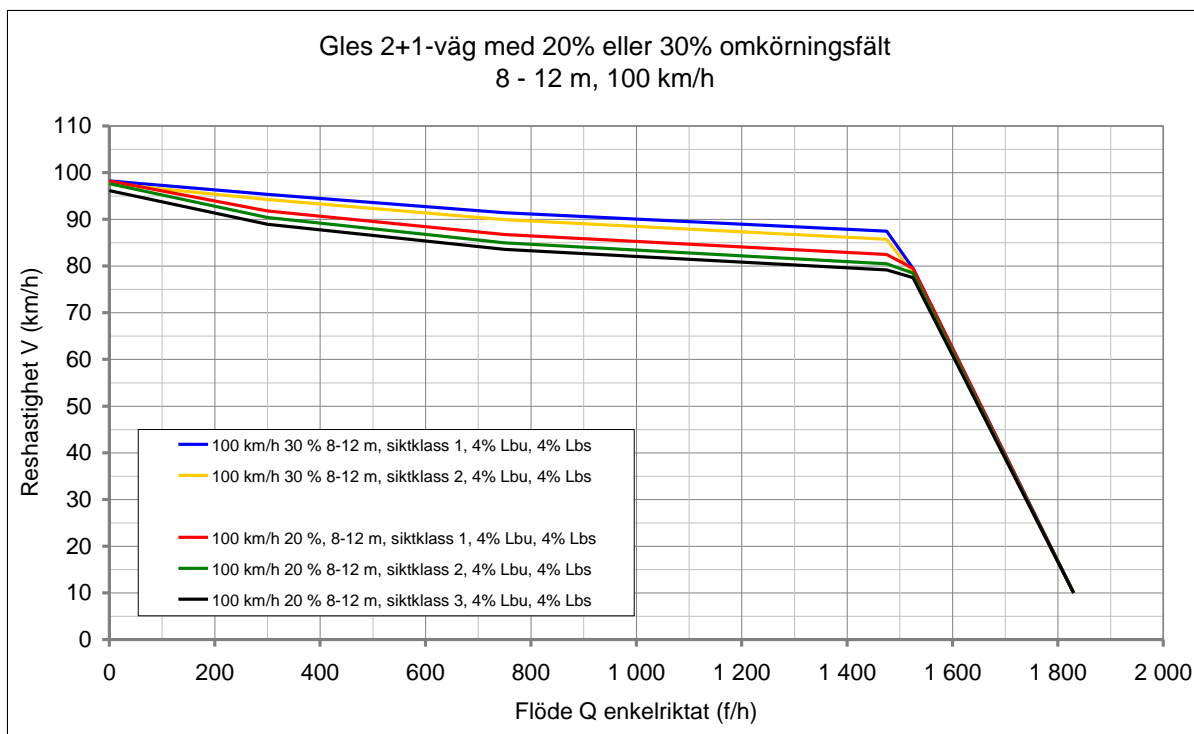
Vägar med 30 % omkörningsfält är tänkta för vägar med högre ÅDT-värden (över 6 000-7 000 fordon) och kan jämföras med vanlig 2+1-väg. För denna högre standard finns enbart siktklass 1-2, ej siktklass 3. Den lägre andelen på 20 % omkörningsfält bör nyttjas för vägar med lägre ÅDT, under ca 6 000 fordon. För samtliga utformningar har brytpunkter lagts in för flödena 300 f/h, 750 f/h och 1 450-1 500 f/h samt kapacitetsvärdet. Alla timflöden gäller för enkelriktade flöden.

Vid tillämpning av VQ-diagrammen nedan på aktuellt objekt måste således antalet omkörningssträckor vara lika många som enfältssträckorna. För varje diagram finns längden av enfältiga avsnitt angivna samt procentandel för tvåfält. En enkel tillämpning är att beräkna motsvarande andel på aktuellt objekt samt därpå beräkna reshastigheten vid ett givet flöde genom interpolation av värdena i närliggande tabeller. För detta krävs dock att längden på tvåfältssträckorna ej får överstiga 1 km. Det går även med rimlig noggrannhet att extrapolera i intervallet 10-20 % samt intervallet 30-40 %.

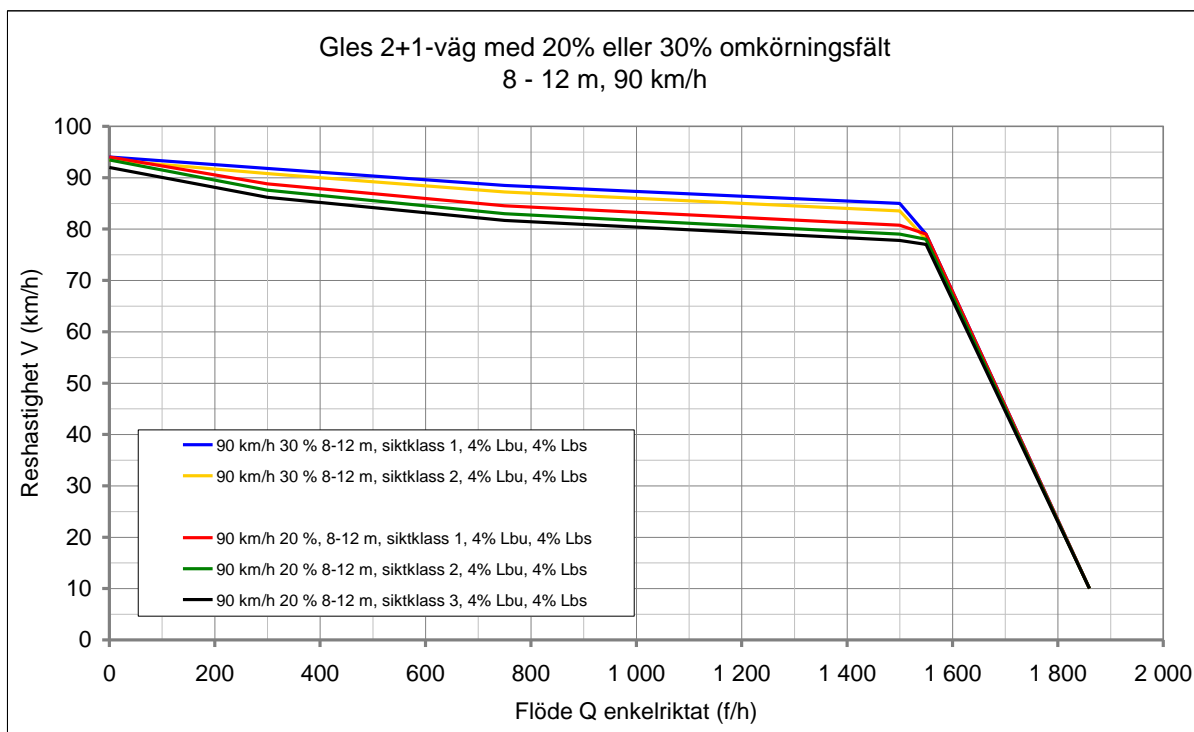
För beräkning av hastigheten vid överbelastning användes samma schablon som för 2+1-vägar. Detta innebär att hastigheten för samtliga fordonstyper sjunker linjärt från kapacitetsvärdet ner till 10 km/h vid ett flöde som är 20 % över kapaciteten. Över detta flödesvärde (1 800-1 860 f/h) är hastigheten konstant 10 km/h.



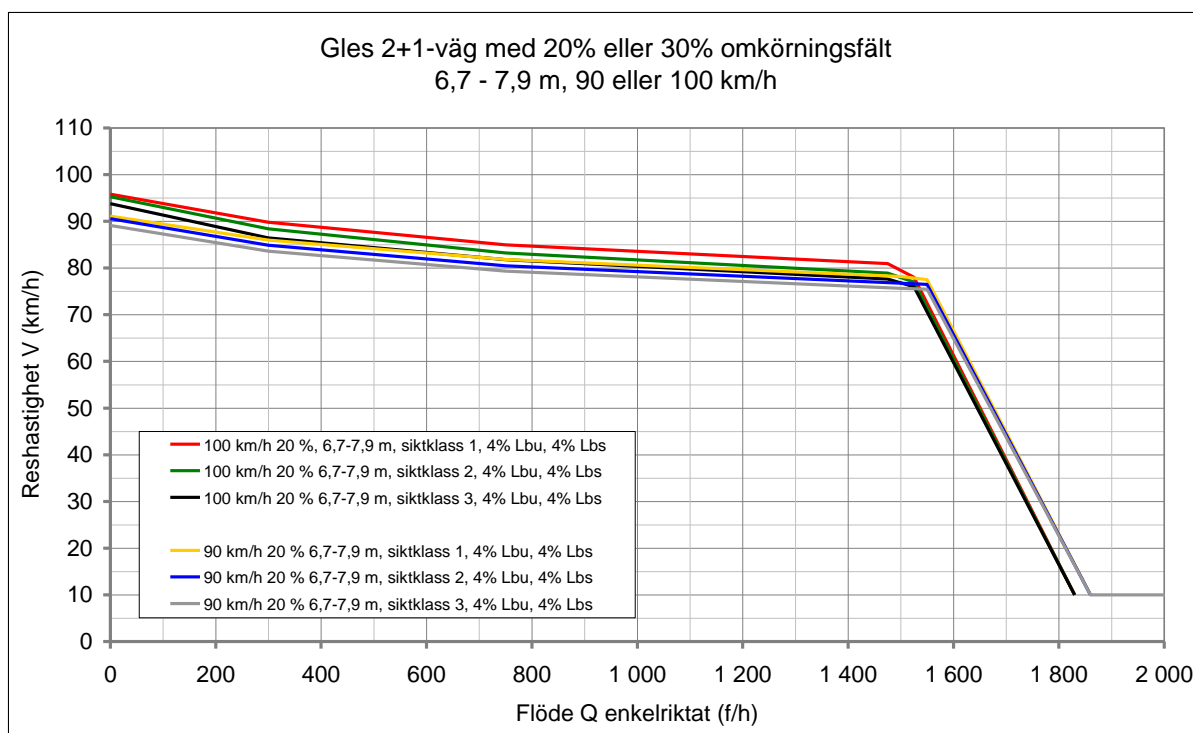
Figur 4-46. Reshastighetflödessamband (VQ) för 8 – 12 m bred gles 2+1-väg med hastighetsbegränsning 110 km/h. Vägarerna har växlande 2,1 km (20 %) eller 3,6 km (30 %) enfältsavsnitt och 0,9 km omkörningsfält. 4 % LBU och 4 % LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.



Figur 4-47. Reshastighetflödessamband (VQ) för 8 – 12 m bred gles 2+1-väg med hastighetsbegränsning 100 km/h. Vägarna har växlande 2,1 km (20%) eller 3,6 km (30%) enfältsavsnitt och 0,9 km omkörningsfält. 4% LBU och 4% LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.



Figur 4-48. Reshastighet-flödessamband (VQ) för 8 – 12 m bred gles 2+1-väg med hastighetsbegränsning 90 km/h. Vägarna har växlande 2,1 km (20%) eller 3,6 km (30%) enfältsavsnitt och 0,9 km omkörningsfält. 4% LBU och 4% LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.



Figur 4-49. Reshastighetflödessamband (VQ) för 6,7 – 7,9 m bred gles 2+1-väg med hastighetsbegränsning 90 eller 100 km/h. Vägarna har växlande 2,1 km (20%) eller 3,6 km (30%) enfältsavsnitt och 0,9 km omkörningsfält. 4% LBU och 4% LBS är genomsnittliga lastbilsandelar för Riksvägar och primära länsvägar.

#### 4.5.7 Säkrare sidoområden

Det finns inga svenska studier eller mätningar av sambandet mellan reshastighet och sidoområdets utformning i termer av släntutformning och säkerhetszoner. Det uttrycks ibland farhågor att trafiksäkerhetseffekten delvis skulle tas ut i högre hastigheter.

Det har däremot gjorts många analyser av hur fasta hinder nära vägbanan påverkar kapacitet, sidoläge och hastigheter. HCM 2000 åberopas ofta som standardverk och anger 1,8 m som normal fri bredd (=vägrensbredd) till höger och 0,6 m till vänster. För smalare höger vägrensbredd ges frifordonshastighetsminskningar enligt tabellen nedan.

Höger vägrensbredd	Hastighetsminskning vid antal körfält i riktningen	
	2	3
≥1,8 m	0	
1,2 m	1,9	1,3
0,6 m	3,9	2,6
0 m	5,8	3,9

Tabell 4-34. Minskning av frifordonshastighet enligt HCM2000 beroende på vägrensbredd.

För flerfältsvägar finns studier om samband mellan hastighet i vänster körfält och räcke eller barriär i mittremsa nära vänster körfältskant. Dessa resultat går inte att direkt överföra till att gälla ett räcke i sidoområdet till höger för en tvåfältig väg, främst beroende på att hastigheten i vänster körfält på flerfältsväg är markant högre och att trafikanten vanligtvis utför omkörning med ett fordon till höger om sig.

Med stöd av studier från försökssträckan på E4 Gävle-Axmartavlan är det rimligt att påstå att ett långt sidoräcke placerat närmare än 1,5 m från vägbanekant på tvåfältig väg med tillåten

hastighet 90-110 km/h har en sänkande inverkan på hastigheten. För 1,0 m sidoavstånd från körfältet bedöms reduktionen bli 1 km/h för personbilar och 0,5 km/h för lastbilar. Är sidoräcket av stålbalkstyp kan reduktionen bli något större.

Frifordons hastigheterna i tabellen nedan är hämtade från Tabell 4-7. Sammanställningen visar att vägbredd påverkar friflödes hastigheten, men att skillnaderna mellan olika bredder, och därmed sidoområden, är liten.

			Frifordons hastighet (km/h)					
			Hastighetsbegränsning 110 km/h			Hastighetsbegränsning 90 km/h		
	Vägtyp	Vägbredd	Pb	Lb	Lbs	Pb	Lb	Lbs
Siktclass 1	MV 2kf	26,5 m	111	94	85,5	98	88,5	85
		21,5 m	110	93,5	85,5	97	88	85
	MV/4F 2Kf	18,5 m, 1,5 m mitt	109	93	85	96,5	87,5	84,5
	4F 2 kf	18,5 m, 2,5 m mitt	109	93	85	96,5	87,5	84,5
	4F/2+2 2 kf	16,5 m, 1,5 m mitt	108	92	84,5	96	87	84
	2+2 2Kf	15,75 m, 1,5 m mitt				96	87	84
Siktclass 2	MV 2kf	26,5 m	110	93	83	97,5	88	82,5
		21,5 m	109	92,5	83	96,5	87,5	82,5
	MV/4F 2Kf	18,5 m, 1,5 m mitt	108	92	82,5	96	87	82
	4F 2 kf	18,5 m, 2,5 m mitt	108	92	82,5	96	87	82
	4F/2+2 2 kf	16,5 m, 1,5 m mitt	107	91	82	95,5	86,5	81,5
	2+2 2Kf	15,75 m, 1,5 m mitt				95,5	86,5	81,5

Tabell 4-35. Frifordons hastighet för olika vägbredder.

I en tidigare studie i det så kallade TPMA-projektet visades det att på en flerfältig väg med hastighetsbegränsning 90 eller 110 km/h har utformning och har total bredd en viss inverkan på frifordons hastigheten för lätta och tunga fordon. Ett räcke eller betongbarriär i mittremsan mer än 2 meter från vänster körfältskant påverkar inte frifordons hastigheten. Placeras däremot ett sidohinder 1 m från vänster körfältskant reduceras hastigheten i vänster körfält med ca 1,2 km/h för lätta fordon och ca 0,6 km/h för tunga fordon.

På samma sätt påverkas frifordons hastigheten för fordon i höger körfält av bredden på yttre vägrenen. En minskning av vägrensbredden från 3 till 2 m reducerar hastigheten i höger körfält med 2 km/h för lätta fordon och 1 km/h för tunga. En minskning i vägrensbredd från 2 till 1 meter reducerar hastigheten med 3 km/h för lätta fordon och 2 km/h för tunga.

Ovanstående data är osäkra och inte i alla delar signifikanta. Eftersom körfältsbredden alltid samvarierar med den totala vägbanebredden har inte inverkan av körfält smalare än 3,75 m kunnat isoleras. Trots osäkerheten har dessa data använts för att beräkna

frifordons hastigheten för olika utformningar av fyrfältsväg (total bredd och typ av mittremsa).

Olika utformningar av mittremsa har försumbart liten inverkan på frifordons hastigheten räknat på båda körfälten.

I samband med hastighetsöversynen etapp 2 våren 2009 togs det fram ett PM: Ändrade hastighetsgränser 2009-03-03, som finns på Trafikverkets hemsida under Trafikverkets beslutsunderlag nationella och regionala planer 2010–2021. PM:et redovisar hur nuvärdeskvoter och trafiksäkerhetsnyckeltal bör beräknas för sidoområdesåtgärder.

#### **4.5.8 Vägens närmiljö**

Studier saknas om generella samband mellan hastighet och olika typer av sidoanläggningar. Vagnära anläggningar, t.ex. rastfickor bedöms kunna påverka hastigheten endast om de är lokaliserade så att ev. uppställda fordon skapar en oklar trafiksituation.

Trafik till och från hårt frekventerade anläggningar bedöms kunna ha samma inverkan som sekundärvägstrafiken i korsningar av typ A-C.

#### **4.5.9 Hastighetsdämpning**

##### **4.5.9.1 Hastighetsdämpande åtgärder**

Hastighetsdämpande åtgärders syfte kan vara att sänka hastigheter i en enstaka punkt, t.ex. vid en GC-överfart, längs en vägsträcka eller i ett område. Effekterna beror på hur väl åtgärderna utformas och accepteras av trafikanterna, se närmare VGU<sup>33</sup>.

De effektivaste och mest accepterade åtgärderna är hastighetsdämpande korsningar och gupp i anslutning till GC-överfarter. Effekten på snitthastigheten av att dämpa i en punkt med hjälp av olika typer av gupp är väl studerade. Hastighetsdämpningen beror på den geometriska utformningen av guppen.

Med den s.k. Wattsbulan med en radie av 15-20 m och ca 3,5 m kordalängd är medelhastigheten ca 25-30 km/h för personbilar och ca 15 km/h för tunga fordon.

För platågupp med 6-8 m lång platå och ramplutning ca 1:10 är medelhastigheten ca 30 km/h för personbilar och ca 10 km/h för tunga fordon. Vill man hålla hastighetsnivån på ca 30 km/h längs en sträcka bör åtgärden upprepas med 50-75 m mellanrum. Den totala fördröjningen av punktåtgärder och längs en sträcka beror på dels hastighetsdämpningen av respektive åtgärd, dels retardations- och accelerationsförloppen. VGU:s hastighetsprofilmetod kan användas för att bestämma sannolika hastighetsprofiler givet avstånd mellan och utformning av åtgärderna.

Andra exempel på hastighetsdämpning är portar, sidoförskjutningar och asymmetriska avsmalningar. Mer information finns i VGU<sup>34</sup>.

---

<sup>33</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.

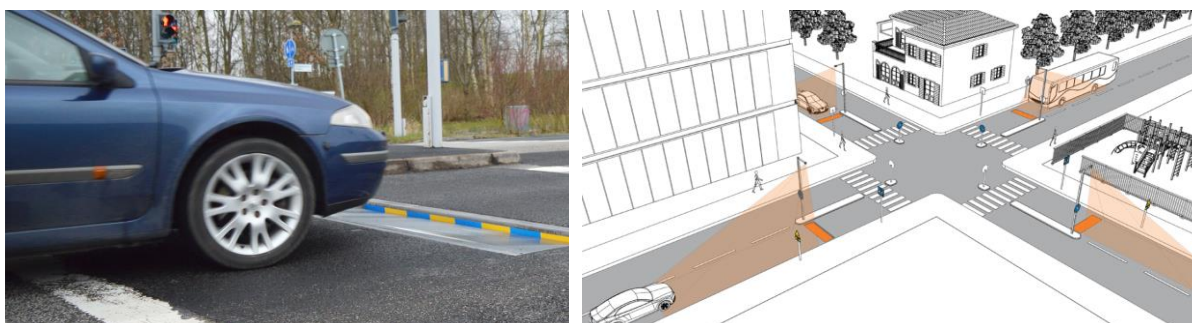
<sup>34</sup> VGU, Krav för vägar och gators utformning.



#### 4.5.9.2 Dynamiskt aktiva farthinder

Dynamiskt aktiva farthinder består av en i vägen installerad vägmodul, en radarstolpe och ett apparatskåp. Hindret aktiveras endast för de fordon vars hastighet överskrider gällande hastighetsgräns. Vid aktivering fälls vägmodulens övre plana yta, en platta, ner ca 6 cm i den bortsida långsidan. Hindret kan installeras på vägar/gator med hastighetsgränser upp till 50 km/tim.

Mer information om planering, projektering samt drift och underhåll finns i *Vägar och gators utformning (VGU)*<sup>35</sup> samt *Standardbeskrivning basunderhåll väg (SBV)*<sup>36</sup>.  
 Investeringskostnader (exklusive markarbete) för ett dynamiskt aktivt farthinder beror på antalet vägmoduler och är i intervallet ca 650.000 kr – 1.400.000 kr (en till ca fyra vägmoduler).



Dynamiskt aktiva farthinder har god hastighetsräddningsfunktion eftersom det är få som överskrider hastighetsgränsen efter installation. Uppföljningar visar att 85-percentilen som regel ligger under gällande hastighetsgräns. Nedan redovisas exempel på uppmätta hastigheter av 85-percentilen före och efter installationerna. För effekter kopplat till buller och vibrationer kan kontakt tas med enhet Hälsa, avdelning Transportkvalitet, VO Planering.

S – södergående riktning, N – norrgående riktning  
 V – västergående riktning, Ö – östergående riktning

Plats	Hastighetsgräns	ÅDT (fordon)	85-percentil		Kommentar
			Före	Efter	
Statliga vägar					
Ystad <sup>37</sup> E65	50	11 000 (2019)	50 S 49 N	48-49 S och N	
Torslunda <sup>38</sup> Väg 136	40	4 600 (2021)	42-43 S 40 N	39 S 38 N	

<sup>35</sup> [Vägar och gators utformning \(VGU\) - Bransch \(trafikverket.se\)](#)

<sup>36</sup> [Kontraktsdokument, drift och underhåll väg - Bransch \(trafikverket.se\)](#)

<sup>37</sup> Årsrapport Actibump E65, dok.nr 82045-3, utgåva B, Edeva

<sup>38</sup> Halvårsrapport Actibump väg 136, dok.nr 82045-6, utgåva A, Edeva

Kommunala gator					
Stockholm <sup>39</sup>					
Sörgårdsvägen	30	5 100 (2019)	44	33	
Vårholmsbackarna	30	5 600 (2019)	41	30	
Malmö <sup>40</sup>					
Mariedalsvägen	40	17 400 (2015)	49	38	<ul style="list-style-type: none"> <li>· busstrafik var 8 min</li> <li>· cykelbana saknas</li> </ul>
Per Albin Hanssons väg	30	4 000 (2009)	-	33 S 27 N	<ul style="list-style-type: none"> <li>· signalreglerat övergångsställe</li> <li>· lokal sänkning av hastighetsgräns vid farthindret</li> <li>· Busstrafik var 10 min</li> <li>· cykelbana saknas</li> </ul>
Galgebacksvägen	40	5 200 (2012)	-	38 V 41 Ö	<ul style="list-style-type: none"> <li>· signalreglerat övergångsställe</li> <li>· lokal sänkning av hastighetsgräns vid farthindret</li> </ul>
Linköping <sup>41</sup> Djurgårdsgatan	40	13 500 (2015)	47,2	37	<ul style="list-style-type: none"> <li>· Övergångsställe</li> <li>· busstrafik var 20 min</li> <li>· utryckningsväg</li> <li>· GC-flöde, ca 100 per morgontimme</li> <li>· Hastighetsgränssänkning från 50 km/tim vid installation. Ej lokal sänkning</li> </ul>
Uppsala <sup>42</sup> Dag Hammarskjölds väg	30 (vardagar kl. 7-18)  50 (övrig tid)	14 000- 15 500 (2015)	40 (mätning dagtid vardagar)	32 (mätning dagtid vardagar)	<ul style="list-style-type: none"> <li>· Övergångsställe</li> <li>· Dubbelfilig gata (1+2 körfält)</li> <li>· Tung trafik</li> <li>· Frekvent busstrafik</li> </ul>

<sup>39</sup> Dynamiska farthinder på Sörgårdsvägen och Vårholmsbackarna. Slutredovisning,

<sup>40</sup> Aktiva farthinder i Malmö, utvärderingsrapport

<sup>41</sup> Utvärdering av Actibump i Linköping Effekt på hastighet och väjningsbeteende Trivector Traffic Rapport 2016:56, Version 1.0

<sup>42</sup> Utvärdering av Actibump i Uppsala Effekt på hastighet, väjningsbeteende och buller Trivector Traffic Rapport 2015:45, Version 1.0

## 4.5.10 ATK (automatisk trafiksäkerhetskontroll)

### 4.5.10.1 Modell för beräkning

VTI har justerat modellen för att beräkna hastighetsförändringar p.g.a. ATK<sup>43</sup> med hänsyn till senare års hastighetstrend och utvärderingen av nya hastighetsgränser. Enligt den senaste uppföljningen som gjorts finns en påtaglig effekt vid kameraplatserna<sup>44</sup>. Medelhastigheten för personbil reduceras med 7-12 % beroende på hastighetsbegränsning och verklig hastighet innan ATK. Mellan kameror är effekten mindre och uppgår till ca 0-5 %. Men om den verkliga hastigheten är låg, ner mot 10 km/h under aktuell hastighetsgräns, försvinner den hastighetsreducerande effekten helt och hållet. För lastbil gäller något mindre effekter. Dessa uppgår till ca 2-10 % vid kameror och 1-4 % mellan kameror. Vid verklig lastbilshastighet på 70 km/h eller under är effekten obetydlig. Hastigheten 80 km/h är gällande hastighetsgräns för tunga fordon vid skyltad hastighet på 80 km/h eller mer (vid ej MV eller ML). Vid 70 km/h och lägre är det samma hastighetsgräns för lätta och tunga fordon.

Nedanstående modell kan tillämpas för att bedöma hastigheter  $V_{atk}$  på en ATK-sträcka beroende på hastighetsgräns och hastighet  $V$  före införande av ATK. Modell för hastighetseffekter vid sänkning av hastighetsgräns på befintlig ATK-sträcka saknas, se trafikregleringsåtgärder nedan.

#### ATK-sträcka

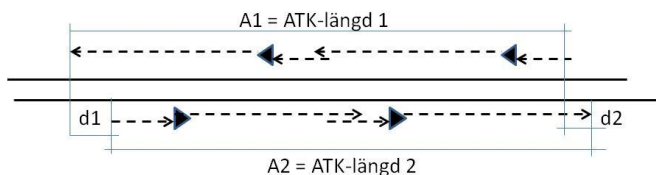
ATK-längd per kamera och riktning bedöms bero på hastighetsgräns enligt tabell nedan.

Hastighetsgräns	ATK-längd i kamera-riktning (km)		
	Före	Efter	Totalt
$\leq 60$	0,5	1,5	2
70-80	0,5	3,5	4
$\geq 90$	1	5	6

Tabell ATK-längd i kamera riktning beroende på hastighetsgräns

En ATK-längd beräknas genom att summera överlappande ATK-längder enligt figur nedan.

Vid effektberäkningar antas den dubbelriktade ATK-sträckan beräknas enligt figur nedan.



$$\text{ATK-sträcka} = A2 + (d1 + d2)/2$$

A2 = överlappande kamera sträcka i riktning 2

d1 = skillnad i startpunkt i riktning 2

D2 = skillnad i slutpunkt i riktning 2

<sup>43</sup> Carlsson, A. Modell för hastighet på ATK-sträckor (tvåfält) PM 2013-08-20, rev 2013-09-02.

<sup>44</sup> Vägverket 2009, Effekter på hastighet och trafiksäkerhet med automatisk trafiksäkerhetskontroll, Vägverket publ 2009:9

## Figur ATK-längder och ATK-sträcka

Hastighet  $V_{ATK}$  på ATK-sträckan beräknas enligt:

$$V_{ATK} = A \cdot V + (1-A) \cdot (V_g - 10) \quad \text{för } V \geq V_g - 10; \text{ för lastbilar ersätts } V_g - 10 \text{ med } 72,5 \text{ om } V_g \geq 90$$

$$V_{ATK} = V \quad \text{för } V < V_g - 10$$

där  $A$  är en konstant. För detaljer se Carlsson, A. Modell för hastighet på ATK-sträckor (tvåfält) PM 2013-08-20, rev 2013-09-02.

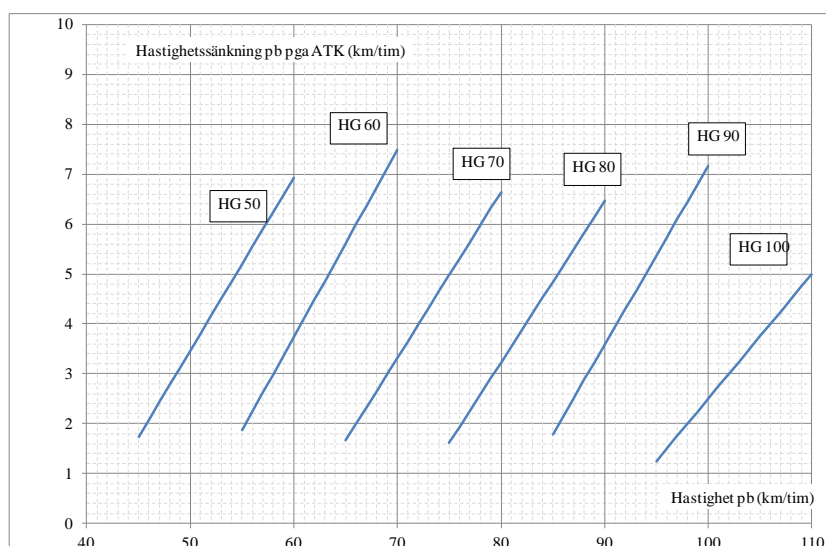
$V$  är verklig hastighet före ATK

$V_g$  är aktuell hastighetsgräns

HG	A		
	pb	lbu	lbs
50	0,653333	0,653333	0,653333
60	0,626	0,634	0,634
70	0,668	0,709	0,709
80	0,677	0,722	0,761
90	0,641957	0,873	0,896
100	0,75	0,899	0,905

Tabell 4-36 beroende på hastighetsgräns (HG) och fordonstyp personbil (pb) och lastbil utan (LBU) och med släp (lbs)

Modellresultat för personbilar illustreras i nedanstående figur.



Figur 4-50 Hastighetsminskning för personbilar pga ATK för olika hastighetsnivåer före ATK

#### 4.5.10.2 Utvärderingsstudier av ATK

Det finns ett flertal utvärderingsstudier av ATK. Den senaste och mest omfattande utvärderingen genomfördes under åren 2017–2021<sup>46</sup> och består av tre delstudier varav två fokuserar på hastighetseffekter och den tredje på trafiksäkerhetseffekter i form av dödade och skadade. Delstudie 1 baserades på befintliga data som samlats in i de så kallade stickprovsmätningarna vars syfte främst är att skatta trafikarbete (TA) och årsmedeldygnstrafik (ÅDT). Delstudie 2 består av data från nya hastighetsmätningar som genomförts inom projektet. Delstudie 3 analyserar data från olycksdatabasen Strada före och efter införandet av ATK. Utvärderingen omfattar kameror som installerats sedan 2006, året då nuvarande ATK-system togs i drift.

Utvärderingen visade, att andelen som håller hastighetsgränsen har ökat efter montering av kameror såväl vid som mellan kamerorna. Vid kamerorna innebär ca 250 m före och efter en kamera, medan mellan kamerorna innebär mer än 250 m från en kamera men mindre än 10 km. Vid kamerorna har andel trafik som håller hastighetsgränsen ökat med mellan 22 och 56 procentenheter beroende på hastighetsgräns och på vägsträckor mellan kamerorna ökat med mellan 11 och 15 procentenheter. I genomsnitt är det cirka 5 kilometer mellan kamerorna på en ATK-sträcka. Såväl vid som mellan kamerorna är det störst ökning vid hastighetsgräns 80 km/tim, och det var också där som efterlevnaden var som sämst innan kamerorna placerades ut på vägen. Förändringen för personbilar utan släp är av samma storleksordning som förändringen för alla fordon. Trots att motorcyklister inte bötfälls av ATK har deras regelefterlevnad också ökat vid ATK, men ökningarna är mindre än för personbilisterna. För lastbilar med släp är förändringarna genomgående mindre än för personbilarna. Totalt sett ökade andelen som håller hastighetsgränsen med 15 procentenheter.

Medelhastigheterna på ATK-sträckor har minskat i genomsnitt med 3,5 km/tim sett över hela sträckan med störst förändringar vid hastighetsgräns 80 km/tim. Effekter på medelhastigheten är störst i närheten av ATK där medelhastigheten har minskat mellan 4 och 10 km/tim beroende på hastighetsgräns och hastighetsnivå innan ATK installerades. Även mellan ATK minskar medelhastigheten men effekterna är mindre, mellan 2 och 4 km/tim. Trots skillnader mellan delstudie 1 och delstudie 2 pekar resultaten på effekter av liknande storleksordning och dessa resultat skiljer sig inte heller så mycket från en tidigare utvärdering som gjordes 2009, Vägverket (2009). Resultaten visar även att ju högre medelhastigheten är på vägen innan ATK installeras desto större är minskningen av medelhastigheten i genomsnitt. För mätplatser där medelhastigheten redan är lägre än hastighetsgränsen finns ingen anledning för trafikanterna att sänka hastigheten och där är det också mindre effekter. I delstudie 1 kan även effekter av de två åtgärderna ATK och sänkt hastighetsgräns från 90 till 80 km/tim studeras tillsammans. Vid de mätplatser som fått både sänkt hastighetsgräns från 90 till 80 km/tim och ATK har medelhastigheten minskat med 3–4 km/tim mer än om man bara sänkt hastighetsgränsen från 90 km/tim till 80 km/tim. Denna extra effekt är i linje med tidigare utvärdering av nya hastighetsgränser på vägar som fick sänkt hastighetsgräns från 90 till 80 km/tim<sup>45</sup>.

Även långtidseffekter på hastighet har studerats för tidsperioden 2006–2016 i Vadeby och Howard (2022). Resultaten visar att den lägre medelhastigheten som uppnås vid installation av ATK bibehålls under hela den studerade tidsperioden.

Det har uppskattats att antalet döda minskar med 39 %, dödade eller svårt skadade (DSS) med 19 % och svårt skadade med 15 % (ej statistiskt signifikant för svårt skadade) på sträckor där ATK införts i serie med ett genomsnittligt avstånd av 5 km mellan kamerorna (Vadeby och Howard, 2022)<sup>46</sup>. Effektskattningarna är korrigerade både för regressionseffekter och

---

<sup>45</sup> Vadeby, A. och Forsman, Å. (2012) Utvärdering av nya hastighetsgränssystemet. Effekter på hastighet, etapp 2. VTI Notat 16-2012. VTI, Linköping

<sup>46</sup> Vadeby och Howard (2022). Trafiksäkerhetskameror i Sverige. Effekter på hastighet och trafiksäkerhet. VTI Rapport 1107.

generell trafiksäkerhetsutveckling. Studiens tidsspann är 2003–2018 och består av 167 sträckor där ATK införts. Resultaten från utvärderingsstudien<sup>46</sup> (Vadeby och Howard, 2022) ligger i linje med tidigare utvärderingar av ATK <sup>47,48</sup>.

#### 4.5.11 Beläggningsåtgärder

Reshastigheten påverkas av vägytans slitlager. Vid hastighetsgräns 70 km/h är hastigheten på belagd väg ca 3 km/h högre än på grus och vid 90 km/h skiljer det ca 3,5 km/h enligt Trafikverkets schabloner som är implementerade i EVA.

#### 4.5.12 Fysiska åtgärder i korsning

##### 4.5.12.1 Förskjutna 3-vägs korsningar

Effekterna på framkomligheten är av två slag, dels effekter i korsningarna, dels effekter p.g.a. att körvägarnas längd ändras. Den sistnämnda effekten beräknas genom att jämföra körvägarna före och efter vidtagen åtgärd. Framkomligheten i korsningen förändras måttligt och i huvudsak för korsande fordon i sekundärvägen. Förskjutningen medför att dessa kommer att först köra ut på primärvägen och därefter vika av från den. Det ger en extra geometrisk fördröjning som uppkommer vid den andra svängrörelsen och kan beräknas med diagrammet för stopptider, se Figur 4-24.

*Exempel: antag att ett korsande fordon kan accelerera till 50 km/h. Vid avsväng från primärvägen är den minsta hastigheten 20 km/h och därefter sker acceleration till 50 km/h. Fördröjningen blir 6 s (stopptiden vid 50 km/h) – 3 s (stopptiden vid 20 km/h) = 3 s.*

Övriga förändringar av fördröjning är små och kan försummas. Andelen stopp påverkas inte.

---

<sup>47</sup> Vägverket (2009) Effekter på hastighet och trafiksäkerhet med automatisk trafiksäkerhetskontroll. Publikation 2009:9.

<sup>48</sup> Brude och Larsson (2010). Trafiksäkerhetseffekt av hastighetskameror etablerade 2006 – Analys av personskador 2007-2008. VTI Rapport 696.

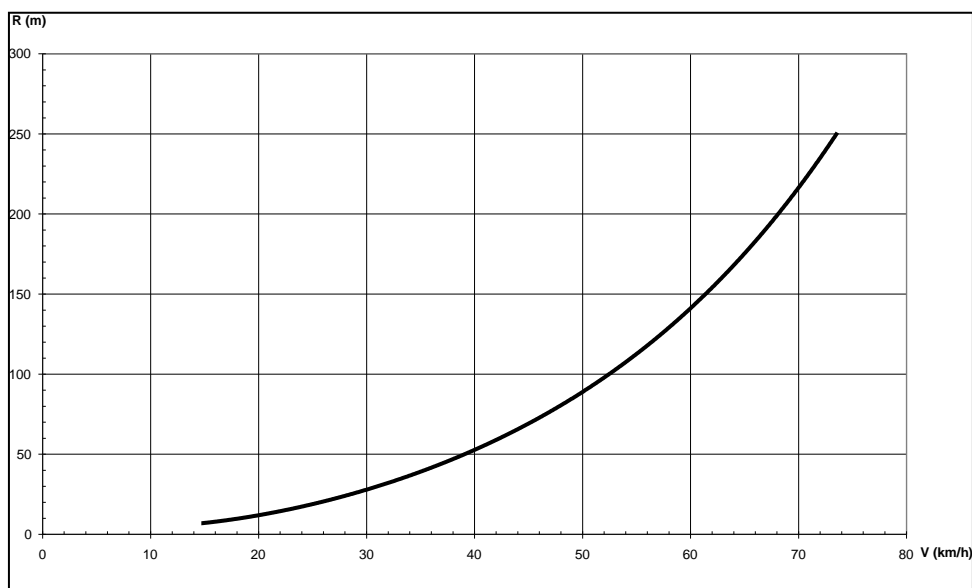
#### 4.5.12.2 Cirkulationsplats

Ombyggnad till cirkulationsplats innebär att all inkommande trafik tvingas bromsa ner till en hastighet, som bestäms av dess geometriska utformning, se VGU. Minsta hastighet bestäms av dimensionerande körspårsradie, och restidsförlusten kan bestämmas med diagrammet i Figur 4-24.

##### *Samband mellan körspårsradier och utformningshastighet*

Vid ett antal olika utformningselement vill man ha möjlighet att skapa en specifik hastighet. Exempelvis kan det vara vid en cirkulationsplats med oskyddade trafikanter.

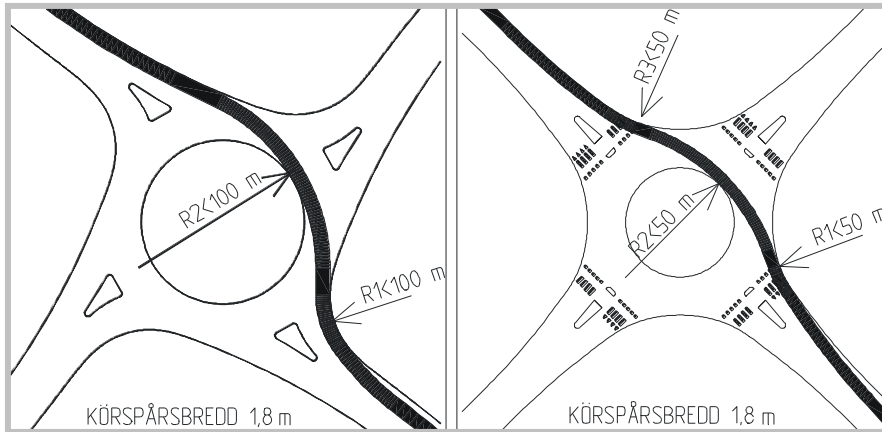
Nedanstående samband används oavsett utformningselement.



Figur 4-51 Samband mellan körspårsradier och utformningshastighet.

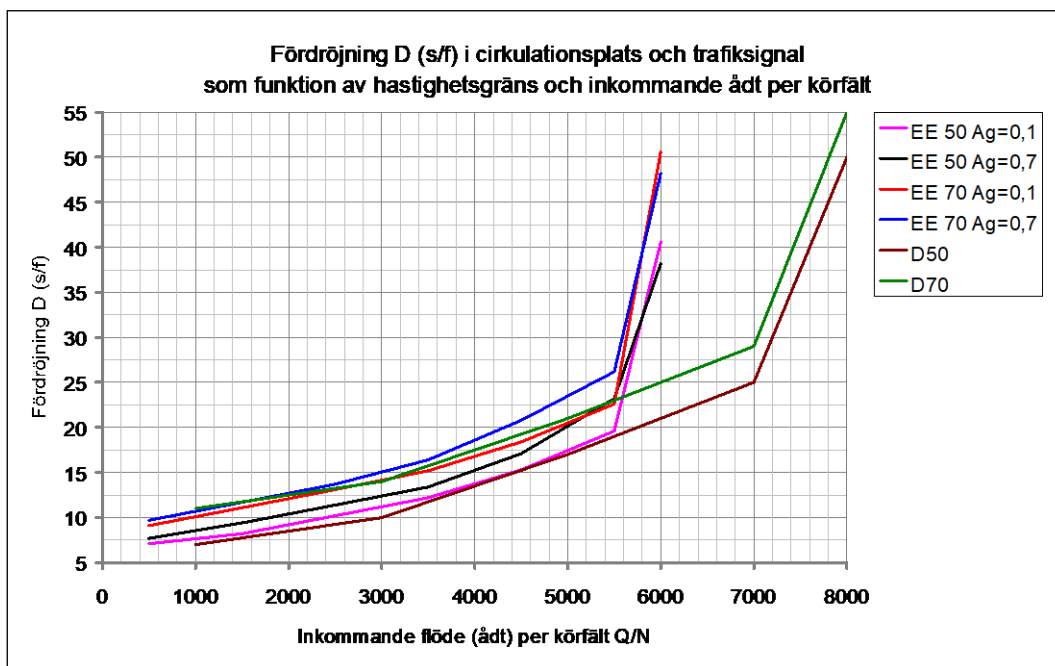
Ovanstående samband är kalibrerat och validerat mot såväl cirkulationsplatser som sidoförskjutningar av typen som har byggts i Ballingslöv. Samt en planerad större sidoförskjutning i Region Norr som har målats upp under projekteringskedet.

Kontrollen av möjlig hastighet genom exempelvis cirkulationsplatsen eller sidoförskjutningen görs enligt följande (observera att det är radien på körspåret och inte vägens/korsningens geometri):



Figur 4-52 Körspårsvärd i en cirkulationsplats.

Jämfört med signalreglerad korsning innebär cirkulationsplats normalt förbättringar för svängande och korsande fordon och försämringar för genomgående givet att trafiksignalen är modernt utformad.



Figur 4-53 Fördröjning (s/f) i cirkulationsplats (D) och modern trafiksignal (EE) med varierande andel genomgående trafik (Ag) som funktion av hastighetsgräns och inkommande ÅDT/körfält (Q/N).

Exempel: I tabellen nedan visas medelfördröjningar och medelstoppandelar vid 70 km/h för 4-bent enfältig cirkulationsplats respektive LHOVRA signal (6 körfält) med olika fördelning genomgående/svängande/korsande, samt motsvarande fördröjningar vid 50 km/h men då för äldre signal med 4 körfält.

Av tabellen framgår det att det innebär i princip alltid lägre fördröjningar med signal. Vid stor andel genomgående trafik får signal lägre stoppandel, vid liten tvärtom.



- Fördrojning:

ÅDT in	70 km/h				50 km/h			
	Cpl		Sig L 6 kf		Cpl		Sig 4 kf	
	4kf	8/1/1	4/3/3	2/4/4	4 kf	8/1/1	4/3/3	2/4/4
6 000	11,8	7,4	10,2	11,6	7,8	7,6	9,8	10,9
8 000	12,5	7,7	10,5	11,9	8,5	7,8	10,0	11,1
10 000	13,3	8,7	11,5	12,9	9,3	8,5	10,9	12,1
12 000	14,0	9,4	12,2	13,6	10,0	9,2	11,6	12,8
14 000	15,8	10,1	12,9	14,3	11,8	9,9	12,3	13,5
16 000	17,5	10,8	13,6	15,1	13,5	10,5	12,9	14,1
18 000	19,3	11,5	14,5	16,0	15,3	11,2	13,6	14,8

Tabell 4-37. Medelfördrojning för cirkulationsplats respektive trafiksignal vid 50 och 70 km/h.

- Andel stopp/sväng:

ÅDT in	Sig L 6 kf 70 km/h			Sig 4 kf 50 km/h			Cpl
	8/1/1	4/3/3	2/4/4	8/1/1	4/3/3	2/4/4	
6 000	0,51	0,65	0,72	0,59	0,68	0,72	0,75
8 000	0,52	0,66	0,73	0,63	0,71	0,75	0,75
10 000	0,61	0,72	0,77	0,67	0,74	0,78	0,75
12 000	0,58	0,71	0,78	0,71	0,77	0,81	0,75
14 000	0,61	0,73	0,80	0,75	0,80	0,83	0,75
16 000	0,63	0,76	0,82	0,78	0,83	0,86	0,75
18 000	0,66	0,78	0,84	0,82	0,86	0,88	0,75

Tabell 4-38. Medelstoppandelar i cirkulationsplats respektive trafiksignal vid 50 och 70 km/h.

För ombyggnad från korsning med stopp- eller väjningsplikt försämras framkomligheten för genomgående trafik. För svängande och korsande trafik innebär åtgärden en förbättring, åtminstone om flödena inte är alltför små.

Utvärdering av ombyggnad till cirkulationsplats görs genom att bestämma normalvärdena för den aktuella trafiksituationen för de båda korsningstyperna och därefter beräkna skillnaden mellan dem.

Förändring av andel stopp behandlas på motsvarande sätt som fördröjning. Cirkulationsplatser ger stora stoppandelar vid liten genomgående trafik och därmed stora fordonskostnader.

#### 4.5.12.3 Trafiksignalstyrning

Trafikstyrning bidrar till kortare restider, mindre köer och färre stopp på vägarna (Trafikverket, 2011). Med samordnade system kan fördröjningstiderna minska med 10-20 % eller mer. I hårt belastade korsningar kan ibland en konflikt mellan olika trafikantgrupper uppstå. Trafikstyrning kan då öka tillgängligheten för en viss grupp, t.ex. fotgängare.

Bussprioritering leder till att restiden med kollektivtrafiken minskar (Trafikverket, 2015; K2, 2017). Prioriteringen möjliggör också att regulariteten på busslinjen förbättras. Till exempel om en buss är försenad kan denna ges högre prioritering, och därmed reducera sin försening. Bussprioritering innebär också ett minskat antal inbromsningar vilket resulterar i en ökad komfort. Dessa aspekter leder tillsammans till att kollektivtrafikens attraktivitet ökar och fler väljer att åka kollektivt.

Det bör nämnas att prioriteringen av trafikantgrupp, till exempel kollektivtrafikresenärer, sker på andra trafikanters bekostnad (Trafikverket, 2015). Dock visar erfarenheter från Oslo och Trondheim på en restidsminskning för både kollektivtrafikanter och andra trafikanter om bussprioritering införs med trafiksignalsystemet Utopia/Spot (Tveit, 2003). Detta styrks av en studie av signalprioritering med Utopia/spot i Stockholm som visade att både biltrafikens och kollektivtrafikens restider minskade med ca 10 % (K2, 2017).

#### Källor

K2. (2017). Effekter av kollektivtrafiksatsningar – En kunskaps- och forskningsöversikt. Hämtad från [www.k2centrum.se/sites/default/files/fields/field\\_bifogad\\_fil/effekter\\_av\\_kollektivtrafiksatsningar\\_k2\\_working\\_paper\\_2017\\_4.pdf](http://www.k2centrum.se/sites/default/files/fields/field_bifogad_fil/effekter_av_kollektivtrafiksatsningar_k2_working_paper_2017_4.pdf)

Trafikverket. (2011). ITS på väg (2011:064). Tryck: Zetterqvist Tryckeri. Hämtad från [https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/11279/RelatedFiles/2011\\_064\\_its\\_pa\\_vag\\_2.pdf](https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/11279/RelatedFiles/2011_064_its_pa_vag_2.pdf)

Trafikverket. (2015). Effektsamband för transportsystemet steg 3 och 4 – Bygg om eller bygg nytt. Kap 10.3, s. 9-14.

Tveit, Ö. (2003). SPOT/UTOPIA experience – a review of Norwegian based installations and simulations. SINTEF.

#### 4.5.12.4 Planskild korsning

Effekterna på framkomligheten är beroende av dels vilken korsningstyp som ersätts, dels lokalisering och antal ramper i den planskilda korsningen.

Schablonvärden för en enkel ruterkorsning (dvs. 0 i fördröjning och stopp för korsande och genomgående samt schablonomväg och  $0,75 \times$ stopp för svängande enligt Tabell 4-24). I princip kan fördröjningen för genomgående trafik i primärvägen sättas till 0 s. Svängande trafik "drabbas" normalt av en mer eller mindre lång omväg plus en inbromsning och acceleration. Effekterna för korsande beror av trafikplatstyp.

Åtgärden kan då innebära en förbättring då stopp- och väjningspliktiga korsningar ersätts och belastningen i korsningen är hög. Om cirkulationsplatser eller signalreglerade korsningar ersätts blir effekten stor även för genomgående trafik i primärvägen. För svängande trafik är förändringen i fördröjning beroende av utformningen och hur långa körvägarna blir. Utvärdering av ombyggnad görs genom att normalvärdena bestäms för den aktuella trafiksituationen för de båda korsningstyperna och därefter beräknas skillnaden mellan dem.

Tabellerna nedan visar en jämförelse mellan korsningar utformade som cirkulationsplats respektive trafikplats.

Medelfördröjning (s/f):

	90 eller 70 km/h				Tpl 90 km/h		
	Cpl	Sig L 6 kf			8/1/1	4/3/3	2/4/4
Ådt in	4kf	8/1/1	4/3/3	2/4/4	8/1/1	4/3/3	2/4/4
10 000	18,3	13,7	16,5	17,9	2,0	6,0	8,0
12 000	19,0	14,4	17,2	18,6	2,0	6,0	8,0
14 000	20,8	15,1	17,9	19,3	2,0	6,0	8,0
16 000	22,5	15,8	18,6	20,1	2,0	6,0	8,0
18 000	24,3	16,5	19,5	21,0	2,0	6,0	8,0

Tabell 4-39. Medelfördröjning för cirkulationsplats, trafiksignal respektive trafikplats vid 90 km/h.

Medelandel stopp:

Ådt in	Trafiksignal 70 L			Cpl	Trafikplats 90		
	8/1/1	4/3/3	2/4/4	70	8/1/1	4/3/3	2/4/4
10 000	0,67	0,74	0,78	0,75	0,08	0,23	0,30
12 000	0,71	0,77	0,81	0,75	0,08	0,23	0,30
14 000	0,75	0,80	0,83	0,75	0,08	0,23	0,30
16 000	0,78	0,83	0,86	0,75	0,08	0,23	0,30
18 000	0,82	0,86	0,88	0,75	0,08	0,23	0,30

Tabell 4-40. Medelstoppandelar i cirkulationsplats, trafiksignal respektive trafikplats vid 70 och 90 km/h.

#### 4.5.12.5 Sekundärvägsrefug

Refug i sekundärväg kan, genom att utrymmet begränsas, förhindra dubbel uppställning av bilar i sekundärvägens tillfart. Om dubbel uppställning omöjliggörs ökar fördröjningen för samtliga i tillfarten men mest för högersvängande eftersom de kommer att hindras av korsande och vänstersvängande.

Refug i sekundärvägen kan dessutom påverka stora fordons framkomlighet genom att den möjliga svängraden till och från sekundärvägen kan bli mindre.

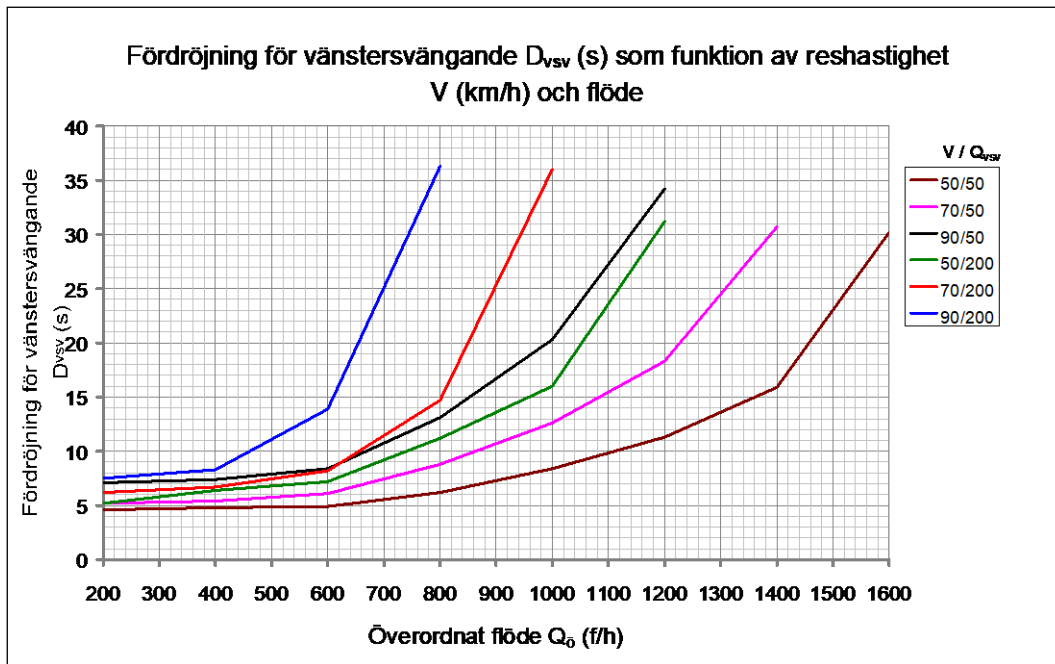
En av refugens uppgifter är att underlätta för oskyddade trafikanter att korsa sekundärvägen. Hur detta påverkar framkomligheten för bilar i sekundärvägen beror på antalet gående och om det finns ett oöversiktligt övergångsställe eller om det är en gångpassage utan utmärkning.

#### 4.5.12.6 Extra körfält

##### Extra körfält på primärväg

##### a) Vänstersvängskörfält

När bilar gör vänstersväng från primärväg fördröjs de av den motriktade trafiken. Fördröjningens längd är beroende av den motriktade trafikens storlek ( $Q_0$ ), andelen vänstersvängande ( $Q_{vs}$ ) samt reshastigheten. Genom att kombinera Tabell 4-17 och Tabell 4-18 fås fördröjningar enligt diagrammet nedan.



Figur4- 66. Fördröjning för vänstersvängande från primärväg som funktion av hastighet och överordnat flöde (raktframkörande och högersvängande från motstående riktning). Figuren avser medelvärde under en timme.

De vänstersvängande fordonen fördröjer den bakomvarande trafiken om passagemöjligheter saknas.

Ett vänstersvängskörfält medför att fördröjningen för de bakomvarande fordonen (den bakomvarande genomgående trafiken) minskar. Hur stor minskningen blir beror av den ursprungliga trafiksituationen och av längden på vänstersvängkörfältet. Fördröjningen för genomgående fordon i samma riktning minskar med storleksordningen en sekund jämfört med en situation utan vänstersvängskörfält. För vänstersvängande fordon ändras inte fördröjningen med ett separat vänstersvängskörfält. Andelen stopp påverkas inte.

#### b) Högersvängskörfält

Vid högersväng från primärvägen kan bakomvarande trafik fördröjas om passagemöjligheter saknas. Storleken på fördröjningen är beroende av hastighetsminskningen hos de högersvängande fordonen samt av andelen svängande. Det är rimligt att anta att det inte sker någon förändring av fördröjningen. Andelen stopp påverkas inte heller.

#### Extra körfält på sekundärvägen

Extra körfält på sekundärvägen innebär ökad kapacitet och därmed lägre fördröjning. Ett extra körfält innebär att kapaciteten fördubblas (förutsatt att det finns ett körfält från början). Fördröjningen (exklusive den geometriska) beror av hur sekundärvägens trafik fördelas på de båda körfälten. Vid lika fördelning halveras fördröjningen för såväl svängande som korsande från den aktuella tillfarten, jämfört med normalvärdena. Andelen stopp påverkas inte.

### Bandyklubba

Åtgärden innebär att vänstersvängande fordon från primärväg först svänger höger till ett körfält som ansluts till primärvägen genom stopplikt.

Åtgärden medför att framkomligheten för raktframkörande fordon förbättras, risken för stopp beroende på kö av vänstersvängande elimineras. För de vänstersvängande innebär åtgärden ökad restid beroende på dels en längre körsträcka, dels ökade svårigheter att ta sig igenom korsningen. De ökade svårigheterna är beroende av i första hand beroende på storleken och hastigheten på raktframkörande flöde som ju blir överordnat genom åtgärden.

För genomgående fordon i samma riktning minskar fördröjningen med ca 1 s jämfört med normalvärdena. Andelen stopp påverkas inte. För vänstersvängande fordon ökas fördröjningen till ungefär det dubbla, jämfört med en situation utan bandyklubba beroende på att de svängande måste passera båda de genomgående strömmarna. Andelen stopp för den vänstersvängande trafiken blir 1,0.

### Fattigmanslösning

Åtgärden innebär att en ficka för vänstersvängande skapas antingen till "höger" för "stor sväng" eller till "vänster" utan skyddande spärrområde eller refug. Effekterna är ungefär desamma som redovisas ovan för "Bandyklubba".

#### 4.5.12.7 Plankorsning med järnväg

Det finns inga framtagna modeller för beräkning av restidsfördröjningar vid plankorsning med järnväg. Som en skattning av fördröjningarna kan CAPCAL:s trafiksignalmodell användas, vilken redovisas nedan.

Givet att  $q < s$ , dvs. flödet är lägre än mättnadsflödet, blir antalet stoppade fordon A:

$$A = \frac{R \times q}{1 - \left(\frac{q}{s}\right)}$$

där:

R (s)	Bomfällnings- och varningstider används som rödtid
Q (f/h)	Inkommande flöde
q (f/s)	Q/3600
S (f/h)	Mättnadsflödet efter bomöppning
s (f/s)	S/3600

Medelväntetid exkl. geometrisk fördröjning per fordon blir:

$$D = \frac{0,5 \times R}{1 - \left(\frac{q}{s}\right)}$$

Totalfördröjningen blir

$$T = A \times D$$

*Exempel:*

$Q=500$  f/h, bomfällningstid 3 minuter och mättnadsflöde 1700 f/h

$A=(3 \times 60) \times (500/3600) / (1 - 500/1700) = 35$

$D=0,5 \times (3 \times 60) / (1 - 500/1700) = 127$  sekunder

$A \times D = 1,2$  timmar

#### 4.5.13 Bärighetshöjande åtgärder

Dålig bärighet leder till bristande jämnhet och åtföljande kostnader för åtgärder. Genom samband i Effektsamband för Drift och Underhåll (avsnitt "Vägytans effekt på hastighet") kan den historiska utvecklingen hos IRI kopplas till sänkta hastigheter och de merkostnader detta medför. Beräkningen av effekter görs både med och utan bärighetshöjande åtgärd.

IRI-utvecklingen utan bärighetshöjande åtgärd kan antas vara likvärdig med de senaste åren innan åtgärd.

IRI-utveckling efter åtgärd beror av åtgärdernas omfattning. I själva begreppet bärighetshöjande åtgärd ligger att åtgärderna anses lönsamma i förhållande till fortsatt underhåll utan att öka bärigheten. Tyvärr saknas modeller för hur ökad bärighet påverkar framtida IRI-utveckling. Många åtgärder är dock punktvisa. Detta betyder att de förstärkta avsnitten kan antas erhålla en framtida IRI-utveckling som är normal för väglänken i övrigt.

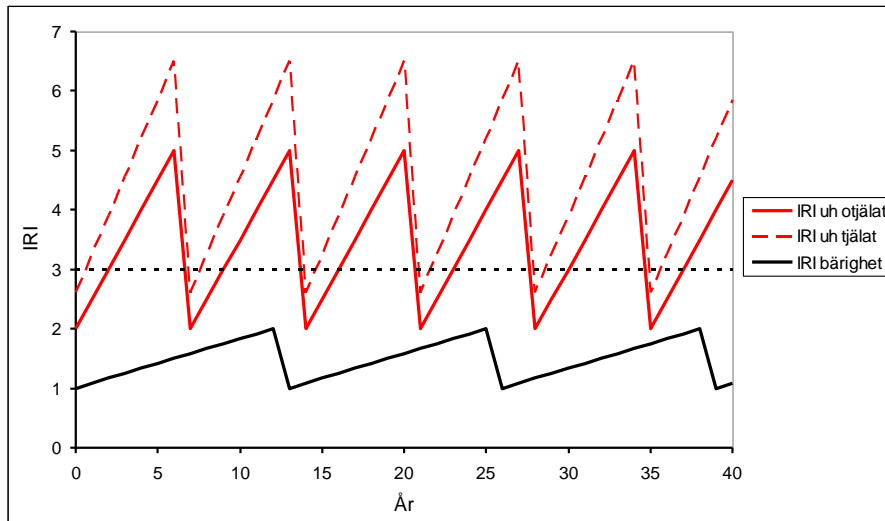
Effekterna bedöms på de förstärkta avsnitten i enlighet med exempel i Effektsamband för Drift och Underhåll (avsnitt "Vägytans effekt på hastighet").

*Exempel:*

*Indata: 1 000 meter långt vägvagnsnitt med 90 km/h och 5 000 ÅDT varav 10 % lastbilar. IRI är 5,0 före åtgärd. Under tjälperioden är förmodad ökning av IRI 30 % (se VTI Notat 16-2001 avseende obbyggda vägar i Värmland). Detta innebär i detta fall IRI 6,5. Tjälperioden antas vara under 6 veckor.*

*Om sträckan fortsatt underhålls utan ökad bärighet kommer sträckan att justeras och beläggas så att IRI blir 2,0 på hela sträckan samt 2,6 under tjälperioden. Tidigare års vägytemätningar visar att IRI ökar med 0,5 per år om ingen extra bärighet tillförs. Åtgärden upprepas vart 4:e år.*

*Om bärigheten ökas bedöms medelvärdet för IRI bli 1,0 (krav i ATB Väg 2005 Tabell A6-1 är  $IRI \leq 1,7$ ). Sen bedöms IRI öka till i medel 2,0 innan åtgärd. Intervallet mellan åtgärder bedöms till 12 år. Effekten av tjäle bedöms försumbar.*



Figuren visar hur IRI varierar i exemplet ovan. Den streckade linjen vid IRI 3,0 indikerar nivån när IRI inverkar på hastighet enligt Effektsamband. För alternativet fortsatt underhåll utan bärighetshöjning kommer hastigheten att reduceras med i medel 2 km/h för personbilar och 6 km/h för lastbilar (som medel över hela perioden om 40 år). I enlighet med exemplet i Effektsamband för drift och underhåll blir den minskade kostnaden för trafikanterna följande:

Restidsvinst personbilar =  $1/88 - 1/90 = 0.00025$  h / kilometer

Restidsvinst lastbilar =  $1/84 - 1/90 = 0.00078$  h / kilometer

Total restidsvinst per år för personbilar =  $0.9 \times 5000 \times 365 \times 0,00025 = 420$  h/km

Total restidsvinst per år för lastbilar =  $0.1 \times 5000 \times 365 \times 0,00078 = 140$  h/km

Sen används tidsvärderingen enligt "Samhällsekonomiska analyser i transportsektorn" för att beräkna trafikanternas kostnader för reducerad hastighet.

#### 4.5.14 Effekter för biltrafiken av åtgärder för gång- och cykel

##### 4.5.14.1 Fysiska åtgärder för gång- och cykeltrafik på sträcka

Effekten på biltrafikens restid av att bygga ut vägrenar, cykelfält eller GC-banor för att separera cykeltrafiken från biltrafiken är normalt mycket liten. Innebär åtgärderna att typsektionen för biltrafik begränsas så kan effekterna bli allt från små till mycket stora beroende på belastningsgrad före och efter åtgärd.

##### 4.5.14.2 Fysiska åtgärder för gång- och cykeltrafik i korsning

Följande åtgärder behandlas; planskilda korsningar samt förhöjda passager vilka dels underlättar för gående och cyklister att korsa körbanan, dels dämpar bilarnas hastighet.

Planskilda korsningar:

Effekten på biltrafikens restid beror på vad den planskilda korsningen ersätter:

- 1 Ingenting, dvs. det fanns inget behov tidigare
- 2 en ommarkerad gångpassage, utan eller med hastighetsdämpande åtgärder
- 3 ett oöversiktligt övergångsställe utan eller med hastighetsdämpande åtgärder
- 4 ett signalreglerat övergångsställe utan eller med hastighetsdämpande åtgärder

I fall 1 sker ingen förändring av reshastigheten. I fallen 2, 3 och 4 utan hastighetsdämpande åtgärder fördröjs biltrafiken endast av korsande gångtrafik, i fall 2 där bilisten frivilligt ger



företräde till den gående, i fall 3 där bilisten ska ge gående företräde och i fall 4 vid rött ljus. Finns hastighetsdämpande åtgärder av korsningen tillkommer fördröjning p.g.a. denna.

*Kommentar: Lokal hastighetsbegränsning av övergångsställen till 30 km/h vid hastighetsgräns 50 km/h ger sannolikt hastighetsminskningar över övergångsstället i storleksordningen 3-6 km/h.*

Fördröjningar för biltrafik på grund av övergångsställe kan bedömas genom att beräkna övergångsstället som en signalreglerad korsning där fotgängarkolonner med en viss ankomstfrekvens och övergångstid ger "omloppstid" och "gröntidsfördelning".

*Exempel: Ett GC-flöde på 600 under en timme kan antas ankomma i grupper om 5 med en passagetid på ca 10 sekunder. Bilflödet är 1000 f/h och hastighetsbegränsningen 50 km/h.*

*Detta ger 120 (beräknat som 600/5) omlopp på 3600 sekunder (1 timme), dvs. 30 sekunder omloppstid, med 10 sekunder "rött" för bilar. Det är alltså "rött" under 1/3 av tiden. Antalet fordon som stoppas kan då uppskattas till 1/3 av 1 000 fordon/h = ungefär 300 fordon/h. En del av fordonen anländer precis då fotgängarna börjar passera varför väntetiden för dessa fordon blir 10 sekunder. Andra anländer då alla GC-trafikanter passerat, varför väntetiden i princip blir 0. Den genomsnittliga väntetiden för fordonen kan därför uppskattas till 5 sekunder. Inbromsning och acceleration från 50 km/h kan skattas till ca 6-7 sekunder (se Figur 4-24).*

4.5.14.3 Varningssystem för gång- och cykeltrafik vid övergångar  
Fördröjningen för fordonstrafiken bedöms bli marginell. Där omställbara vägmärken används syns skyltarna på långt håll vilket kan medföra att bilisterna på ett bättre sätt kan anpassa sin hastighet till situationen. På så sätt kan körsättet bli mjukare än vid trafikljus.

#### **4.5.15 Trafikregleringsåtgärder för biltrafik**

##### 4.5.15.1 Förbättrad vägvisning

Det finns ett stort antal undersökningar som försökt analysera hur trafikarbete m.m. skulle kunna minska med mindre felkörning genom bättre vägvisning. Det är svårt att ge några generella effektbedömningar.

##### 4.5.15.2 Generell hastighetsgräns

2008-2010 genomfördes omfattande ändringar av generella hastighetsgränser. De reella effekterna av dessa åtgärder har utvärderats av VTI på statliga vägar (VTI notat 4 2010 och 16 2012) och av KTH på kommunala gator (Utvärdering av nya hastighetsgränser i tätort KTH juli 2012).

För statliga vägar redovisade VTI följande reala, signifikanta hastighetseffekter beroende på vägtyp (MV=motorväg, MLV=mötesfri landsväg) och hastighetsgränsändring:

	Pb			Lbu			Lbs		
	Vf	Ve	Sign effekt	Vf	Ve	Sign effekt	Vf	Ve	Sign effekt
MV 110 till 120	114,9	118,6	3,7	98	101,1	3,2	86,3	86	
MLV 110 till 100	102,3	100	-2,3	92,4	91,9		84,7	84,2	-0,5
MLV 90 till 100	93,8	97,2	3,4	89,1	91	1,9	84,3	84,5	
2kf 110 till 100	100,1	98,2	-1,9	92,4	92,4		82,5	82,7	0,3
2kf 90 till 80	88,5	85,2	-3,3	85	83,2	-1,9	80,6	79,6	-1
2kf 70 till 80	85,1	85,4		82,3	81,6		80	80	
2kf 90 till 70	83,3	79,9	-3,4	80,3	78,7		75,9	74,8	-1,1

Vf=hastighet före Ve=hastighet efter

Urvalet av vägar som fick ändrade hastighetsgränser skedde utifrån följande kriterier:

- Motorväg 110 till 120 fordrade hög utformningsstandard och relativt lågt trafikflöde
- Mötesfri väg till 100 avsåg i princip samtliga sträckor
- 2kf till 100 avsåg samtliga sträckor och en del dessutom till 90
- 2kf 90 till 80 avsåg sträckor av mindre regional betydelse och med sämre sidoområdesstandard och till 70 särskilt dåliga vägar
- 2kf 70 till 80 avsåg viktiga näringslivsvägar med hög standard

Urvalskriterierna speglas ganska tydligt i resultaten. Det fanns också en tydlig tendens att den reala effekten ökade med ökande trafikflöde för 90 till 80. Under ÅDT ca 500 var effekten mycket liten.

På 90-vägar med befintliga ATK sänkte s medelhastigheten vid kamera med 5,5 km/tim. Detta är något mindre än effekten vid kamera vid införande av ATK med mätningar 2006-2008. Då var minskningarna vid 50 och 90 km/tim ca 6 km/tim och vid 70 km/tim ca 9 km/tim.

För kommunala gator redovisade KTH följande reala effekter för sänkning från 50 till 40 km/tim respektive för höjning från 50 till 69 km/tim.

Vägnät	Antal mät- platser	Medelhastighet km/h		
		Före	Efter	Skillnad
Övergripande huvudnät	4	48,41	44,61	-3,80
Övrigt huvudnät	48	40,64	38,90	-1,74
Lokalnät	20	36,41	34,76	-1,65
TOTALT	72	39,90	38,07	-1,83

*KTH resultat sänkning från 50 till 40 km/tim*

Vägnät	Antal mät- platser	Medelhastighet km/h		
		Före	Efter	Skillnad
Övergripande huvudnät	13	52,90	54,52	1,62
Övrigt huvudnät	2	47,62	48,53	0,91
Lokalnät	-	-	-	-
TOTALT	15	52,20	53,72	1,52

#### *KTH resultat höjning från 50 till 60 km/tim*

Trafikverket har inte ännu beslutat några effektsamband för generella hastighetsgränsändringar. Ovanstående underlag kan användas vid bedömningar som ska motiveras.

#### 4.5.15.3 Lokal hastighetsgräns

Lokal hastighetsgräns införs i allmänhet vid större korsningar eller på länkar där vägstandard är sämre eller trafikbelastning större än på omgivande delar av vägen. Dessutom används åtgärden vid randbebyggelse med många enskilda utfarter. Vanligtvis skyltas 70 km/h som lokal hastighetsgräns i dessa fall på 90- eller 110-vägar.

En annan form av lokal hastighetsgräns tillämpas på genomfarter i mindre tätorter på landsbygd. I dessa fall skyltas 50 km/h lokalt med nedtrappning 90/70/50 som vanlig åtgärd.

Få systematiska mätningar har gjorts av effekter av lokala hastighetsbegränsningar. Vid en analys av mätningar från 1996 erhöles anmärkningsvärt låga hastigheter i 70-miljöer och med liten hastighetskillnad mellan tunga och lätta fordon. Dessutom fanns inget breddberoende i mätdata för typsektion 6-11 m. Resultaten förklarades med att merparten av mätplatserna är lokala 70-begränsningar på länk. En generell slutsats kan vara att reshastigheten i lokala 70-begränsningar är lägre än vid en generellt 70-begränsad vägsträcka.

År 1989 införde Vägverket lokal hastighetsgräns 70 km/h i en mängd korsningar över landet som en trafiksäkerhetsåtgärd. VTI gjorde då en liten studie vid en korsning på riksväg 55 med 90 km/h som generell gräns före korsning. Studien visade på en sänkning med 9 km/h för personbilar mitt i korsningen. Den verkliga sänkningen var dock 13 km/h men i kontrollpunkter 3 km före korsningen hade hastigheten minskat med 4 km/h.

En grov uppskattning skulle vara att:

- lokala 70-begränsningar på tvåfältiga länkar ger reshastigheter på ca 71-74 km/h för personbilar och ca 69-72 km/h för lastbilar.
- lokala 70-begränsningar i korsningar ger reshastigheter på 80-84 km/h för personbilar och 78-82 km/h för lastbilar. Observera att detta är mycket osäkra tal.

Ett alternativt rimligt sätt att bedöma effekten av lokala hastighetsbegränsningar är att utgå ifrån VQ-sambanden vid olika hastighetsgräns för en och samma vägtyp. Det är rimligt att tänka sig att effekten blir att man hamnar ungefär mittemellan. Normalvärdena (se Tabell 4-7 till Tabell 4-9) ger t.ex. för en 9 m väg (siktclass 2) med 70, 90 och 110 km/h personbils-hastigheter 82, 92 och 98 km/h. Det skulle innebära i storleksordningen 5 km/h för lokalt 70 och ca 4 km/h för lokalt 90, lägre för lastbilar.

#### 4.5.15.4 Stopp/väjningsplikt i korsning

Väjningsplikt ger marginellt bättre framkomlighet än stopplikt för sekundärvägstrafiken, dels genom att fordonen inte behöver stanna, dels genom att de kritiska tidsavstånden är något lägre. Skillnader i fördröjning mellan stopp- och väjningsplikt ges i Tabell 4-17.

#### 4.5.15.5 Omkörningsförbud

Omkörningsförbud med skyltning eller i form av spärrlinjemarkering på ett par hundra meter kan inte påstås medföra några effekter på restiden för tvåfältsväg.

För längre sträckor (minst ca 500 m) som är försedda med omkörningsförbud eller dubbel spärrlinje kan förhållandena jämföras med en 1+1-väg och effekten på restid beräknas enligt punkten Mittseparering ovan.

### 4.5.16 Visuell ledning

#### 4.5.16.1 Vägkantstolpar

Den enda studien som redovisar väggkantstolparnas effekt på hastigheten utfördes i Finland av Kallberg. Man fann att punkthastigheten i mörker ökade med upp till 10 km/h på vägar med dålig linjeföring. Hastigheten på vägar med god linjeföring var oförändrad. Någon definition av dålig och bra linjeföring redovisades inte. Vägen med dålig linjeföring hade en tillåten hastighet av 80 km/h och vägen med god linjeföring hade tillåten hastighet 100 km/h.

#### 4.5.16.2 Körbanereflektorer

Några undersökningar om körbanereflektorers påverkan på reshastigheten är inte kända. Eftersom körbanereflektorer förbättrar den visuella ledningen framförallt i mörker och väta, kan man förvänta sig att reshastigheten i mörker ökar, om den förses med körbanereflektorer. Detta gäller speciellt vid dålig linjeföring.

#### 4.5.16.3 Stationär vägbelysning

Resultaten från de få studier som behandlar hastighet och stationär belysning är motsägelsefulla. Det finns dock goda skäl att anta att den förbättrade visuella kvaliteten innebär ökad hastighet i mörker, vilket också en norsk studie har visat (TØI). Ingen kvantifiering av hastighetsökningen görs.

*Sammanfattningsvis kan man konstatera att en förbättring av den visuella ledningen nästan undantagslöst kan förväntas ge en ökad reshastighet och därmed förbättrad framkomlighet i mörker.*

### 4.5.17 Viltåtgärder

Viltåtgärder är vanligtvis uppsättning av viltstängsel och siktröjning av sidoområdet upp till 20 meter utanför vägen. Ingen av åtgärderna bedöms ha någon inverkan på reshastigheten. Siktröjning i horisontalkurvor kan dock tänkas höja hastigheten marginellt för personbilar genom kurvan. Inga kända undersökningar finns som belyser frågan.

#### 4.5.18 ITS-åtgärder

När området ITS-åtgärder nedan beskrivs är fokus på vägnära ITS. Det vill säga att informera trafikanter om störningar, omledningar med mera via fysiska skyltar längs vägen. Samtidigt får digital information som kan presenteras för föraren via fordonets displayer en ökad betydelse och nyttan av vägnära ITS minskar.

Trafikreglering och information med omställbara vägmärken. Omställbara vägmärken används för att informera eller leda trafikanterna utifrån trafiksituationer och trafikförhållanden som förändras dynamiskt. De installeras ofta permanent, men kan även vara mobila.

Omställbara vägmärken eller VMS (från engelskans Variable Message Sign, VMS) är ett överordnat begrepp som innefattar vägmärken som kan visa alternativa märkesbilder eller budskap (reglerande, varnande eller informerande). Sådana är exempelvis vägmärke med variabel hastighetsbegränsning och upplysningsmärke.

I VGU (Vägar och gators utformning) indelas omställbara vägmärken i följande kategorier med respektive regelverk.

KATEGORI	VÄGMÄRKEN OCH SIGNALER SOM INGÅR I RESPEKTIVE KATEGORI	REGELVERK SOM STYR ANVÄNDNINGEN
A Reglerande budskap	Förbudsmärken Påbudsmärken	VMF samt föreskrifter som är utfärdade med stöd av VMF
B Varnande budskap	Körfältssignaler Varningsmärken	VMF samt föreskrifter som är utfärdade med stöd av VMF
C Informerande budskap	Anvisningsmärken Lokaliseringsmärken Upplysningsmärken	VMF samt föreskrifter som är utfärdade med stöd av VMF

Ett upplysningsmärke är en texttavla som kan förmedla varnande eller informerande budskap till trafikanterna. I ett upplysningsmärke kan andra vägmärken infogas. Upplysningsmärken ingår i den nya Vägmärkesförordningen (2007:90).

Operatörsstyrda skyltar för fritext och symboler kan användas för störningsinformation, restider och omledning. Störst nytta gör icke självklar information vid komplicerade förhållanden och störst effekt har dessa omställbara vägmärken på framkomligheten. Beroende på typ av meddelande och omfattningen av störningen, går det att få en lagom stor andel trafikanter att välja alternativ väg, vilket minskar de totala restiderna. Ur ett framkomlighetsperspektiv finns det en optimal omledningsfaktor som beror på alternativvägarnas kapacitet.

*Restids- och incidentinformation* kan innebära att trafikanter väljer alternativa vägar i samband med t.ex. olyckor. Beroende på faktorer som incidentens storlek, alternativa vägar och andelen resenärer som förändrar sin rutt kan restids- och incidentinformation medföra att kösituationen förbi en viss incident minskar och att restiden därmed förbättras.

Restidsnyttan till följd av ruttval vid stora incidenter genereras i första hand från de resenärer som väljer att ligga kvar på den väg där incidenten inträffat. Vid mindre incidenter

är den primära nyttan värdet av informationen i sig<sup>49</sup>. Informationsvärdering behandlas i kapitel 5 - Transportkvalitet, avsnitt 5.8.18.

Vid beräkning av restidsvinster vid restids- eller incidentinformation krävs att ett stort antal situationsspecifika faktorer, såsom storlek på incident, tidpunkt för incident, alternativa vägar med mera vägs in i analysen. I de fall underlag i form av bl.a. trafikflöden, incidentfrekvens, varaktighet, kapacitet på omledningsvägnät, finns att tillgå kan storleksordningen på eventuella restidsvinster skattas med hjälp av en trafikmodell. En kvalitativ bedömning av åtgärdens effekter på restid kan dock alltid göras och beskrivas som en ej prissatt positiv effekt i den samlade effektbedömningen.

För att kunna beräkna effekten på restiden till följd av restids- och incidentinformation krävs kännedom om hur många resenärer som byter rutt till följd av information. Detta beror bland annat på storleken på incidenten, när störningen uppstår, hur informationen förmedlas och detaljeringsgraden i informationen<sup>50</sup>. Exempelvis indikerar studier att det kan krävas upp till 15 minuters försening innan resenärer byter rutt<sup>51</sup> och i rusningstrafik, då omgivande vägnät kan vara hårt belastat, kan omledningsandelen vara begränsad<sup>52</sup>.

Studier visar att trafikinformationstavlor som ger information om incidenter kan medföra att mellan 5 och 25 % av resenärerna väljer annan väg<sup>53</sup>. Vid rekommendation om alternativa omledningsvägar vid stora incidenter kan andelen trafik som leds om komma att öka och uppgå till över 20 % och i vissa fall över 50 %<sup>54</sup>. Andra studier har visat att det kan krävas upprepade informationsbudskap innan dess att trafikanterna byter rutt, samt att mediekanal för förmedling av information kan påverka<sup>55</sup>.

Restidsminskningar på mellan 3 och 9 % har uppmätts vid större incidenter, till följd av trafikinformation<sup>56</sup>. Vid hög andel omledning kan dock negativa effekter uppstå till följd av ökade förseningar på lokalvägnätet. En simulering av Partihallsförbindelsen i Göteborg påvisade en optimal omledning på cirka 20 % av huvudvägens flöde<sup>57</sup>.

#### *Information om tillfällig omledning/vägarbete*

Vid ett vägbygge på E18 vid Västerås under 2007 sattes åtta mobila VMS ut. Syftet var att kunna anpassa hastigheten för vägarbetarnas trygghet under byggtiden. Hastighetssänkningar kunde tillämpas under arbetstid, samtidigt som farten kunde tillåtas vara högre under helger och nätter då ingen verksamhet pågick.

---

<sup>49</sup> Vägverket. (2009). Verifiering av nyttan med bättre trafikinformation. Vägverket (Publikation 2009:43).

<sup>50</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2010). Aktiv högrafikledning: Kunskapsdokument och tillämpningsråd. Stockholm, Trafikverket.

<sup>51</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2011). Samhällsansvar för trafikinformation på väg. Stockholm: Trafikverket.

<sup>52</sup> Vägverket. (2009). Verifiering av nyttan med bättre trafikinformation. Vägverket (Publikation 2009:43).

<sup>53</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2011). Samhällsansvar för trafikinformation på väg. Stockholm: Trafikverket.

<sup>54</sup> Lind, Gunnar. (2007). Effekter av ITS – nordiska erfarenheter. Movea trafikonsult AB.

<sup>55</sup> Börjesson, M., Dillén, J., Lind, G. & Avery, Ryan P. (2007). Trut - information search cost and benefits of traffic information. 15th World Congress on Intelligent Transport Systems and ITS America Annual Meeting 2008. New York 16–20 November.

<sup>56</sup> Satsa. (2011). Kombinationer av effektiva åtgärder och deras samlade effekter. Stockholm: Samverkan för effektivt transportsystem i Stockholmsregionen (SATSA) (Rapport RTN 2008-0291).

<sup>57</sup> Vägverket. (2009). Verifiering av nyttan med bättre trafikinformation. Vägverket (Publikation 2009:43).

### *Fasan-projektet*

En experimentell studie som gjordes i Fasan-projektet<sup>58</sup> av olika budskap på Värmdöleden och Nynäsvägen visade att nästan alla uppmärksammade skylten, tre fjärdedelar uppfattade budskapet och att hälften i efterhand kunde återge budskapet. Nästan en av tio av de som uppfattat budskapet ansåg sig kunna bedöma hur man själv skulle påverkas av händelsen. Men det var bara 10 procent som ansåg sig ha ändrat körbeteende och lika stor andel valde att åka en annan väg. Tre av fyra var positiva till VMS och en av tio var negativ. Den positiva inställningen till VMS som informationskanal vid allvarligare störningar går igen i flera intervjuundersökningar.

### *Vädervarning*

Längs fjällvägarna E10, E12 och väg 95 i Norra Norrland satte dåvarande Vägverket upp åtta VMS-skyltar på strategiska platser för att informera trafikanterna om avstängda vägar. Under 2003 gjorde Vägverket en utvärdering i syfte att granska hur information på vädervarningsskyltar efter väg E10 tas emot av trafikanter samt vad de tycker om denna typ av budskap. Studien visar att trafikanternas upplevelse av skyltarna är positiv vad gäller utseende, placering och budskap. De känner sig trygga och uppskattar information om avstängning. Med skyltarnas hjälp kan de i tid välja hur de ska agera.<sup>59</sup>

### *Dynamisk parkeringsinformation*

Dynamisk parkeringsinformation kan leda till färre kantstensparkeringar, men övriga effekter på exempelvis söktrafik, är små eller osäkra. Det beror troligen på att problemen är för små - det är sällan förstahandsvalet fallerar och systemen används framförallt för att bekräfta gjorda val. Förarna är dock positiva till informationen. I Göteborg finns sedan 2006 ett speciellt system för evenemangsparkering längs genomfartsvägen E6 genom Gårda. Intervjuer från utvärdering av systemet visar att såväl evenemangsarrangörer, parkeringsbolag samt Trafikverket och Trafikkontoret är nöjda med systemet. Detta tack vare att söktrafiken har kunnat minskas och att besökare kommer till rätt anläggning och lämplig parkering inom aktuellt område och i rätt tid. En trafikantundersökning visar att den långväga biltrafik som kommer till staden i samband med evenemang är hjälpta av parkeringsinformationen. Nio av tio bilister tycker skyltarna är bra.<sup>60</sup>

## 4.5.18.1 Reglering med omställbara vägmärken

### *Variabla hastighetsgränser (VH)*

På vägavsnitt med variabla hastighetsgränser ändras högsta tillåtna hastighet med hjälp av omställbara vägmärken när det till exempel är risk för halka eller köbildning, när det finns oskyddade trafikanter på vägen eller andra försämrade och riskfyllda förhållanden råder. Mellan 2008-2012 drevs en försöksverksamhet med varierande högsta tillåtna hastighet på ett 20-tal platser runtom i Sverige. Försöket visar att åtgärden generellt ger bättre anpassning av hastigheten till trafiksituationen än traditionell plåttutmärkning. Olycksrisken har överlag minskat, tempot har blivit lugnare, och framkomligheten har förbättrats något. Hastighetsregleringen varierar beroende på vägsträckans utformning och vilket problem som adresseras.

På motorvägsavsnitt varierar hastigheten i steg om 10 km/h upp till 120 km/h beroende på aktuellt trafikläge och väderförhållanden, på andra sträckor är det hastighetsnedsättningar med 30 och 50 km/h som träder i kraft när exempelvis någon konfliktsituation uppstår.

---

<sup>58</sup> Lindkvist et al (2006), Bättre trafikinformation – Resultat av Fasan-projektet. Vägverket Publ 2006:101

<sup>59</sup> ITS på väg, Trafikverket, [www.trafikverket.se/itspavag](http://www.trafikverket.se/itspavag)

<sup>60</sup> Utvärdering P-evenemang, Vägverket Region Väst och Trafikkontoret Göteborg, 2008.

### *Väderstyrd VH*

På väderstyrda sträckor kan medelhastigheten öka något under goda körförhållanden. Det gäller särskilt om den högsta tillåtna hastigheten höjts vid införandet av variabel hastighet. Vid svårare väglagsförhållanden sjunker hastigheten markant med Variabel Hastighet. Men eftersom goda väglagsförhållanden råder för det mesta (75 – 80 % av tiden) så leder detta till totalt sett positiva restidseffekter.

### *VH med styrning utifrån oskyddade trafikanter*

I korsningar och i samband med övergångsställen sjunker medelhastigheten med variabel hastighet då det finns fordon eller fotgängare som ska passera över vägen. Detta underlättar för dessa grupper att köra ut på eller korsa vägen och bidrar därmed till förbättrad tillgänglighet. Restidsförändringen för fordon på huvudvägen som passerar korsningen är marginell.



### Trafikstyrd VH på sträcka/harmonisering

Trafikstyrd variabel hastighet på sträcka används på högtrafikerade motorvägsavsnitt i syfte att förhindra kapacitetssammanbrott, öka genomströmningen och minska antalet olyckor. Åtgärden bidrar till att minska hastighetsskillnaden mellan fordon vilket ger ett mer homogenerat flöde och minskad ryckighet. De plötsliga stoppen blir mindre vanliga vilket innebär att trafiken kan flyta jämnare med högre genomsnittshastighet under de högst belastade perioderna. Konsekvensen blir restidvinster som kan bli stora beroende på de aktuella förhållandena.

För att trafikstyrd VH skall ge positiva restidseffekter krävs att bilisterna håller en hastighet om mer än ca 80 km/h. Vid lägre hastighet än 80 km/h får variabla hastigheter främst en funktion som kövarning vilket kan minska olycksrisken. Det är också vanligt förekommande att variabla hastighetsskyltar kombineras med kövarningssymboler i ett MCS.

Effekten av trafikstyrd VH är beroende av lokal utformning och trafiksituation. Detaljerad beräkning av åtgärdens påverkan på restid kräver ett omfattande dataunderlag avseende flöde och hastighet samt en detaljerad trafikmodell, alternativt att detaljerade resultat från utvärderingar kan översättas till aktuell sträcka.

Vid normal användning kan följande effekter väntas om systemet aktiveras vid mer än 70 % kapacitetsutnyttjande ( $v/c > 0,7$ ) och funktionaliteten innebär att harmonisering sker vid minst 75 % av teoretiskt möjliga tillfällen:

- Minskad fördröjning uppskattas till 1-15% med VH/harmonisering beroende på hastighetsgräns.
- Fordonshastigheten i kön antas ligga på 50 km/h i samband med överbelastningar

Ett kalkylark har tagits fram för att underlätta beräkningarna. Underlaget redovisas i Strömgren och Lind (2017)<sup>61</sup>.

1. Trafikarbete som berörs av åtgärden beräknas genom att räkna upp trafikflödet till årsvärde och multiplicera med sträckans längd (normalt  $\text{ÅDT} \cdot 365 \cdot \text{längd (i km)}$ ).
2. Medelhastighet beräknas enligt tidigare avsnitt i Kap 4 Tillgänglighet. Hastigheten påverkas av antal körfält, hastighetsbegränsning och trafikflödet (ÅMD).
3. Andel tät trafik beror av trafikflödet (ÅMD) och antal körfält på sträckan enligt Tabell 4-41. Andelen har antagits överensstämma med andelen trafikarbete med tät trafik och belastningsgrad över 0,7. Beräkningarna utgår från flödets fördelning på timmar enligt rangkurvan för närtrafik. Se vidare Lind och Strömgren (2011)<sup>62</sup>.

---

<sup>61</sup> Strömgren, P. och Lind, G. (2017) Samhällsekonomisk kalkyl avseende motorvägsstyrnings-system (MCS). Förslag till metodik. Movea.

<sup>62</sup> Movea (2011) Smart navigering. Vilken nytta gör trafikinformation i bilen? Gunnar Lind och Anders Lindkvist.

Tabell 4-41 Skattad andel aktiv trafikledning (andel tät trafik) för olika typer av motorvägar

ÅMD	Maximal genomströmning per timme	% av ÅMD	v/c=0,7	% av ÅMD	Andel tät trafik	Andel överbelastning
MV 4f						
15000	3900	52,0	2730	36,4	< 1%	< 1%
30000	3900	26,0	2730	18,2	< 1%	< 1%
45000	3900	17,3	2730	12,1	< 1%	< 1%
60000	3900	13,0	2730	9,1	9%	< 1%
75000	3900	10,4	2730	7,3	28%	4%
90000	3900	8,7	2730	6,1	51%	14%
MV 6f						
75000	5700	15,2	3990	10,6	3%	< 1%
90000	5700	12,7	3990	8,9	12%	< 1%
105000	5700	10,9	3990	7,6	23%	2%
120000	5700	9,5	3990	6,7	39%	7%
135000	5700	8,4	3990	5,9	54%	16%
MV 8f						
90000	7400	16,4	5180	11,5	1%	< 1%
105000	7400	14,1	5180	9,9	5%	< 1%
120000	7400	12,3	5180	8,6	15%	< 1%
135000	7400	11,0	5180	7,7	23%	2%
150000	7400	9,9	5180	6,9	36%	5%
165000	7400	9,0	5180	6,3	48%	11%

Andel tät trafik med aktivt system antas till 75 % av teoretiskt möjliga tillfällen.

- Restid normalt i tät trafik utan trängsel beräknas med ledning av medelhastigheten, trafikarbetet och andel tät trafik på sträckan.
- Fördröjningar uppstår vid tät trafik framför allt genom att antalet sammanbrott med efterföljande köavveckling reduceras. Antalet överbelastningar som funktion av trafikarbete med tät trafik har uppskattats med modell framtagen mha CALMAR

(Trafikverket, 2013)<sup>63</sup>, som kalibrerats mot utfall för Södertäljevägen (Movea, 2015)<sup>64</sup>. Både överbelastningar i rusningstrafik och under veckoslut beaktas.

Fördröjningen (F) beräknas genom antagande om fördelning av varaktigheten (V) av olika belastningar (BG) i fem klasser. För varje klass görs en beräkning med formeln nedan:

$$F = \begin{cases} \left( \frac{350 \cdot BG^{15}}{1 + 12 \cdot BG^7} - 8 \cdot BG^{10} + 0,00062 \right) \cdot \frac{Q}{3600} \cdot V & \text{om } BG < 1,0 \\ (3010 \cdot BG - 2991) \cdot \frac{Q}{3600} \cdot V & \text{om } BG \geq 1,0 \end{cases}$$

6. Med ledning av skattat antal överbelastningar och genomsnittlig fördröjning kan förväntad extra restid i tät trafik beräknas.
7. Antalet sammanbrott och sammanhängande fördröjning reduceras tack vare VH/harmonisering. Endast ett empiriskt svenskt exempel finns från Södertäljevägen (Movea, 2015)<sup>64</sup>. Där reduceras fördröjningen med hälften under aktiva perioder med harmonisering innan sammanbrott inträffar. Detta motsvarar totalt ca 6 % lägre fördröjning under hela rusningsperioden (vid 100 km/h). Med utgångspunkt från detta antagande kan den minskade fördröjningen tack vare VH/harmonisering beroende på hastighetsgräns skattas enligt Tabell 4-42.

Hastighetsgräns	Reduktion fördröjning
70	1 %
80	1,5 %
90	3 %
100	6 %
110	10 %
120	15 %

Tabell 4-42 Minskad fördröjning tack vare harmonisering vid olika hastighetsgränser

Fördröjningen innebär extra restid för trafikanten under rusningstid då längre restid då och då förekommer, men inte är helt oväntad. Värderingen för trängselstid (ej förseningstid) är därför relevant.

<sup>63</sup> Trafikverket (2013) Trafikverkets metodbeskrivning för beräkning av kapacitet och framkomlighetseffekter i vägtrafikanläggningar. Kap 2 Motorvägar och trafikplatser. TRV 2013:64343

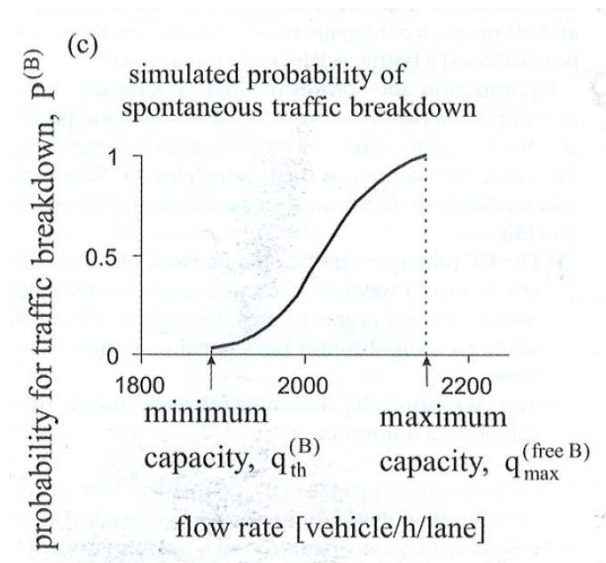
<sup>64</sup> Movea (2015) E4/E20 Södertäljevägen. Effekter av trafikledning, vägrensutnyttjande och nödfickor

Exempel:

5,2 km 8-fältig motorväg, ÅMD 153000 f/d, 6 % lastbilar och hastighetsgräns 70 km/h.

1) Trafikarbete som berörs	= 293,9 Mapkm
2) Medelhastighet	= 78,0 km/h
3) Andel tät trafik och aktivt system	= 28,5%
4) Restid normalt i tät trafik utan trängsel	= 1,08 Mftim
5) Andel överbelastningar beräknat med CALMAR	= 39,7 tillfällen per månad
6) Extra restid vid överbelastningar	= 0,27 Mftim/år
7) Minskad överbelastning vid 70 km/h	= 1 %
vilket ger totalt minskad fördröjning	= 2700 timmar per år

I tidigare version av denna effektkatalog har förenklat angivits att variabel hastighet ger 5 % ökad kapacitet. I verkligheten ökar inte kapaciteten mer än marginellt, däremot minskar risken för sammanbrott och fördröjningen enligt ovan. Jämför t.ex. resonemang i Kerner (2013)<sup>65</sup>. Spontan överbelastning uppstår som en funktion av flödet på en sträcka. Från minimikapaciteten = ca 1900 (f/h) i figuren nedan befinner sig flödet i ett labilt (eller metastabilt) läge. Vid maximikapaciteten = ca 2150 (f/h) i figuren, som brukar benämnas kapacitetsgräns, är sannolikheten för sammanbrott nära 100 %. Vid minimikapacitet är däremot sannolikheten för sammanbrott nära 0 %.



Figur 4-54 Sannolikhetsfördelning för risk för sammanbrott mellan min kapacitet och max kapacitet (Kerner, 2013)<sup>65</sup>

Nära minimikapaciteten krävs en förhållandevis stor störning av flödet pga. hastighet eller täthet (avståndshållning) för att ett sammanbrott ska inträffa. Vid maximikapaciteten krävs bara en minimal störning för att ett spontant sammanbrott ska inträffa.

Resultatet av trafikstyrd VH blir snarast att kapaciteten upprätthålls under längre tid och att överbelastningar blir något mer sällsynta. Utvärderingen visar dessutom att inte alla överbelastningssituationer kan påverkas med VH. Metoden med ökad kapacitet ger därför i medeltal en viss överskattning av effekterna av överbelastningar.

<sup>65</sup> Kerner, B.S. (2013) Fundamental Empirical Features of Traffic Breakdown. TEC.

Ovanstående metod skall endast användas för inledande och indikativ beräkning av restidsnytta. Vid fördjupning bör beräkningen istället utgå från detaljerade mätdata över flöde och hastighet per 5-minutersperiod. I detta fall baseras restidsnyttan på förlängning av tiden tills kapacitetssammanbrott sker samt hastighetsdifferens före respektive efter kapacitetssammanbrott. Analyserna görs för ett antal enskilda dygn så att trafikvariationen från dag till dag blir representativ.

### *Kövarningssystem*

Kövarningssystem har stor effekt på antalet upphinnandeolyckor och bidrar till mjukare körstil. Som följd av att färre sekundärolyckor uppstår vid olyckor och köer påverkas även fördröjningar och restid. Erfarenheten från E4 Södertäljevägen är att trafiken flyter bättre och en liten ökning av hastigheten uppstår även när kövarningssystemet är passivt (Movea, 2015)<sup>64</sup>. Detta kan tillskrivas det omvända signalvärdet av att "vägen är fri". Nyttan av kövarningssystem kan förväntas minska då allt fler fordon utrustas med automatisk nödbroms.

Vid normal användning kan följande effekter väntas:

- En liten hastighetsökning om 0,5 km/h uppstår även när MCS ej är aktivt
- Frekvensen allvarliga incidenter på statliga vägnätet uppgår till 0,872 per miljon fkm enligt Tabell 4-43.
- Fordonshastigheten i kön antas ligga på 40 km/h i samband med olyckor och allvarliga incidenter

Ett kalkylark har tagits fram för att underlätta beräkningarna. Underlaget redovisas i Strömgren och Lind (2017)<sup>61</sup>.

1. Trafikarbete som berörs av åtgärden beräknas genom att räkna upp trafikflödet till årsvärde och multiplicera med sträckans längd (normalt  $\text{ÅDT} \cdot 365 \cdot \text{längd (i km)}$ ).
2. Medelhastighet beräknas enligt tidigare avsnitt i Kap 4 Tillgänglighet. Hastigheten påverkas av antal körfält, hastighetsbegränsning och trafikflödet (ÅMD).
3. Restid normalt beräknas med ledning av medelhastigheten, trafikarbetet och andel trafik på sträckan.
4. Reshastigheten antas öka med 0,5 km/h både i hög- och lågtrafik. Med detta antagande kan minskad restid på sträckan beräknas.
5. Fördröjningar uppstår pga. olyckor och andra incidenter samt efterföljande köer. Förekomsten av olika typer av incidenter har skattats till ca 180 000 per år för hela svenska vägnätet (Movea, 2011)<sup>66</sup>.

---

<sup>66</sup> Movea (2011) Smart navigering. Vilken nytta gör trafikinformation i bilen? Gunnar Lind och Anders Lindkvist.

Händelsetyp	Fördelning enligt äldre studie från 1978	Antal objekt i Triss per år	Skattad andel av faktisk frekvens	Gissning antal händelser från andra källor	Kategori	Andel
Olycka, mycket stor påverkan	2%	623	95%	2020	v1	1%
Olycka, stor, bör vara mkt stor		1300			v1	0%
Olycka, stor påverkan	3%	7562	20%	37800	v2,v3	21%
Övr olycka (liten/ingen påverkan)	39%	1821	5%	36400	v5	20%
Vägarbete mkt trafikstörande	1%	817	20%	4090	v3	2%
Övr vägarbete, inkl fel skyltn.	3%	10762	60%	17900	v5	10%
Djur på vägen	1%	7469	50%	14900	v5	8%
Fordonshaveri	34%	11068	40%	27700	v4	15%
Föremål på väg (träd, last mm)	1%	3244	90%	3600	v4	2%
Tillfälliga begränsningar	4%	2400	75%	3200	v4	2%
Bärgning	0%	543	40%	1360	v3	1%
Vägskada, fel på trafikanordn	5%	512	40%	1280	v5	1%
Kö/stillstående trafik	1%	1576	45%	3500	v2	2%
Brand	1%	139	90%	150	v4	0%
Evenemang, kortege	0%	73	50%	150	v3	0%
Status händelse, konsekvenser mm	0%	500	10%	5000	v5	3%
Väder, väglag	2%	232	20%	1150	v5	1%
Övrigt blandat	4%	1876	10%	18800	v4	11%
<b>Summa</b>		<b>52517</b>		<b>179000</b>		<b>100%</b>
Allvarliga incidenter	kategori v1-v3			48920		
Trafikarbete, Mfkm	statliga vägnätet			56077		

Tabell 4-43 Förekomst av händelser på statliga vägnätet (Movea, 2011)<sup>66</sup>

Dessa har klassats i fem kategorier beroende på varaktighet. De tre kategorier som har en varaktighet över 45 min (0,75 timmar) motsvarar en andel på 27 % av alla incidenter och utgör de som har störst sannolikhet att leda till kövarning. Det betyder att vi bortser från incidenter med kortare varaktighet, som ofta har mindre konsekvenser och där effekterna av kövarningar är betydligt mindre.

	Andel
V1 = Varaktighet (h) 1,5	1 %
V2 = Varaktighet (h) 1	9 %
V3 = Varaktighet (h) 0,75	17 %

Tabell 4-44 Skattad frekvens av allvarliga incidenter på statliga vägnätet

- För varje kategori V1-V3 har belastningsgrad skattats och fördröjningen beräknats med en modell framtagen mha CALMAR (Trafikverket, 2013)<sup>63</sup> och empiriska incidentdata.
- Minskad fördröjning beräknas genom antagandet att förekomsten av alla allvarliga konsekvenser (V1-V3) minskar i samma utsträckning som sekundärolyckor genom kövarning/rek. hastighet. Minskningen blir då upp till 7,5 % (50 % av 15 %) beroende på högsta hastighet. Fördröjningen innebär oväntad extra restid för trafikanten. Värdningen för förseningstid är därför relevant.

Exempel:

5,2 km 8-fältig motorväg, ÅMD 153000 f/d, 6% lastbilar och hastighetsgräns 70 km/h.

1) Trafikarbete som berörs	= 293,9 Mapkm
2) Medelhastighet	= 78,0 km/h
3) Restid normalt hög- och lågtrafik	= 3,8 Mftim
4) Ökad reshastighet generellt tack vare MCS	= 0,5 km/h
5) Antal incidenter beräknat med CALMAR	= 21,4 tillfällen per månad
6) Extra restid pga allvarliga incidenter	= 0,08 Mftim/år
7) Minskad fördröjning tack vare kövarning	= 0,9%
vilket ger totalt minskad restid	= 20000 timmar
samt totalt minskad fördröjning	= 700 förseningstimmar per år

#### 4.5.18.2 System för körfältsstyrning på flerfältig väg

##### *Motorvägskontrollsystem (MCS)*

Motorvägskontrollsystem, MCS, är uppbyggt av kapacitets- och säkerhetshöjande delsystem som informerar och reglerar trafik på motorväg. MCS kan omfatta flera olika typer av åtgärder och effektbeskrivningarna nedan avser MCS-system med de tre komponenterna körfältsstyrning, variabel hastighet och kövarning. Genom att kombinera åtgärderna i ett system kan systemeffekter eventuellt uppnås.

Ett viktigt syfte med MCS är att förbättra kapaciteten på befintligt vägnät. MCS kan även medföra förbättrad hantering vid incidenter och vägarbeten, vilket kan förbättra trafiksäkerheten eller effektivisera underhållsarbeten av väg och vägsidesutrustning. Det bör dock beaktas att nyttan av MCS system kan förväntas minska då allt fler fordon utrustas med automatisk nödbroms.

Variabla hastigheter, som är en av de centrala komponenterna i ett MCS kan bidra till en homogenisering av trafikanters hastighet och därmed öka kapaciteten. Effekten av homogeniserande variabel hastighet blir som störst på vägar med hastighetsgräns 110 eller 120 km/h, vilket är relativt ovanligt på svenska vägar, framförallt i tätortsmiljö där kapacitetsbegränsande situationer ofta uppstår. Vid lägre hastighetsgränser kan effekten bli mindre.

Vid hastigheter lägre än 80 km/h uppnås ingen homogeniserande effekt, istället får de variabla hastigheterna primärt en kövarningsfunktion<sup>67</sup>. Det är dessutom vanligt att variabla hastigheter kombineras med just kövarningssymboler som ett sätt att uppmärksamma att en incident inträffat eller att kapacitetsbegränsningar föreligger. De utvärderingar som gjorts av kövarning omfattar ofta system där kövarning kombineras med variabla hastigheter. Kövarningssystem (i form av variabla hastigheter kombinerat med kövarningssymboler) bedöms inte medföra någon effekt på kapaciteten eller framkomligheten, däremot bedöms trafiksäkerheten förbättras. Trafiksäkerhetseffekter behandlas i kapitel 6 – Trafiksäkerhet, avsnitt 6.3.19.

Internationella utvärderingar av MCS-system indikerar att systemet kan bidra till positiva kapacitetseffekter. Emellertid är förhållandena ofta inte jämförbara med svenska stadsmotorvägssystem då utländska system ofta tillämpas på motorvägar med högre

<sup>67</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2010). Aktiv högtrafikledning: Kunskapsdokument och tillämpningsråd. Stockholm, Trafikverket.

hastighet<sup>68</sup>. Sammantaget visar de utvärderingar som gjorts av sammanhängande MCS-system på en relativt splittrad bild. Generellt sett finns förhållandevis få systematiska utvärderingar både vad gäller effekten av körfältsstyrning och effekten av homogeniserande variabla hastigheter<sup>69</sup>. De svenska erfarenheter som finns påvisar en relativt begränsad effekt. Samtidigt finns utländska studier som ger en mer positiv bild av vilken påverkan ett MCS-system kan ha. Överförbarheten till svenska förhållanden kan emellertid vara liten.

Vid bedömning av MCS-systems effekter är det viktigt att ha i åtanke att de olika delarna i systemet ger olika effekt och verkar under olika förutsättningar, dessutom påverkar fordonsflottans utveckling med en rad förarstödsystem som minskar risken för upphinnandeolyckor. Vid höga hastigheter kan variabla hastigheter medföra ett kapacitetstillskott och minskade olyckor medan det vid lägre hastigheter främst är kövarningssystemen som ger effekt. Vid samhällsekonomiska bedömningar behöver det således beaktas hur ofta de olika trafiksituationerna uppkommer för att därigenom kunna skatta effekten av MCS-systemet som helhet.

Homogeniseringseffekten av variabla hastigheter som en funktion av MCS uppnås primärt på vägar där bilisterna håller en hastighet på åtminstone 80 km/h och där hastigheten regelbundet sjunker med mer än 10 km/h. Under dessa förutsättningar kan variabla hastigheter medföra ett kapacitetstillskott på ungefär 5-10 % (för referenser se avsnitt "Trafikstyrd VH på sträcka" ovan).

Vid beräkning av restidsvinster till följd av MCS är det framförallt kapacitetshöjningen till följd av trafikstyrd VH som bör analyseras. I likhet med rekommendationer enligt ovanstående avsnitt "Trafikstyrd VH på sträcka" kan även för MCS användas en ökning av kapaciteten med 5 % för att genom räkneexempel skatta en storleksordning på nyttan. På motsvarande sätt används även för MCS hastighets-/flödessamband, för Motorväg med 80 km/h eller högre.

#### *Påfartsreglering (vid motorväg)*

På högtrafikerade motorvägar kan anslutande trafik från ramper skapa störningar i trafiken som reducerar huvudvägens kapacitet väsentligt. Med påfartsreglering kan anslutande trafik på rampen portioneras ut med syfte att uppnå smidigare vävning och förhindra köer så att huvudvägens kapacitet utnyttjas optimalt. Detta görs med speciella trafiksignaler som med korta grön-gul-röda intervaller bromsar upp påfartsflödet. Åtgärdens syfte är att öka kapacitetsutnyttjandet och därigenom förbättra restiderna på huvudvägen.

Påfartsreglering kan vara lämpligt att tillämpa på motorvägar där flaskhalsar regelbundet uppstår i samband med vävning vid påfart. För att påfartsreglering ska ge effekt krävs högt flöde på huvudvägen samt ett högt kapacitetsutnyttjande, åtminstone 80 %<sup>70</sup>.

Effekten av påfartsreglering är i mycket hög utsträckning beroende av lokal utformning och trafiksituation. Detaljerad beräkning av åtgärdens påverkan på restid kräver därmed ett omfattande dataunderlag avseende flöde och hastighet samt en detaljerad trafikmodell, alternativt att detaljerade resultat från utvärderingar kan översättas till aktuell sträcka. En

---

<sup>68</sup> Kronborg, K., Lind, G., Lindkvist, A., & Lindqvist, E. (2011). ITS i kapacitetsutredningen: Behov, system och effekter. Stockholm: Movea Trafikkonsult AB.

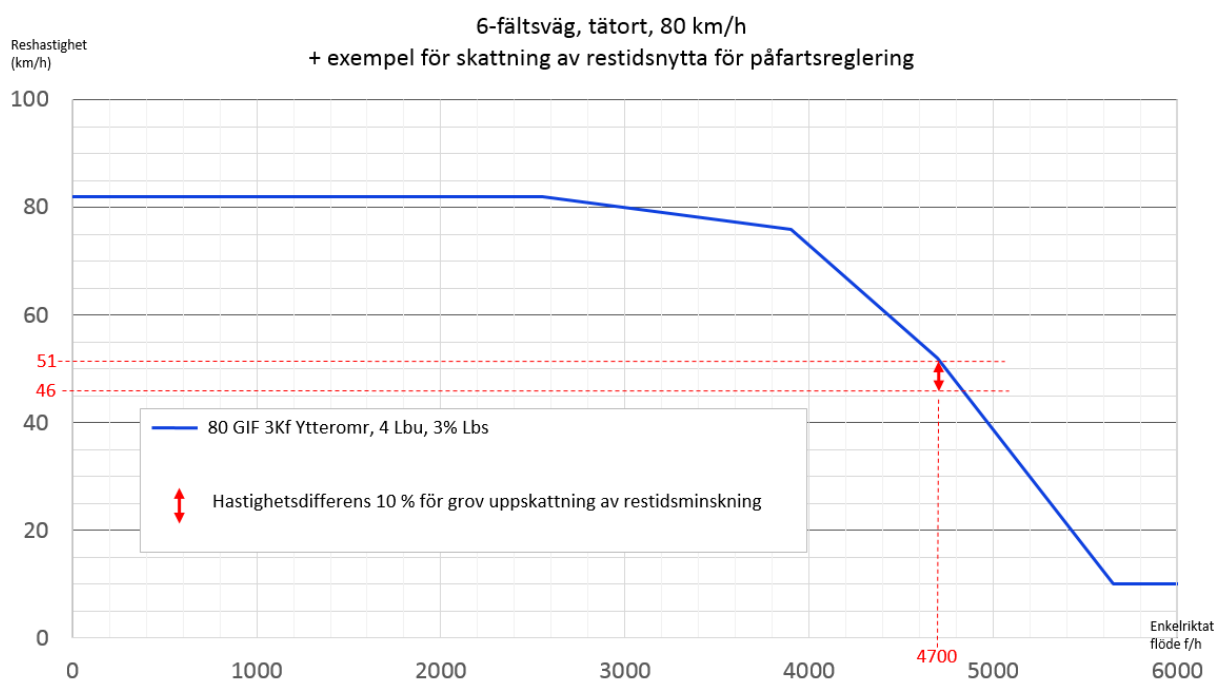
<sup>69</sup> Nissan, A. (2010). Evaluation of Variable Speed Limits: Empirical Evidence and Simulation Analysis of Stockholm's Motorway Control System. Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.

<sup>70</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2010). Aktiv högtrafikledning: Kunskapsdokument och tillämpningsråd. Stockholm, Trafikverket.



grov uppskattning av åtgärdens potentiella restidsnytta kan dock göras och ska i sådana fall baseras på antagande om en generell höjning av medelhastigheten med 10 % under de perioder då flödet överstiger 80 % av kapacitetsmax för aktuellt vägsnitt.

Beräkningen baseras på antagande om att systemet aktiveras, dvs. att flödet från påfartsrampen regleras, då flödet på huvudvägen överstiger 80 % av kapacitetsmax. Med hjälp av hastighet- flödessamband för aktuell vägtyp läses därefter medelhastighet före respektive efter åtgärd av vid den punkt då kapacitetsmax överskrids. Den oreglerade påfarten antas påverka huvudvägens flöde så att hastigheten blir lägre än det skulle vara i normalfallet. När påfartsregleringen aktiveras höjs hastigheten med 10 % och antas då motsvara normal hastighet. Metoden kan användas för motor- och flerfältsvägar och exemplifieras nedan för 6-fältsväg tätort 80 km/h.



Figur4- 4-55. Reshastighetsflödessamband för sexfältsvägar med hastighetsbegränsning 80 km/h, kompletterat med illustration för avläsning av hastighet med respektive utan åtgärd vid grov uppskattning av restidsnytta för påfartsreglering.

#### Beräkningsexempel, 6-fältsväg, tätort, 80 km/h med kapacitetsmax: 4700 fordon/h

Lokala förutsättningar i exemplet:

- Hastighet-/flödesmätningar visar att trafiksammanbrott har skett samt att flödet överstiger 80 % av kapacitetsmax, dvs. 3760 f/h, under 2 timmar.
- Sträckans längd där åtgärden bedöms ge effekt: 1,5 km

Avläsning/beräkning av hastighet före och efter åtgärd:

- Hastighet före åtgärd = 46 km/h. Hastigheten vid kapacitetmax läses av i diagram ovan (vid 4700 f/h) och delas därefter med 1,1 (dvs.  $51/1,1 = 46$  km/h).
- Hastighet efter åtgärd = 51 km/h. Läses av i diagram ovan vid punkt för kapacitetsmax (dvs. vid 4700 f/h).

Beräkning:

- Restidsvinst =  $4700 \times 2 \times 1,5 \times (1,1/51 - 1/51) = 28$  timmar

Tidsperiod och sträcka som används i beräkningen ska tydligt redovisas. Beräkningen gäller under förutsättning att kapacitetsproblemet är isolerat till aktuell trafikplats. Därför ska även avstånd till närliggande trafikplatser redovisas tillsammans med analys och bedömning av risk för kapacitetssammanbrott i anslutning till dessa.

Rekommenderat värde för ökad medelhastighet vid beräkning enligt ovan är baserat på svenska och internationella studier vilka ges en kort beskrivning nedan.

De förväntade effekterna av påfartsreglering är minskade köer på huvudvägen och ökad medelhastighet. Kapacitetstillskottet till följd av påfartsreglering bedöms uppgå till ett par procent enligt flera studier<sup>71 72 73</sup>. Som en konsekvens av kapacitetstillskottet bedöms medelhastigheten på huvudvägen öka med cirka 10 % jämfört med en situation utan påfartsreglering<sup>74 75</sup>. Påfartsreglering leder även till att perioderna med låga hastigheter, under 30 km/h, på motorvägen reduceras<sup>76</sup> och en viktig positiv följd av påfartsreglering är att åtgärden förskjuter eventuella kapacitetssammanbrott<sup>77</sup>.

Effekten av påfartsreglering beror, förutom kapacitetsutnyttjandet på huvudvägen, även av trafikflödet på påfartsrampen som vid höga flöden kan leda till köbildningar som i sin tur kan spridas till det lokala vägnätet. Detta var en av anledningarna till att ett första försök med påfartsreglering i Sverige släcktes ner<sup>78</sup>. Trafikflöde och kapacitet på påfartsrampen måste alltså beaktas. Om trafikflödet på enfältig påfartsramp överstiger 900 fordon per timma bedöms påfartsreglering medföra negativa effekter för lokal trafik<sup>79</sup>. Det motsvarar att ett fordon släpps iväg var fjärde sekund. Vid högre trafikflöde på rampen riskerar köerna att växa ut på lokalvägnätet, alternativt behöver fordon släppas iväg med kortare intervaller, vilket motverkar syftet med åtgärden.

---

<sup>71</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2010). Aktiv högtrafikledning: Kunskapsdokument och tillämpningsråd. Stockholm, Trafikverket.

<sup>72</sup> Pyne, M. & Tarry, S. (2004). UK - M6 Motorway Ramp Metering 1986-1997. The European Commission, Directorate General Energy and Transport, TEMPO Programme.

<sup>73</sup> Runte, Karina. (2009). Design, setting up and installation of ramp metering on motorways intersections. The European Commission, Directorate General Energy and Transport, TEMPO Programme.

<sup>74</sup> Desnouailles, C. & Helleman, B. (2011). Ramp Metering: CEDR Fact Sheet task 12. Paris: Conference of European Directors of Roads (CEDR).

<sup>75</sup> Haj-Salem, H., Farhi, N. & Lebacque, J.P. (2014). Combining Ramp Metering and Hard Shoulder Strategies: Field Evaluation Results on the Ile de France Motorway Network. Transportation Research Procedia, vol. 3, s. 1002 – 1010.

<sup>76</sup> Høy, Alena. (2013). Verktøy for virkningsberegning av ITS-tiltak. Oslo: TØI (TØI rapport 1289/2013).

<sup>77</sup> Kronborg, K., Lind, G., Lindkvist, A., & Lindqvist, E. (2011). ITS i kapacitetsutredningen: Behov, system och effekter. Stockholm: Movea Trafikkonsult AB.

<sup>78</sup> Lindkvist, A. & Lind, G. (2010). Aktiv högtrafikledning: Kunskapsdokument och tillämpningsråd. Stockholm, Trafikverket.

<sup>79</sup> Hasselblom, S. (2010). Analys av trängsel på motorväg: Beräkningsmodeller för medelflöden/medelhastigheter samt utformning av påfartsreglering i Göteborg. Göteborg: Chalmers University of Technology (Examensarbete - Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola, nr: 2010:32).

Effekterna av påfartsreglering är beroende dels av hur ofta kapacitetsbrister uppstår på huvudvägen, dels hur kapacitetssituationen ser ut på resterande delen av huvudvägnätet. Om det på flera trafikplatser längs en specifik sträcka uppkommer flaskhalsar medför påfartsreglering på en av trafikplatserna endast effekt på en geografiskt begränsad sträcka. Det medför att påfartsreglering främst förskjuter kapacitetssammanbrottet under en begränsad tid. Dessutom är risk för spridning av flaskhalsar till övriga delar av huvudvägen avgörande för hur stor effekten blir. Om påfartsregleringen medför att trafik omfördelas till andra påfartsramper kan nya flaskhalsar uppstå, vilket måste beaktas från fall till fall.

Vid bedömning av påfartsregleringens effekter är det således av stor vikt att beakta kapacitetssituationen på vägnätet som helhet.

#### *Vägrensstyrning*

Användandet av vägren som temporärt extra körfält kan övervägas på högtrafikerade motorvägar om återkommande sänkt hastighet med mer än 20 km/h förekommer under rusningstid. Syftet är att uppnå högre vägkapacitet och minska trängseln i väntan på vägombbyggnad till högre standard. Utnyttjandet kan som ITS-åtgärd styras antingen av tid eller av trafikflöde. Valet bör göras utifrån beräkning av nytta och kostnader. Denna ITS-åtgärd är ännu inte införd i Sverige, men förekommer i bland annat Tyskland, Nederländerna och Storbritannien.

#### 4.5.18.3 Övervaka trafik

##### *Tunnelövervakning och styrning*

System för tunnelövervakning och trafikstyrning gör det möjligt för operatörerna i trafikledningscentralen att manuellt styra trafik via omställbara vägmärken. Studier utomlands visar att det är möjligt att åstadkomma en kapacitetshöjning på 5-10 % under maxtimmen med ett intrimmat styrsystem för flerfältsvägar om risken för incidenter kan reduceras. Detta förutsätter att styrstrategin kan stabilisera flödet och minska hastighetsspridningen, så att sammanbrott med hastigheter under 30 km/h kan undvikas eller fördröjas. Det är rimligt att anta att tunnelstyrning har liknande effekter i liknande trafikmiljöer.

#### **4.5.19 Kollektivtrafikåtgärder**

Nedan beskrivs huvudsakligen hur olika kollektivtrafikåtgärder påverkar övriga fordon på vägen. Mer information om hur kollektivtrafikresenärer påverkas finns i kapitel 10.

##### 4.5.19.1 Busshållplatser

På landsbygd är effekten på biltrafikens restid av vägrenshållplats sannolikt försumbar om inte vägrenen är smal och busstrafiken tät. För övriga typer är effekten försumbar.

I tätort påverkas biltrafikens restid av bussar vid samtliga hållplatstyper beroende på att bussarna vid vissa typer helt eller delvis blockerar ett körfält och att biltrafiken är skyldig att lämna bussar företräde när de startar från hållplats. Även här är påverkan försumbar eller marginell om inte busstrafiken är tät. Studier saknas om samband mellan hållplatstyp och biltrafikens restid. Nedan finns några kommentarer om hur olika hållplatstyper påverkar restiden för andra fordon.

- Dubbel stopphållplats (även kallad timglashållplats). Restidsfördröjningen vid denna typ av hållplats bestäms av hur många bussar som stannar, samt hur lång av- och påstigningstiden är för bussresenärerna. Utöver detta måste det även tas hänsyn till

trafikmängderna i de olika riktningarna eftersom det inte är möjligt för fordon att mötas vid hållplatsen.

- Enkel stopplats används i tätort och innebär att fordon som färdas i samma riktning som bussen inte kan passera då bussen stannar vid en hållplats. Restiden vid denna typ av hållplats beräknas på liknande sätt som vid en dubbel stopphållplats, men det behöver endast tas hänsyn till fordon som färdas i samma riktning som bussen.
- Klackhållplatser kan användas i tätorter och är utformad så att bakomvarande fordon måste stanna om det endast finns ett körfält i varje riktning. På breda gator finns det möjlighet att köra om en buss som stannat vid en hållplats.
- Glugghållplatser förekommer främst i tätortsmiljö och innebär att en del av parkeringsfältet upplåts för hållplats. Vid denna typ av hållplats uppstår endast fördröjning för övriga fordon då bussen kör in eller ut från hållplatsen.
- Körbanehållplats förekommer i tätort och längs 2-fältsvägar på landsbygd. För såväl tätorts- som landsbygdsförhållanden gäller att bussen står i körbanan och kan blockera eller störa bakomvarande trafik. Undantag är i tätort då körfältet närmast kantsten görs så brett att det rymmer både en stillastående buss och omkörande bilar.
- Vägrenshållplats är en vanlig hållplatstyp längs befintliga s.k. 13-metersvägar på landsbygd. För att en hållplats ska klassas som vägrenshållplats krävs att vägaren är minst 2 meter bred. Plattform saknas ofta på vägrenshållplatser. Denna hållplatsutformning innebär i princip ingen ytterligare fördröjning för övrig trafik förutom då bussen ska kör ut från hållplatsen.
- Fickhållplats ligger skild från vägen eller gatan. Hållplatstypen är vanlig på landsbygd. Restiden för övrig trafik påverkas främst då bussen ska köra ut från hållplatsen.
- Avskild hållplats är avskärmd från vägbanan med staket, refug, grönremsa eller nivåskillnad. Inbromsning sker i huvudsak på infarten och acceleration i huvudsak på utfarten vilket innebär minimal påverkan på övrig trafik.

#### 4.5.19.2 Bussfält

Att införa bussfält genom att ta ett befintligt körfält i anspråk, och utan att bredda väg/gatusektionen medför ökad restid för biltrafiken såvida inte denna är av obetydlig omfattning. Den kapacitetsförlust på sträcka som drabbar biltrafiken kan delvis kompenseras genom att korsningarnas tillfarter utformas så att kapaciteten för biltrafiken bevaras.

Att införa bussfält på exempelvis en motorväg genom att ta vägaren och ev. del av befintlig köryta i anspråk, utan att bredda vägsektionen, kan påverka hastigheten på biltrafiken. Se avsnitt breddning.

#### 4.5.19.3 Prioritering av bussar i trafiksignaler

Bussprioriterings effekt på fördröjningar för övriga trafikanter beror helt på hur den utförs. Med modern trafiksignalteknik är det möjligt att påverka den kollektiva trafikens framkomlighet i såväl oberoende som samordnat styrda korsningar.

Prioritering av kollektivtrafik i signalreglerade korsningar kan genomföras på flera olika sätt. Vanligtvis skiljer man på aktiv och passiv prioritering.

Kännetecknande för aktiv prioritering är att det fordras detektorer som identifierar varje specifikt kollektivtrafikfordon. Aktiv prioritering innebär att fordonet ges direkt möjlighet att påverka sin egen gröntid och framkomlighet. Detta kan ske genom:

- att förlänga gröntiden i egen tillfart
- att avkorta rödtiden i egen tillfart

- att kalla på en särskild fas för fordonet.

Med ett adaptivt system kan man prioritera "lagom" mycket och ta hänsyn till hur hårt belastade korsningarna är eller om det finns köer i kritiska tillfarter, hur viktig linjen är, hur bussen/spårvagnen ligger till i förhållande till tidtabell eller dess luckor till buss framför och bakom, och kanske även till antal passagerare ombord på fordonet. Med hjälp av signalstyrningen kan man alltså även hålla isär fordon på tätt trafikerade linjer och undvika ihopklumpning.

Vid passiv prioritering av kollektivtrafik finns en rad åtgärder som bör övervägas. Med passiva åtgärder avses:

- tidsättning som favoriserar tillfart med kollektivtrafik genom en generellt anpassad gröntidsättning, exempelvis med hjälp av datormetoden TRANSYT. Det enskilda fordonet har inget direkt inflytande på trafiksignalen här.
- fysiska åtgärder av typen placering av hållplats, eller körfält reserverat för kollektivtrafiken, liksom flera körfält eller ändrad körfältsindelning.

#### **4.5.20 Miljöåtgärder**

Miljöåtgärder har normalt ingen eller lite påverkan på reshastigheter.

## 4.6 Transportkostnader

Nedan beskrivs transportkostnader på länkar och i korsningar. Transportkostnader omfattar tid, T, godskostnader (G), bränsleförbrukning (B) och däckförbrukning (D), reparationer (Fo), kapitalkostnad (Kk) och värdeminskning (Kv).

### 4.6.1 Normalvärden för vägtyper

#### 4.6.1.1 Godskostnader

Godskostnader bygger på restidsberäkningar för lastbil utan släp (Lbu) respektive lastbil med släp (Lbs). Godskostnader blir en värdering av skillnader i lastbilsrestider.

#### 4.6.1.2 Bränsleförbrukning

Vägtypen kopplas till ett av de 5 normal körförloppen (se närmare avsnitt 4.2.1.1) Körförloppen beskriver schematiskt hur en typisk hastighetsvariation ser ut beroende på vägtyp. Hastighetsvariationen ger bränsleförbrukning för de tre fordonstyperna Pb, Lbu och Lbs för ett antal hastigheter. Bränsleförbrukningen varierar beroende på årtal.

Bränsleförbrukning för erhålls genom att:

- Bestäm beräkningsår.
- Bestäm årsmedelreshastigheter för personbilar, lastbilar utan och med släp för aktuellt år (se avsnitt 4.3).
- Väglinkstypen bestäms utifrån egenskaperna tätort/landsbygd, siktclass (landbygd), trafikmiljö (tätort) och skyltad hastighet. Väglinkstypen ger också ett körförlopp, dvs. en typisk hastighetsvariation kring medelhastigheten, bestäms som ger värden,  $E_L$ , för bränsle per fordonskategori (pb, lbu, lbs) på länken för olika kravnivåer.
- Välj beräkningsår, som ger trafikarbetsandelar, medelålder och total körlängd för respektive fordonskategori och hopvägningar till medeleffekter för respektive fordonskategori
- Vägkategori och län ger också schablon tillägg för väglags- och vägytetillstånd
- En schablonkorrigering görs för lätta dieselfordon (uppdelning av bränsle på bensin och diesel).

För bränsle anges personbilar förbrukning uppdelat på bensin och diesel. För att vikta ihop dem till ett värde kan trafikarbetsfördelning enligt nedanstående tabell användas

Årtal	Fördelning personbil	
	Bensin	diesel
2010	69 %	31 %
2020	36 %	64 %
2030	34 %	66 %

Tabell 4-45. Fördelning mellan bensin och dieseldrivna fordon.

För 2050 används samma fördelning som för 2030.

Fordons - typ	Kategori							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Pb	- 1987/89 Euro 0	1988- 1995 Euro 1	1996- 2000 Euro 2	2001- 2005 Euro 3	2006- 2010 Euro 4	2011- 2014 Euro 5	2015- 2030 Euro 6	2031- "2050"
Lbu och Lbs	-1992 Euro 0	1993- 1995 Euro I	1996- 2000 Euro II	2001- 2005 Euro III	2006- 2008 Euro IV	2009- 2013 Euro V	2014- 2030 Euro 6	2031- "2050"

Tabell 4-46. Fordonskategori A-F.

År	Pb							
	A	B	C	D	E	F	G	H
2010	0 %	11 %	20 %	11 %	57 %	1 %	0 %	0 %
2020	0 %	0 %	0 %	3 %	26 %	30 %	41 %	0 %
2030	0 %	0 %	0 %	0 %	4 %	12 %	84 %	0 %
2050	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	100 %

Tabell 4-47. Trafikarbetsfördelning för olika fordonskategorier personbil år 2010, 2020, 2030 och 2050.

År	Lbu							
	A	B	C	D	E	F	G	H
2010	3 %	1 %	11 %	42 %	21 %	22 %	0 %	0 %
2020	0 %	0 %	0 %	8 %	4 %	22 %	66 %	0 %
2030	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	2 %	98 %	0 %
2050	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	100 %

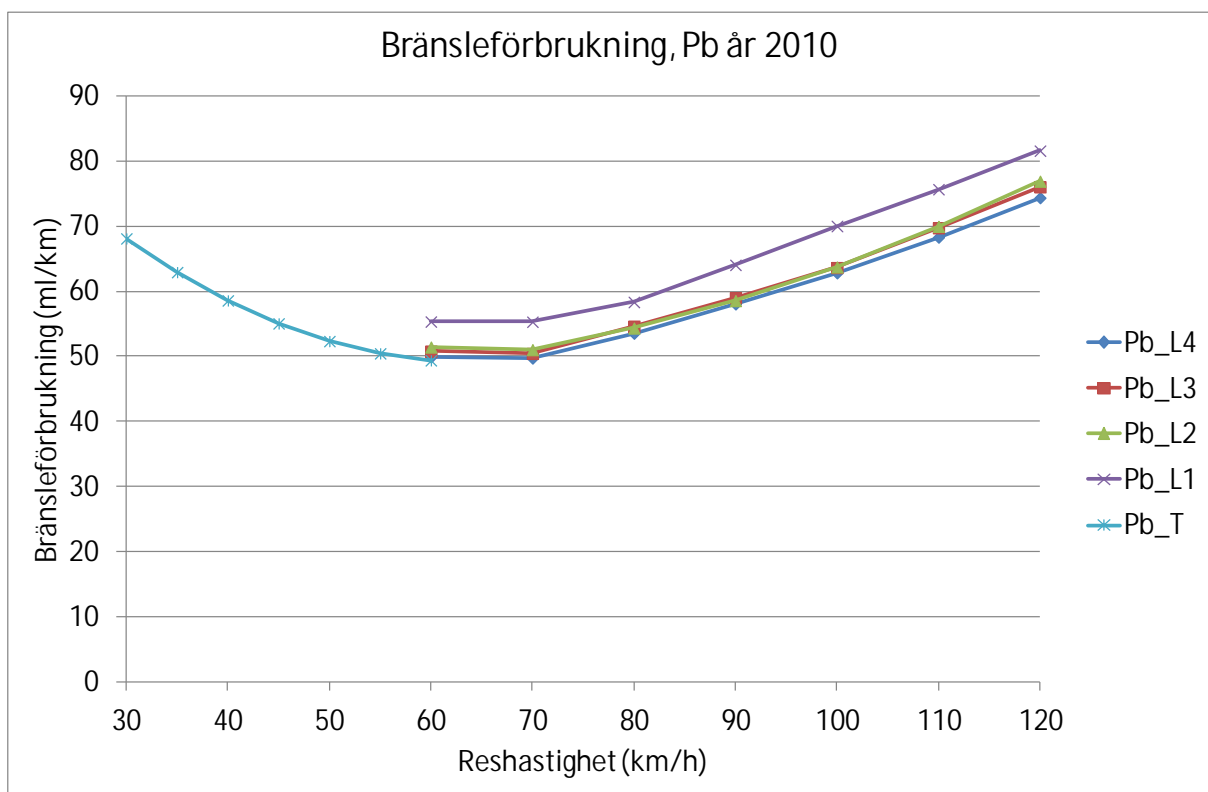
Tabell 4-48. Trafikarbetsfördelning för olika fordonskategorier lastbil utan släp år 2010, 2020, 2030 och 2050.

År	Lbs							
	A	B	C	D	E	F	G	H
2010	3 %	1 %	10 %	41 %	22 %	22 %	0 %	0 %
2020	0 %	0 %	0 %	4 %	3 %	20 %	73 %	0 %
2030	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	3 %	97 %	0 %
2050	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	100 %

Tabell 4-49. Trafikarbetsfördelning för olika fordonskategorier lastbil med släp år 2010, 2020, 2030 och 2050.

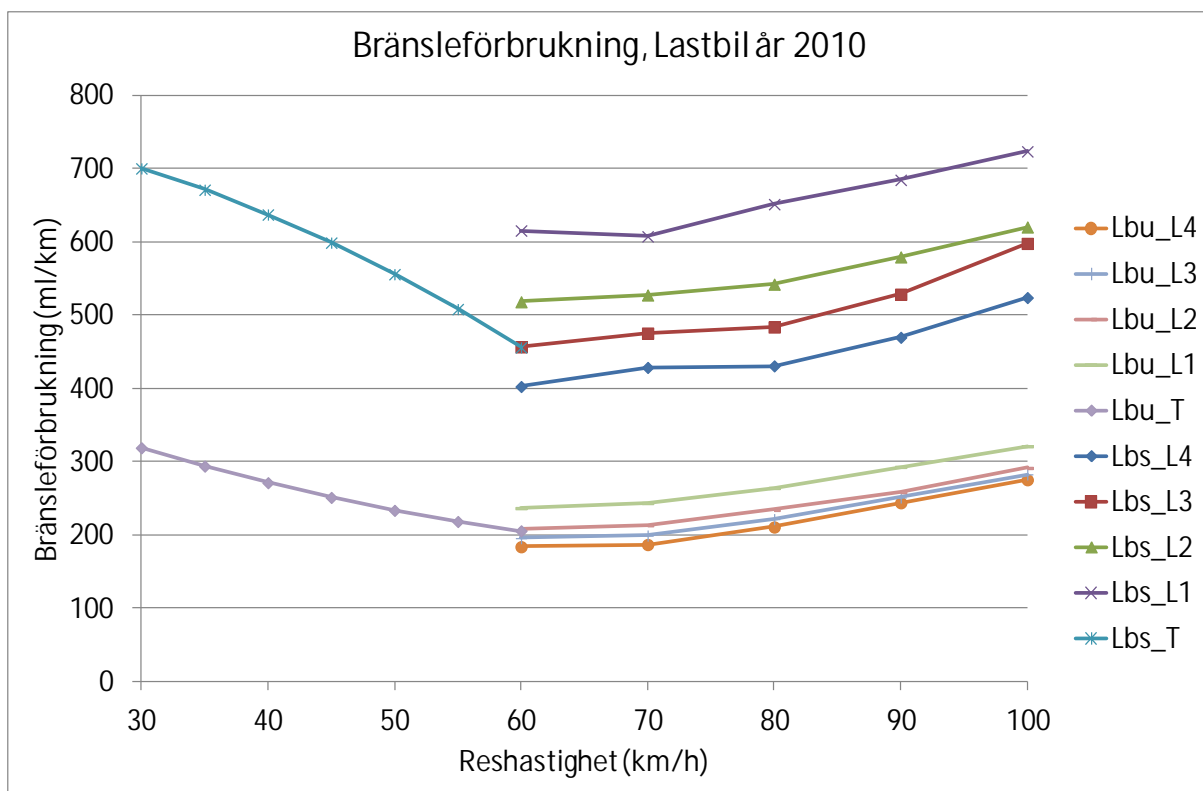
Vf	2010			2030			2050		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
60	50	184	403	32	172	354	24	154	318
70	50	187	429	34	174	377	25	156	338
80	54	211	431	37	196	378	27	176	339
90	58	244	470	40	227	412	30	204	369
100	63	275	524	44	256	459	32	230	412
110	68			48			36		
120	74			53			39		

Tabell 4-50. Exempel på bränsleförbrukning (ml/km) som funktion av medelreshastighet, körförlopp 1.



Figur 4-56. Bränsleförbrukning för personbil år 2010 för olika körförlopp.





Figur 4-57. Bränsleförbrukning för lastbil utan släp och med släp år 2010 för olika körförlopp.

Det ska även göras ett tillägg för kallstart (per resa) och "varmstopp" (uppdelat på running (utsläpp under färd per fkm), hot soak (utsläpp i samband med motoravstängning per resa) och diurnal (utsläpp i samband med parkering per dygn)). Kallstart och hot soak fördelas på en schablonreslängd.

Kallstart beräknas i EVA därför enbart för personbilar. Merförbrukningen vid kallstart ges per sträckenhet och är beroende av andelen trafikarbete på länken som utförs av kallstartade fordon. Kallstartade fordon definieras här som fordon som har kört kortare än 0,91 km från start. Representativa andelar av trafikarbetet som utförs av kallstartade fordon för olika vägtyper anges i tabellen nedan:

TS nummer	Benämning i HBEFA	Andel kalla fkm på olika trafiksituationer
11008x	RUR/MW/80	0%
11009x	RUR/MW/90	0%
11010x	RUR/MW/100	0%
11011x	RUR/MW/110	0%
11012x	RUR/MW/120	0%
11209x	RUR/Semi-MW/90	0%
11211x	RUR/Semi-MW/110	0%
12006x	RUR/Trunk/60	7%
12007x	RUR/Trunk/70	7%
12009x	RUR/Trunk/90	0%
12010x	RUR/Trunk/100	0%
12011x	RUR/Trunk/110	0%
13005x	RUR/Distr/50	7%

13006x	RUR/Distr/60	7%
13007x	RUR/Distr/70	7%
13008x	RUR/Distr/80	7%
13009x	RUR/Distr/90	7%
13010x	RUR/Distr/100	7%
13105x	RUR/Distr-sin./50	7%
13106x	RUR/Distr-sin./60	7%
13107x	RUR/Distr-sin./70	7%
13108x	RUR/Distr-sin./80	7%
14005x	RUR/Local/50	7%
14006x	RUR/Local/60	7%
14007x	RUR/Local/70	7%
15003x	RUR/Access/30	7%
15004x	RUR/Access/40	7%
15005x	RUR/Access/50	7%
21008x	URB/MW-Nat./80	2%
21009x	URB/MW-Nat./90	2%
21010x	URB/MW-Nat./100	2%
21011x	URB/MW-Nat./110	2%
21012x	URB/MW-Nat./120	2%
21106x	URB/MW-City/60	34%
21107x	URB/MW-City/70	12%
21109x	URB/MW-City/90	2%
21111x	URB/MW-City/110	2%
22007x	URB/Trunk-Nat./70	12%
22008x	URB/Trunk-Nat./80	2%
22009x	URB/Trunk-Nat./90	2%
22010x	URB/Trunk-Nat./100	2%
22011x	URB/Trunk-Nat./110	2%
22105x	URB/Trunk-City/50	34%
22106x	URB/Trunk-City/60	12%
22107x	URB/Trunk-City/70	12%
22108x	URB/Trunk-City/80	2%
23005x	URB/Distr/50	34%
23006x	URB/Distr/60	12%
23008x	URB/Distr/80	2%
24006x	URB/Local/60	29%
25003x	URB/Access/30	25%
25004x	URB/Access/40	29%

De genomsnittliga kallstartsförbrukningen (ml/km) för personbilar på en länk beräknas i EVA enligt följande

$$KG_{iq} = KK_{iq} \times Ak$$

Där  $KK_i$  är kallstartsförbrukningen för en kallstartad personbil år  $q$ .

$KK_{iq}$  ges i tabellen nedan (ml/km):

	2010	2020	2030
Bränsle, bensin (ml/km) <sup>***</sup>	30,524	34,800	35,590
Bränsle, diesel (ml/km) <sup>***</sup>	17,663	16,498	16,335

För 2050 används samma värden som för 2030.

Vid framtagning av emissionsfaktorerna i g/km har antagits en genomsnittlig kallstartssträcka på 910 meter<sup>80</sup>.

Avdunstning sker bara från bensindrivna fordon och ges här enbart för personbil. Hänsyn måste tas till att personbilarna även är dieseldrivna genom att räkna ner utsläppsfaktorerna med hjälp av andel bensindrivna fordon respektive år. Running losses sker kontinuerligt under färd och kan behandlas på liknande sätt som länkeffekterna. Hot soak sker under första timman efter parkeringen under avsvälningen av fordonet medan diurnal losses sker under parkering som resultat av svängningar av omgivningstemperaturen. På så sätt skiljer sig hot soak och diurnal losses från länkeffekterna genom att de inte är knutna till trafiken på länken utan mer till de parkerade fordonen längs länken, parkeringsytor eller parkeringshus. Vid beräkning av hotsoak respektive diurnal losses för parkeringar behövs data om hur många fordon som parkeras respektive hur lång tid de tillsammans är parkerade under den tid som utsläppen ska beräknas för.

Running losses för bensindrivna fordon,  $Ar_{\text{bränsle, bensin}}$  (ml/km)

	MW	Rural	Urban
2010	0,005	0,006	0,017
2020	0,003	0,004	0,010
2030	0,002	0,002	0,006

För dieseldrivna är running losses lika med 0.

I EVA läggs running losses som ett tillägg på varmutsläppen.

Hot soak, Ahs (ml/stopp)

<sup>80</sup> Ericsson och Larsson (2007) Kallstarters fördelning på trafiksituationer i tätort. PM – Slutrapportering av uppdrag för Naturvårdsverket Dnr 235-4806-06/Me, programområde frisk luft, Överenskommelse nr 501 0610, Lunds Tekniska Högskola

	Ahsbränsle, bensin (ml/stopp)	Ahsbränsle, diesel (ml/stopp)
2010	0,19	0,00
2020	0,12	0,00
2030	0,09	0,00

Diurnal losses, Adl (ml/stopp)

	Adlbränsle, bensin (ml/dygn)	Adlbränsle, diesel (ml/dygn)
2010	0,16	0,00
2020	0,15	0,00
2030	0,14	0,00

För 2050 används samma värden som för 2030.

I EVA görs även ett tillägg för olika väglags- och vägytetillstånd, se nedan.

Väglag	Pb	Lbu	Lbs
Torr barmark	1	1	1
Fuktig barmark	1,01	1,01	1,01
Våt barmark	1,09	1,07	1,04
Packad snö/tjock is	1,01	1,01	1,01
Tunn is/Rimfrost	1,01	1,01	1,01
Lös snö/Snömodd	1,12	1,1	1,07

Tabell 4-51. Korrektionsfaktorer, bränsle, för väglag enligt Vintermodellen, exklusive hastighetseffekt.<sup>81</sup> Hastighetsförändring finns beskriven i Tabell 4-15

<sup>81</sup> Wallman et al, 2006. Tabellen är hämtad från PM ”Fordonskostnader för vägplanering.”, Arne Carlsson, Ulf Hammarström och Bo Karlsson, 2007-12-12.

Tillstånd	Bränsle		
	Pb	Lbu	Lbs
T1=5 cm snö	1,527	1,528	1,271
T2=2 cm snö	1,168	1,189	1,127
T3=våt väg	1,117	1,105	1,071
T4=IRI 7	1,008	1,033	1,015
T5=IRI 5	1,003	1,012	1,008
T6=TD 3,0, dvs. grus	1,025	1,016	1,030
T7=TD 1,8, dvs. grus	1,014	1,008	1,018

Tabell 4-52. Tillägg till bränsleförbrukning för olika väglags- och vägytetillstånd i EVA.

På årsbasis beror påslaget i EVA av driftklass, dvs. vägyta, och underhållsklass, dvs. vägojämnhet IRI enligt nedan.

Dklass	Bränsle		
	Pb	Lbu	Lbs
A1	1,035	1,032	1,081
A2	1,036	1,033	1,022
B	1,043	1,039	1,025
C	1,049	1,046	1,028
D	1,052	1,049	1,029

Tabell 4-53. Tillägg till bränsleförbrukning för olika väglagstillstånd på årsbasis.

Uklass	Södra Sverige			Mellan			Norra		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
A	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
B	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
C	1,0001	1,0004	1,0002	1,0001	1,0005	1,0003	1,0002	1,0007	1,0005
D	1,0002	1,0007	1,0005	1,0002	1,0010	1,0006	1,0003	1,0012	1,0008
E	1,0003	1,0012	1,0008	1,0003	1,0014	1,0009	1,0004	1,0017	1,0011
F1	1,0005	1,0020	1,0012	1,0006	1,0026	1,0015	1,0008	1,0033	1,0019
F2	1,0006	1,0025	1,0015	1,0007	1,0030	1,0017	1,0009	1,0037	1,0021
grus	1,0151	1,0372	1,0240	gäller alla					

Tabell 4-54. Tillägg till bränsleförbrukning för olika vägytetillstånd på årsbasis.

#### 4.6.1.3 Däckslitage

Tabellerna nedan visar däckslitage för olika fordonstyper beroende av hastighetsgräns och siktklass.

Siktklass	Vf	Pb						Lbu						Lbs						
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F	
1	60	0,0108	0,0108	0,0112	0,0112	0,0113	0,0114	0,051	0,054	0,054	0,054	0,054	0,054	0,107	0,114	0,114	0,114	0,114	0,114	
	70	0,0128	0,0120	0,0124	0,0124	0,0125	0,0126	0,054	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,113	0,122	0,122	0,122	0,122	0,122	
	80	0,0152	0,0136	0,0141	0,0141	0,0142	0,0143	0,059	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,120	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130	
	90	0,0184	0,0161	0,0165	0,0165	0,0166	0,0168	0,067	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,132	0,142	0,142	0,142	0,142	0,142	
	100	0,0229	0,0193	0,0197	0,0197	0,0198	0,0200	0,077	0,083	0,083	0,083	0,083	0,083	0,146	0,156	0,156	0,156	0,156	0,156	
	110	0,0289	0,0237	0,0237	0,0237	0,0238	0,0240													
	120	0,0365	0,0289	0,0289	0,0289	0,0290	0,0292													
2	60	0,0136	0,0135	0,0139	0,0139	0,0140	0,0143	0,060	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,127	0,138	0,138	0,138	0,138	0,138	
	70	0,0155	0,0148	0,0152	0,0152	0,0153	0,0155	0,062	0,066	0,066	0,066	0,066	0,066	0,128	0,139	0,139	0,139	0,139	0,139	
	80	0,0198	0,0181	0,0188	0,0188	0,0189	0,0191	0,070	0,074	0,074	0,074	0,074	0,074	0,137	0,148	0,148	0,148	0,148	0,148	
	90	0,0270	0,0243	0,0248	0,0248	0,0249	0,0251	0,096	0,103	0,103	0,103	0,103	0,103	0,176	0,191	0,191	0,191	0,191	0,191	
	100	0,0376	0,0336	0,0342	0,0342	0,0344	0,0346	0,127	0,137	0,137	0,137	0,137	0,137	0,228	0,242	0,242	0,242	0,242	0,242	
	110	0,052	0,047	0,048	0,048	0,048	0,049													
	120	0,068	0,061	0,062	0,062	0,063	0,063													
3	60	0,0152	0,0157	0,0162	0,0161	0,0165	0,0170	0,070	0,074	0,074	0,074	0,074	0,074	0,153	0,170	0,170	0,170	0,170	0,170	
	70	0,0173	0,0169	0,0173	0,0173	0,0175	0,0178	0,073	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,155	0,168	0,168	0,168	0,168	0,168	
	80	0,0210	0,0198	0,0202	0,0202	0,0203	0,0205	0,080	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,170	0,187	0,187	0,187	0,187	0,187	
	90	0,0274	0,0250	0,0254	0,0254	0,0256	0,0259	0,103	0,110	0,110	0,110	0,110	0,110	0,229	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	
	100	0,0389	0,0354	0,0362	0,0362	0,0364	0,0368	0,145	0,157	0,157	0,157	0,157	0,157	0,302	0,327	0,327	0,327	0,327	0,327	
	110	0,053	0,048	0,049	0,049	0,049	0,050													
	120	0,068	0,061	0,062	0,062	0,063	0,063													
4	60	0,024	0,025	0,026	0,026	0,026	0,027	0,103	0,110	0,110	0,110	0,110	0,110	0,224	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	
	70	0,033	0,032	0,034	0,034	0,035	0,035	0,136	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,275	0,296	0,296	0,296	0,296	0,296	
	80	0,044	0,044	0,046	0,045	0,046	0,047	0,224	0,243	0,243	0,243	0,243	0,243	0,628	0,674	0,674	0,674	0,674	0,674	
	90	0,089	0,090	0,093	0,092	0,094	0,096	0,462	0,496	0,496	0,496	0,496	0,496	1,049	1,130	1,130	1,130	1,130	1,130	
	100	0,138	0,141	0,144	0,144	0,146	0,149	0,696	0,745	0,745	0,745	0,745	0,745	1,467	1,579	1,579	1,579	1,579	1,579	

Tabell 4-55. Däckslitage (antal däck per 1000 km), landsbygd beroende på siktklass och fordonskategori.

Siktclass	Vf	Pb						Lbu						Lbs					
		A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
50km/h 2 körfält	30	0,0230	0,0244	0,0268	0,0262	0,0313	0,0400	0,1480	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1805	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951
	35	0,0228	0,0245	0,0270	0,0264	0,0315	0,0402	0,1507	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1823	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974
	40	0,0221	0,0238	0,0262	0,0256	0,0305	0,0389	0,1480	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1767	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918
	45	0,0205	0,0220	0,0243	0,0238	0,0283	0,0360	0,1400	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1639	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781
	50	0,0178	0,0189	0,0213	0,0209	0,0245	0,0309	0,1201	0,1296	0,1296	0,1296	0,1296	0,1296	0,1342	0,1446	0,1446	0,1446	0,1446	0,1446
50km/h 4 körfält	30	0,0228	0,0244	0,0268	0,0262	0,0313	0,0400	0,1480	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1805	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951
	35	0,0228	0,0245	0,0270	0,0264	0,0315	0,0402	0,1507	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1823	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974
	40	0,0221	0,0238	0,0262	0,0256	0,0305	0,0389	0,1480	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1767	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918
	45	0,0205	0,0220	0,0243	0,0238	0,0283	0,0360	0,1400	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1639	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781
	50	0,0176	0,0190	0,0216	0,0211	0,0250	0,0316	0,1250	0,1349	0,1349	0,1349	0,1349	0,1349	0,1408	0,1555	0,1555	0,1555	0,1555	0,1555
	55	0,0144	0,0153	0,0169	0,0166	0,0189	0,0228	0,0929	0,1014	0,1014	0,1014	0,1014	0,1014	0,0966	0,1060	0,1060	0,1060	0,1060	0,1060
	60	0,0099	0,0100	0,0105	0,0104	0,0113	0,0130	0,0610	0,0677	0,0677	0,0677	0,0677	0,0677	0,0521	0,0518	0,0518	0,0518	0,0518	0,0518
70km/h 2 körfält	30	0,0228	0,0244	0,0268	0,0262	0,0313	0,0400	0,1480	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1805	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951
	35	0,0228	0,0245	0,0270	0,0264	0,0315	0,0402	0,1507	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1823	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974
	40	0,0221	0,0238	0,0262	0,0256	0,0305	0,0389	0,1480	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1767	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918
	45	0,0205	0,0220	0,0243	0,0238	0,0283	0,0360	0,1400	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1639	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781
	50	0,0199	0,0212	0,0228	0,0223	0,0266	0,0339	0,1338	0,1443	0,1443	0,1443	0,1443	0,1443	0,1577	0,1688	0,1688	0,1688	0,1688	0,1688
	55	0,0177	0,0187	0,0205	0,0200	0,0237	0,0299	0,1213	0,1290	0,1290	0,1290	0,1290	0,1290	0,1348	0,1485	0,1485	0,1485	0,1485	0,1485
	60	0,0140	0,0142	0,0157	0,0153	0,0185	0,0240	0,1035	0,1121	0,1121	0,1121	0,1121	0,1121	0,1092	0,1189	0,1189	0,1189	0,1189	0,1189
70km/h 4 körfält	30	0,0228	0,0244	0,0268	0,0262	0,0313	0,0400	0,1480	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1610	0,1805	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951	0,1951
	35	0,0228	0,0245	0,0270	0,0264	0,0315	0,0402	0,1507	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1634	0,1823	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974	0,1974
	40	0,0221	0,0238	0,0262	0,0256	0,0305	0,0389	0,1480	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1602	0,1767	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918	0,1918
	45	0,0205	0,0220	0,0243	0,0238	0,0283	0,0360	0,1400	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1513	0,1639	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781	0,1781
	50	0,0196	0,0209	0,0230	0,0225	0,0267	0,0339	0,1358	0,1464	0,1464	0,1464	0,1464	0,1464	0,1556	0,1717	0,1717	0,1717	0,1717	0,1717
	55	0,0180	0,0191	0,0212	0,0207	0,0247	0,0314	0,1278	0,1372	0,1372	0,1372	0,1372	0,1372	0,1440	0,1591	0,1591	0,1591	0,1591	0,1591
	60	0,0163	0,0167	0,0187	0,0183	0,0217	0,0275	0,1143	0,1235	0,1235	0,1235	0,1235	0,1235	0,1235	0,1346	0,1346	0,1346	0,1346	0,1346
	65	0,0132	0,0133	0,0145	0,0142	0,0168	0,0214	0,0912	0,1009	0,1009	0,1009	0,1009	0,1009	0,0904	0,0883	0,0883	0,0883	0,0883	0,0883
	70	0,0090	0,0089	0,0091	0,0088	0,0109	0,0145	0,0679	0,0780	0,0780	0,0780	0,0780	0,0780	0,0574	0,0420	0,0420	0,0420	0,0420	0,0420

Tabell 4-56. Däckslitage (antal däck per 1000 km), tätort beroende på v och fordonskategori.

EVA ger också ett tillägg för olika väglags- och vägytetillstånd, se nedan:

Tillstånd	Däck		
	Pb	Lbu	Lbs
T1=5 cm snö	0,000	0,000	0,000
T2=2 cm snö	0,000	0,000	0,000
T3=våt väg	1,182	0,964	0,987
T4=IRI 7	1,037	1,059	1,010
T5=IRI 5	1,016	1,019	1,006
T6=TD 3.0, dvs.grus	1,959	1,900	1,921
T7=TD 1.8, dvs.grus	1,489	1,463	1,469

Tabell 4-57 Tillägg till däckslitage för olika väglags- och vägytetillstånd.

På årsbasis beror påslaget i EVA av driftklass, dvs. vägyta, och underhållsklass, dvs. vägojämnhets IRI enligt nedan.

Dklass	Bränsle		
	Pb	Lbu	Lbs
A1	1,055	0,989	0,996
A2	1,050	0,985	0,992
B	1,028	0,967	0,974
C	1,015	0,956	0,963
D	1,006	0,950	0,956

Tabell 4-58. Tillägg till däckmerslitage för olika väglagstillstånd på årsbasis.

Uklass	Södra Sverige			Mellan			Norra		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
A	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	2,1950	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
B	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
C	1,0005	1,0006	1,0002	1,0007	1,0008	1,0002	1,0010	1,0011	1,0003
D	1,0010	1,0011	1,0003	1,0013	1,0015	1,0004	1,0016	1,0019	1,0006
E	1,0016	1,0019	1,0006	1,0020	1,0023	1,0007	1,0023	1,0027	1,0008
F1	1,0027	1,0033	1,0009	1,0034	1,0042	1,0011	1,0042	1,0054	1,0013
F2	1,0032	1,0040	1,0010	1,0038	1,0050	1,0012	1,0046	1,0062	1,0014
grus	1,2910	1,3038	1,2463	gäller hela Sverige					

Tabell 4-59. Tillägg till däckmerslitage för olika vägytetillstånd på årsbasis.

Vägkonstruktionstyp påverkar också däckskostnaderna i EVA, se nedan.



#### 4.6.1.4 Reparationer

Fordonsslitaget beror i EVA endast av körsträcka. Det beräknas som (kr/km) enligt följande formel:

$$a \times \text{arbetstimme} + b \times \text{nybilskostnad}$$

Koefficienter och värden finns i tabellen nedan.

Fordons typ	a % av arbetstimme	b % av nybilskostnad	Arbetstimme Kr	Nybil kkr	arbete kr/fkm	material kr/fkm	tot kr/fkm
pb	0,691	0,0008	se ASEK	se ASEK	se ASEK	se ASEK	se ASEK
lbu	1,6163	0,0004	se ASEK	se ASEK	se ASEK	se ASEK	se ASEK
lbs	2,274	0,0002	se ASEK	se ASEK	se ASEK	se ASEK	se ASEK

Tabell 4-60. Parametervärden i EVA fordonsslitagemodell.

EVA ger också ett tillägg för olika vägytetillstånd, se nedan:

Tillstånd	Repararbete/mat			Fordonsslitage			Resultterande		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
T4=IRI 7	1,627	1,326	1,326	2,436	1,723	1,723	1,73	1,59	1,56
T5=IRI 5	1,339	1,206	1,206	1,706	1,434	1,434	1,17	1,36	1,34
T6=TD 3,0, dvs.grus	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000			
T7=TD 1,8, dvs.grus	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000			

Tabell 4-61 Tillägg till fordonsslitage för olika väglags- och vägytetillstånd.

På årsbasis beror påslaget i EVA på underhållsklass på följande sätt:

Uklass	Södra Sverige			Mellan			Norra		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
A	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
B	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
C	1,0102	1,0062	1,0062	1,0135	1,0082	1,0082	1,0203	1,0123	1,0123
D	1,0203	1,0123	1,0123	1,0271	1,0165	1,0165	1,0339	1,0206	1,0206
E	1,0339	1,0206	1,0206	1,0406	1,0247	1,0247	1,0474	1,0288	1,0288
F1	1,0537	1,0321	1,0321	1,0667	1,0394	1,0395	1,0831	1,0489	1,0489
F2	1,0633	1,0374	1,0374	1,0725	1,0419	1,0419	1,0889	1,0513	1,0513
grus	1,000	1,000	1,000	gäller hela Sverige					

Tabell 4-62. Tillägg till reparationsarbete för olika vägytetillstånd på årsbasis.

Uklass	Södra Sverige			Mellan			Norra		
	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs	Pb	Lbu	Lbs
A	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
B	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
C	1,0212	1,0130	1,0130	1,0283	1,0174	1,0174	1,0424	1,0260	1,0260
D	1,0424	1,0260	1,0260	1,0565	1,0347	1,0347	1,0706	1,0434	1,0434
E	1,0706	1,0434	1,0434	1,0848	1,0521	1,0521	1,0989	1,0607	1,0608
F1	1,1132	1,0680	1,0680	1,1417	1,0839	1,0839	1,1773	1,1041	1,1042
F2	1,1347	1,0795	1,0796	1,1563	1,0897	1,0897	1,1919	1,1099	1,1099
grus	1,000	1,000	1,000	gäller hela Sverige					

Tabell 4-63. Tillägg till fordonsslitage för olika vägytetillstånd på årsbasis

#### 4.6.1.5 Kapital- och avskrivningskostnader

Kapital- och avskrivningskostnader i EVA beror dels av körtid dels av körlängd och beräknas på följande sätt.

De tidsberoende kostnaderna beräknas som (kr/h):

$$(ränta + A_{\text{år}} \times A_t \%) \times \text{Nybil} / A_{\text{tid}}$$

Denna tidsberoende är satt till 0.

De längdberoende kostnaderna beräknas som (kr/km):

$$A_{\text{år}} \times A_t \% \times \text{Nybil} / \text{Körlängd}$$

Tabellen nedan ger parametervärden och också resulterande kostnader.

	Pb	Lbu	Lbs
Fordon (kkr/st)	se ASEK	se ASEK	se ASEK
Ränta (%)	5	5	5
Avskrivning per år (%) $A_{\text{år}}$	13	13	13
Avskrivning tid (%) $A_t\%$	0	0	0
Avskrivning körlängd (%) $A_r\%$	33	100	100
Avskrivningstid per år (tim) $A_{\text{tid}}$	se ASEK	se ASEK	se ASEK
Körlängd per år (km) Körlängd	se ASEK	se ASEK	se ASEK
Kapitalkostnad $K_k$ (kr/h)	se ASEK	se ASEK	se ASEK
Värdeminskning $K_v$ (kr/km)	se ASEK	se ASEK	se ASEK

Tabell 4-64. Parametervärden och resulterande kostnader för kapital- och värdeminskningkostnader.

## Effekter av vägkonstruktionstyp i EVA

Trafikantkostnadsökningen bedöms bero på merkostnader på grund av tjälproblem p.g.a. dålig konstruktion.

Justeringsfaktor k×EVA 2.6x	Icke byggd		Byggd BYA 84	Byggd VÅG 94
	<1950	>1950		
Ålder				
foko+utsläpp, BDFoKavU	1,00		1,0	1,0
tid+gods (o komfort), TGKr	1,00		1,0	1,0

Tabell 4-65. Trafikkostnadskorrekationer för vägkonstruktion i EVA.

### 4.6.2 Normalvärden för korsningstyper

#### 4.6.2.1 Godskostnader

Godskostnader bygger på restidsberäkningar för lastbil utan släp (Lbu) respektive lastbil med släp (Lbs). Godskostnader blir en värdering av skillnader i lastbilsrestider.

#### 4.6.2.2 Bränsleförbrukning

Merbränsleförbrukning för ett anslutande ben i en korsning för ett beräkningsår erhålls genom att:

- beräkna medelreshastighet och andel stopp/sväng för det anslutande benet enligt avsnitt 4.4.
- beräkna merbränsleförbrukning

Tabellen nedan visar bränsleförbrukning (liter per stopp) som funktion av hastighet.

Vf	2006				2010				2020			
	Pb bensin	Pb diesel	Lbu	Lbs	Pb bensin	Pb diesel	Lbu	Lbs	Pb bensin	Pb diesel	Lbu	Lbs
20	0.00305	0.00184	0.01531	0.03691	0.00310	0.00169	0.01518	0.03586	0.00280	0.00152	0.01497	0.03419
25	0.00282	0.00383	0.02006	0.05573	0.00253	0.00354	0.01983	0.05455	0.00211	0.00319	0.01947	0.05240
30	0.00474	0.00391	0.02823	0.09419	0.00457	0.00362	0.02775	0.09302	0.00405	0.00326	0.02713	0.09012
35	0.00640	0.00656	0.03957	0.12451	0.00633	0.00607	0.03907	0.12236	0.00574	0.00546	0.03834	0.11798
40	0.00838	0.00783	0.05116	0.14620	0.00836	0.00725	0.05043	0.14343	0.00760	0.00653	0.04945	0.13808
45	0.00961	0.00940	0.06296	0.18702	0.00958	0.00868	0.06212	0.18301	0.00872	0.00782	0.06096	0.17572
50	0.01109	0.01167	0.07686	0.22165	0.01102	0.01079	0.07570	0.21762	0.01001	0.00972	0.07421	0.20964
55	0.01455	0.01458	0.09609	0.27677	0.01455	0.01348	0.09483	0.27168	0.01324	0.01214	0.09303	0.26166
60	0.01619	0.01657	0.10003	0.32260	0.01611	0.01534	0.09767	0.31576	0.01462	0.01381	0.09366	0.30326
65	0.01808	0.01875	0.11567	0.36472	0.01801	0.01736	0.11298	0.35736	0.01632	0.01563	0.10839	0.34357
70	0.02065	0.02084	0.12979	0.40804	0.02076	0.01929	0.12680	0.39978	0.01892	0.01738	0.12167	0.38432
75	0.02223	0.02238	0.14155	0.46470	0.02241	0.02072	0.13827	0.45583	0.02044	0.01867	0.13265	0.43871
80	0.02311	0.02383	0.15115	0.50293	0.02333	0.02207	0.14760	0.49246	0.02128	0.01988	0.14155	0.47315
85	0.02404	0.02437	0.14632	0.52587	0.02437	0.02257	0.14260	0.51565	0.02228	0.02034	0.13652	0.49611
90	0.02460	0.02489	0.13855	0.54014	0.02499	0.02307	0.13467	0.52939	0.02286	0.02079	0.12862	0.50910

Tabell 4-66. Bränsleförbrukning (liter per stopp) som funktion av hastighet.

### 4.6.2.3 Däckslitage

Tabellen nedan visar däckslitage uttryckt som antal däck per 1000 stopp. Värdena avser grundeffekten för fordon som stannar eller svänger samt därefter accelereras till samma hastighetsnivå som före stoppet/svängen.

Vf	Pb						Lbu						Lbs					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
20	0.00362	0.00300	0.00363	0.00350	0.00453	0.00628	0.0214	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0367	0.0290	0.0290	0.0290	0.0290	0.0290
25	0.0111	0.0059	0.0114	0.0114	0.0115	0.0117	0.0286	0.0314	0.0314	0.0314	0.0314	0.0314	0.0506	0.0444	0.0444	0.0444	0.0444	0.0444
30	0.0143	0.0181	0.0142	0.0142	0.0146	0.0153	0.0457	0.0434	0.0434	0.0434	0.0434	0.0434	0.0645	0.0754	0.0754	0.0754	0.0754	0.0754
35	0.0209	0.0243	0.0232	0.0232	0.0236	0.0243	0.0590	0.0659	0.0659	0.0659	0.0659	0.0659	0.098	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102
40	0.0263	0.0304	0.0332	0.0332	0.0334	0.0337	0.0739	0.0803	0.0803	0.0803	0.0803	0.0803	0.119	0.126	0.126	0.126	0.126	0.126
45	0.0340	0.0388	0.0359	0.0358	0.0363	0.0372	0.0868	0.0946	0.0946	0.0946	0.0946	0.0946	0.154	0.146	0.146	0.146	0.146	0.146
50	0.0401	0.0453	0.0449	0.0449	0.0453	0.0460	0.106	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.168	0.180	0.180	0.180	0.180	0.180
55	0.0491	0.0554	0.0554	0.0553	0.0558	0.0566	0.125	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.206	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222
60	0.0575	0.0645	0.0656	0.0656	0.0660	0.0668	0.139	0.149	0.149	0.149	0.149	0.149	0.243	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255
65	0.0678	0.0740	0.0750	0.0750	0.0754	0.0761	0.156	0.168	0.168	0.168	0.168	0.168	0.275	0.289	0.289	0.289	0.289	0.289
70	0.0763	0.0831	0.0842	0.0841	0.0846	0.0855	0.174	0.187	0.187	0.187	0.187	0.187	0.312	0.329	0.329	0.329	0.329	0.329
75	0.0860	0.0931	0.0933	0.0932	0.0937	0.0945	0.194	0.206	0.206	0.206	0.206	0.206	0.348	0.374	0.374	0.374	0.374	0.374
80	0.095	0.103	0.106	0.105	0.106	0.107	0.217	0.232	0.232	0.232	0.232	0.232	0.403	0.424	0.424	0.424	0.424	0.424
85	0.106	0.115	0.118	0.118	0.118	0.119	0.239	0.254	0.254	0.254	0.254	0.254	0.456	0.477	0.477	0.477	0.477	0.477
90	0.117	0.126	0.127	0.127	0.128	0.129	0.263	0.280	0.280	0.280	0.280	0.280	0.503	0.540	0.540	0.540	0.540	0.540

Tabell 4-67. Däckslitage uttryckt som antal däck per 1000 stopp. Värdena avser grundeffekten för fordon som stoppar eller svänger samt därefter accelereras till samma hastighetsnivå som före stoppet/svängen.

#### 4.6.2.4 Reparationer

Fordonsslitaget beror i EVA endast av körsträcka. Korsningar ger ingen reparationskostnad.

#### 4.6.2.5 Kapital- och avskrivningskostnader

Kapital och avskrivningskostnader beror dels av körtid och körlängd. Eftersom körtiden påverkas av korsningar, förändras även kapital- och avskrivningskostnaden. Restidsförändringen kan beräknas enligt avsnitt 4.4, och värderingen finns i Tabell 4-64. Parametervärden och resulterande kostnader för kapital- och värdeminskningkostnader.

### 4.7 Transportkostnader – förbättringsåtgärder

#### 4.7.1 Inledning

Nedan följer en beskrivning av hur olika förbättringsåtgärder påverkar transportkostnaderna genom att reshastigheter eller vägytetillståndet förändras.

#### 4.7.2 Breddning av väg

Breddning av väg påverkar reshastigheter och därmed även transportkostnader.

Förändring av hastighet påverkar godskostnader, bränsleförbrukning, däckslitage och kapital- och avskrivningskostnader. Reparationskostnad och fordonsslitage antas inte påverkas av hastighet.

#### 4.7.3 Linjeföring/sikt

Förändrad linjeföring/siktklass påverkar dels hastigheten (vilket påverkar gods, bränsle, däck och kapital/avskrivning på samma sätt som vid breddning av väg), dels körförloppet (vilket påverkar bränsle och däck).

#### 4.7.4 Stigningsfält och omkörningsfält

Stignings- och omkörningsfält innebär att medelhastigheten och antalet omkörningar ökar i stignings- och omkörningsfältet. Effekterna på transportkostnader beräknas som en ren hastighetseffekt på samma sätt som "Breddning av väg" ovan.

#### 4.7.5 Minskning av enskilda utfarter

För tätort skulle det kunna vara så att inverkan av detta förhållande ingår om det kommer till uttryck i befintliga hastighet-flödes-samband. Däremot kan några effekter inte beskrivas för landsväg eftersom någon annan körmönsterförändring än "konstanthastighet" inte beskrivs av befintliga samband. En möjlighet till beskrivning med befintlig modellutformning är att hantera dessa utfarter på samma sätt som korsningar.

#### 4.7.6 Mittseparering

Mittseparering innebär att reshastigheten på vägen ändras. Effekterna på transportkostnader beräknas på samma sätt som "Breddning av väg" ovan.

#### 4.7.7 Säkrare sidoområden

I avsnittet om restid för bil finns vissa resultat som beskriver inverkan av förändrat sidoområde på hastighet. Dessa uppgifter om förändrad hastighet kan användas för beskrivning av förändrade transportkostnader.

#### **4.7.8 Vägens närmiljö**

Vägnära anläggningar, t.ex. rastfickor bedöms kunna påverka hastigheten, och därmed transportkostnaderna, endast om de är lokaliserade så att ev. uppställda fordon skapar en oklar trafiksituation.

Trafik till och från hårt frekventerade anläggningar bedöms kunna ha samma inverkan som sekundärvägstrafiken i korsningar av typ A-C.

#### **4.7.9 Hastighetsdämpning**

I avsnitt 4.5.9 beskrivs hur hastigheterna förändras av olika hastighetsdämpande åtgärder. Med hjälp av dessa hastighetsförändringar kan skillnader i transportkostnader beräknas.

Vad som bör understrykas är att en utvärdering inte kan avgränsas till själva farthindret utan att systemeffekter måste utvärderas dvs. primärt vad som blir följderna i angränsande korsningar. Vad som kan förväntas av farthinder är en ökning av effekter på länk och en minskning i korsningar. Den resulterande effekten blir sedan en funktion bl.a. av avståndet mellan angränsande korsningar.

#### **4.7.10 ATK (automatisk trafiksäkerhetskontroll)**

ATK påverkar resthastigheten, och därmed transportkostnaderna.

#### **4.7.11 Beläggningsåtgärder**

Vägytetillstånd påverkar dels hastigheten och dels bränsle- och däckförbrukningen (se avsnitt 4.6.1.2 och 4.6.2.3) och reparationskostnader (4.6.2.4).

#### **4.7.12 Fysiska åtgärder i korsning**

Ändrade fördröjningar i korsningar påverkar gods-, ränte- och avskrivningskostnader. Ändring av antal stopp/hastighetsändringar ger stora effekter. Dessa kan skattas med hjälp av effektsambanden som beskrivs i avsnitt 4.5.12 och 4.6.2.

#### **4.7.13 Bärighetshöjande åtgärder**

Bärighetshöjande åtgärder för belagda vägar hanteras schablonmässigt i EVA genom variabeln vägkonstruktionstyp, se Tabell 4-65. Effekter olika IRI-värden beräknas på samma sätt som under "Beläggningsåtgärder" ovan.

#### **4.7.14 Åtgärder för att minska barriärer**

Åtgärder för att minska barriärer kan påverka resthastigheten och därmed fordonskostnaderna. Effekter på resthastighet framgår av avsnitt 0.

#### **4.7.15 Trafikregleringsåtgärder för biltrafik**

Trafikregleringsåtgärder kan påverka resthastigheten och därmed fordonskostnaderna. Effekter på resthastighet framgår av avsnitt 4.5.15.

#### **4.7.16 Visuell ledning**

Visuell ledning kan påverka resthastigheten och därmed fordonskostnaderna. Effekter på resthastighet framgår av avsnitt 4.5.16.

#### **4.7.17 Viltåtgärder**

Viltåtgärder bedöms inte påverka transportkostnader.



#### **4.7.18 ITS-åtgärder**

Väginformatikåtgärder kan påverka reshastigheten och därmed fordonskostnaderna. Effekter på reshastighet framgår av kapitel 3.

#### **4.7.19 Kollektivtrafikåtgärder**

Kollektivtrafikåtgärder kan påverka reshastigheten och därmed fordonskostnaderna. Effekter på reshastighet framgår av kapitel 10.

#### **4.7.20 Miljöåtgärder**

Miljöåtgärder bedöms inte påverka transportkostnader.

### **4.8 Restid för gående och cyklister**

#### **4.8.1 Gående - hastigheter och flöden**

Främjande av aktiva transportmedel, som gång, för dagliga fysiska aktiviteter är en vinna–vinna-strategi eftersom det inte bara främjar hälsan utan också kan leda till positiva miljöeffekter, minskade bilolyckor och minskat vägslitage. Särskilt om cykling och gång ersätter korta bilresor. Eftersom ca hälften av alla bilresor är kortare än fem kilometer finns en betydande potential för ökad cykling och gång.

Kunskap samhällsekonomiska lönsamhetsberäkningar av gång investeringar och andra gångfrämjande åtgärder är ny. Effekter av gång som beaktas i den samhällsekonomiska kalkylen är:

- Bekvämlighet
- Externa effekter för bil
- Trafiksäkerhet för gångtrafikanter
- Hälsoeffekter (emissioner, buller, trafikolyckor och slitage)
- Minskning av kortidssjukfrånvaron

En samhällsekonomisk kalkyl med verktyget GC-kalk vid objektanalyser för åtgärder för gående kräver, förutom utformning, grundvärden främst för:

- hastighet
- gångflöden, befintliga och ny genererade

##### **4.8.1.1 Gåendes hastighet, gångtid och volym**

Volymen av gångresor bestäms på basis av tre variabler: antalet gående per dag, hastighet och den genomsnittliga resans avstånd. Trafikverket använder en schablon på 5 km/h som ett mått på gånghastigheten för att möjliggöra beräkning av gångtider. Antal gångresor grundas på resevaneundersökning, mätdata eller expertbedömning.

Det är svårt att bedöma andelen nya gångtrafikanter inducerad av utvärderade projekt t.ex. hur många nya gångtrafikanter har tillkommit på grund av en ny trottoar. Antal gångtrafikanter baserat på kortsiktiga mätningar och/eller mindre resevaneundersökningar reflekterar inte antalet gångtrafikanter på rätt sätt. Eftersom gångtrafikanter beteende varierar beroende på tid och plats är långsiktiga mätningar och/eller stora resevaneundersökningar att föredra för att få bättre representativitet.

Enligt befintliga bedömningar/skattningar som redovisas i underlagsrapporten till Saelinesminde (2004) tycks ungefär 20 procent av befintliga gångresor nygenereras i samband med investeringar i ny gångväg.



#### 4.8.1.2 Gångflöden

För bedömning av gångflöden hänvisas till 3.2.3

#### **4.8.2 Cykling - hastigheter, fördröjningar och flöden**

För bedömning av effekter för cykel, se separat effektkatalog för cykel.

## 4.9 Barriärer för gående och cyklister

Biltrafiken orsakar olycksrisker, fördröjningar samt allmän otrivsel för gång- och cykeltrafikanter. Detta gäller såväl de GC-trafikanter som korsar som de som färdas utmed en trafikled. Vid stort trafikflöde och hög hastighet på biltrafiken kan riskerna upplevas som så allvarliga att de avhåller människor från att färdas längs eller korsa trafikleden.

Trafikbarriärer uppfattas olika av olika personer. Vuxna människor utan fysiska hinder kan välja att korsa vägen då luckor skapats i trafikströmmen. För äldre och människor med funktionshinder skapas dock en oro att inte hinna över. Man stressas och upplever ett obehag över att behöva korsa vägen. Även barn anses uppleva obehag av att korsa dessa trafikleder. För föräldrar är detta ett ständigt orosmoment varför många väljer att följa barnen över vägen eller att skjutsa dem med bil.

Inom ett bebyggelseområde är människors rörlighet en viktig del i det sociala samhället. Närhet till serviceinrättningar medför att de boende kan gå till bl.a. affärer, post eller daghem. Det är denna rörlighet som gör samhället till en stad eller by. Om staden genomkorsas av en hårt trafikerad väg sker en inskränkning i människornas framkomlighet och trafiken kommer att påverka vilka gångvägar och passager vi tar. Det har skapats en barriär inom samhället.

### 4.9.1 Bakgrund

Nedan presenteras en översikt över metod för beräkningar av effekter för gång- och cykeltrafikanter vid en planerad väginvestering. För fullständig metodpresentation och stöd för effektberäkningar hänvisas till två rapporter som togs fram 2003<sup>100, 101</sup>.

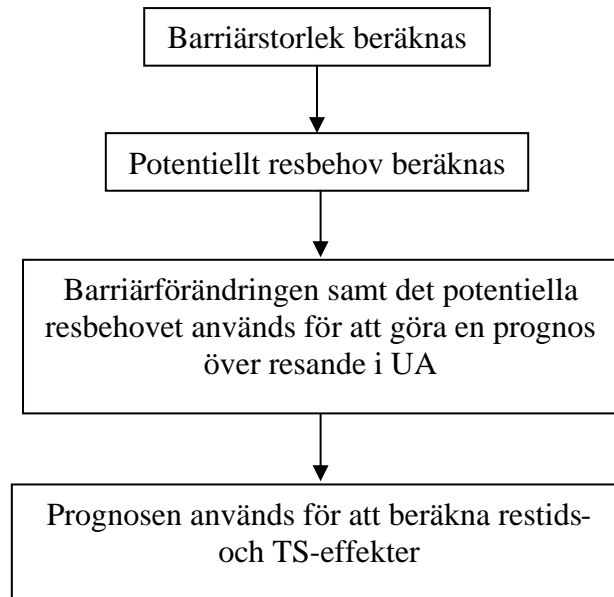
Ett antal faktorer är nödvändiga att känna till när man vill undersöka gång- och cykeltrafikanternas situation. Det är viktigt att få fram en tillståndsbeskrivning som behandlar både den motoriserade trafiken och gång- och cykeltrafiken. För båda behövs information om flöden inför de kommande effektberäkningarna. Om även hastigheter mäts för gång- och cykel- och biltrafiken ger det en kvalitetshöjning av effektberäkningarna. Det finns också en mängd andra faktorer som kan inventeras som har med gåendes och cyklisternas trafiksituation att göra. Dessa kan uttryckas såväl i kvantitativa som kvalitativa termer. Hur många faktorer som inventeras har att göra med vilken ambitionsnivå på utredningen som eftersträvas.

En metod för att genomföra utvärdering av effekter för gång- och cykeltrafikanter vid en planerad väginvestering kan utformas på följande sätt:

---

<sup>100</sup> Beräkning av cykeltrafikeffekter vid väginvesteringar - En handledning, Transek 2003-06-23

<sup>101</sup> Beräkning av cykeltrafikeffekter vid väginvesteringar – En handledning - PM: Jämförelse mellan befintlig barriärmodell och beräkningsmetoderna i den nya handledningen för cykeltrafikberäkningar vid väginvesteringar, Transek 2003-06-23



*Schematisk beskrivning av metod för utvärdering av effekter för cykeltrafikanter vid en planerad väginvestering.*

#### 4.9.2 Barriärstorlek

Barriären är det obehag och hinder en led med motoriserad trafik inflödar på gående och cyklande som ska korsa eller följa leden en viss sträcka. Grundmotorn i att beskriva en trafikbarriärs storlek är genomströmningen av fordon. En trafikled är en större barriär ju fler fordon som färdas på den. Flödet mäts i ÅDT, årsmedeldygnstrafik (flöde/medeldygn).

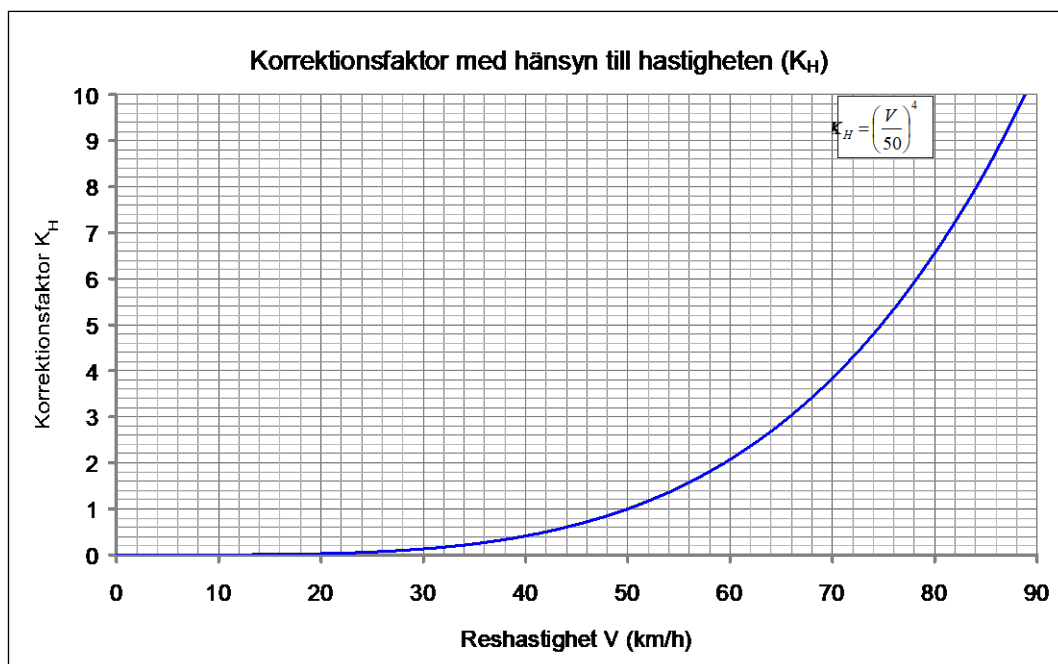
I princip kan ekvationen ses som ÅDT multiplicerad med ett antal korrektionsfaktorer, där korrektionsfaktorerna är till för att kompensera för karaktären på trafikflödet. Exempelvis är ett flöde med snitthastighet på 50 km/h en mindre barriär än ett flöde med snitthastighet på 90 km/h, allt annat lika. Tung trafik är en extra barriär för oskyddade trafikanter – större andel tung trafik ger fler och värre olyckor samt ökar otryggheten för gång- och cykeltrafikanter.

Hastighetens korrektionsfaktor, kallad  $K_H$ , där H står för hastighet, hänför sig till faran med högre hastigheter i motsats till lägre hastigheter. En barriär med en viss mängd trafik, där högsta tillåtna hastighet är 30 km/h, innebär en betydligt mindre barriär för GC-trafikanter än vad motsvarande flöde på en väg med hastighetsskyltning på 90 km/h skulle göra. Risken för olyckor kan antas vara proportionellt mot medelhastigheten upphöjd till fyra, dvs:

$$risk(V) = konstant \times V^4$$

där V är medelhastighet. För att få en korrektionsfaktor bestäms att risken normeras till en hastighet på 50 km/h och resultatet skiftas utifrån detta:

$$K_H = \left( \frac{V}{50} \right)^4$$



Figur 4-58. Barriärens storlek som funktion av reshastighet.

Sambandet med högre otrygghet, och därmed större barriär, vid högre andel tung trafik är en korrektionsfaktor, härefter kallad  $K_L$  (där L står för lastbil). En rimlig approximation, med bristande spårbarhet, av  $K_L$  är:

$$K_L(x) = 0,667 + 3,33x$$

där  $x$  är andelen tung trafik. Korrektionsfaktorn är framtagen för "normalnivån" där andelen tung trafik är 10%. Är andelen tung trafik över 10%, blir korrektionsfaktorn större än 1 och därmed ökar barriärens storlek.

Ett mått för barriären, kallad  $B$ , av en trafikled med hänsyn taget till hastighet och lastbilsandel har tagits fram och beräknas enligt:

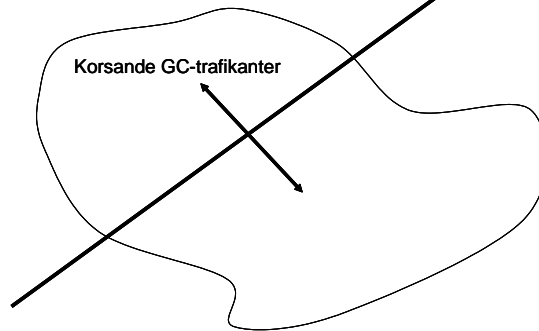
$$B = \dot{A}DT \times K_L \times K_H$$

*Exempel:*

En väg har hastighetsbegränsningen 70 km/h.  $\dot{A}DT$  är 8 000 fordon, varav 12% är tung trafik. Den uppmätta hastigheten på vägen är 64,2 km/h.

JA

Väg med 8 000 fordon per dygn.  
Uppmätt hastighet 64,2 km/h



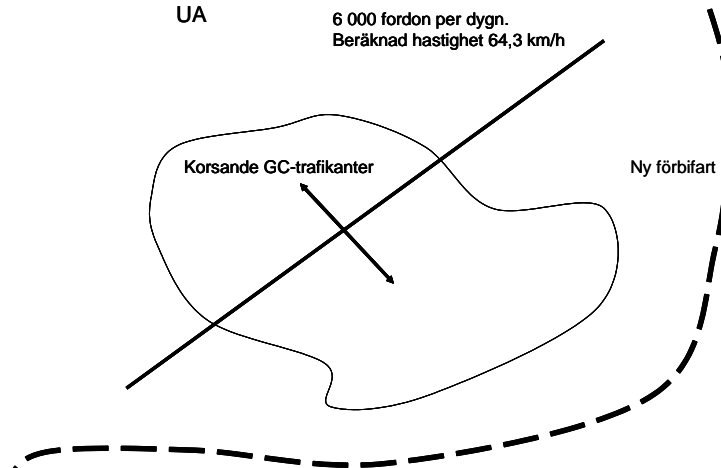
$$K_H = \left(\frac{V}{50}\right)^4 = \left(\frac{64,2}{50}\right)^4 = 2,72$$

$$K_L = 0,667 + 3,33 \times 0,12 = 1,067$$

$$B = 8\,000 \times 2,72 \times 1,067 = 23\,200$$

UA

6 000 fordon per dygn.  
Beräknad hastighet 64,3 km/h



En ny förbifart byggs, vilket innebär att trafiken på den aktuella vägen minskar. Det har beräknats att ÅDT efter det att förbifarten öppnats för trafik kommer att vara 6 000, och att hastigheten ökar något till 64,3 km/h. Andel tung trafik förväntas sjunka till 10 %. Den nya barriären kan då beräknas till:

$$K_H = \left(\frac{V}{50}\right)^4 = \left(\frac{64,3}{50}\right)^4 = 2,73$$

$$K_L = 0,667 + 3,33 \times 0,10 = 1,00$$

$$B = 6\,000 \times 2,73 \times 1,00 = 16\,400$$

### 4.9.3 Potentiellt resebehov

Begreppet potentiellt resebehov syftar på behovet av resor som skulle finnas om inte barriären fanns där och till viss del hindrade resandet. Utgångspunkten är att barriären i någon mening fördyrar (försvårar) resan för de passerande, och liksom i grundläggande mikroekonomisk teori betyder ett högre pris dels högre olägenhet för dem som trots höjningen fortsätter att betala och dels en ökad olägenhet i tvånget att sluta för dem som inte anser sig ha råd. För att generera det potentiella passagebehovet utgår man från befolkningens storlek och dess åldersfördelning. I avsaknad av verklig åldersfördelning kan schablonfördelningar användas.

Efter att åldersfördelning och befolkningsstorlek kan så kallade genereringstabeller användas för att utifrån ärende (bestämt av målpunkter som inbegriper att de resande utsätts för den undersökta barriären), åldersgrupp och stadstyp (innerstad eller ytterstad) bestämmer det potentiella resebehovet. Tabellerna nedan visar schabloner som kan användas för att beräkna resebehov med gång och cykel i inner- och ytterstad i stad med ca 50 000 invånare.

Resebehov i innerstad, gång											
Grupp (ålder)	Hållplats	Service	Skola / lek arbete	Stadsdelslek / rekreation			Småbarnslek 0-400 m	Annans bostad			Totalt
				0-400 m	-800 m	>800 m		0-400 m	400 - 800 m	> 800 m	
0-6	0	0	0	0	0,5	0	1,0	0,5	0	0	2,0
7-9	0,1	0,8	2,5	0,5	0,2	0,1	0	0,5	0,2	0,1	5,0
10-12	0,3	0,7	2,0	0,4	0,1	0,1	0	0,4	0,1	0,1	4,2
13-65	0,3	0,7	0,5	0,2	0,1	0,0	0	0,2	0,1	0,1	2,2
> 65	0,3	0,6	0,0	1,2	0,6	0,2	0	0,2	0,1	0,1	3,3

Tabell 4-68. Resebehov, gång (resor per dygn och person) i innerstad i stad med ca 50 000 invånare (buss ökar i större städer). Sammanlagt antal förflyttningar fram och åter.

Resebehov i ytterstad, gång											
Grupp (ålder)	Hållplats	Service	Skola / lek arbete	Stadsdelslek / rekreation			Småbarnslek 0-400 m	Annans bostad			Totalt
				0-400 m	-800 m	>800 m		0-400 m	400 - 800 m	> 800 m	
0-6	0	0	0	0	0,5	0	1,0	0,5	0	0	2,0
7-9	0,1	0,6	2,5	0,4	0,1	0,1	0	0,4	0,2	0,1	4,5
10-12	0,3	0,6	2,0	0,3	0,1	0,1	0	0,3	0,2	0,1	4,0
13-65	0,3	0,6	0,5	0,1	0,1	0,1	0	0,1	0,2	0,1	2,1
> 65	0,4	0,6	0,0	1,2	0,6	0,2	0	0,1	0,2	0,1	3,4

Tabell 4-69. Resebehov, gång (resor per dygn och person) i ytterstad i stad med ca 50 000 invånare (buss ökar i större städer). Sammanlagt antal förflyttningar fram och åter.



Resebehov i innerstad, cykel											
Grupp (ålder)	Hållplats	Service	Skola / lek arbete	Stadsdelslek / rekreation			Småbarnslek 0-400 m	Annans bostad			Totalt
				0-400 m	-800 m	>800 m		0-400 m	400 - 800 m	> 800 m	
0-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7-9	0	0,2	0,5	0	0,1	0,1	0	0	0,1	0,1	1,1
10-12	0	0,3	1,0	0,1	0,1	0,2	0	0,1	0,1	0,2	2,1
13-65	0	0,1	0,5	0	0,1	0,1	0	0	0	0,2	1,0
> 65	0	0,1	0,0	0	0,1	0,2	0	0	0	0,2	0,6

Tabell 4-70. *Resebehov, cykel (resor per dygn och person) i innerstad i stad med ca 50 000 invånare (buss ökar i större städer). Sammanlagt antal förflyttningar fram och åter.*

Resebehov i ytterstad, cykel											
Grupp (ålder)	Hållplats	Service	Skola / lek arbete	Stadsdelslek / rekreation			Småbarnslek 0-400 m	Annans bostad			Totalt
				0-400 m	-800 m	>800 m		0-400 m	400 - 800 m	> 800 m	
0-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7-9	0	0,2	0,5	0	0,1	0,2	0	0	0,1	0,2	1,3
10-12	0	0,3	1,0	0,1	0,2	0,2	0	0	0,1	0,3	2,2
13-65	0	0,1	0,5	0	0,1	0,1	0	0	0	0,2	1,0
> 65	0	0,1	0,0	0	0,1	0,2	0	0	0	0,2	0,6

Tabell 4-71 *Resebehov, cykel (resor per dygn och person) i ytterstad i stad med ca 50 000 invånare (buss ökar i större städer). Sammanlagt antal förflyttningar fram och åter.*

Normalfördelning	
Ålder	%
0-6 år	10 %
7-9 år	5 %
10-12 år	5 %
13-65 år	70 %
> 65 år	10 %

Tabell 4-72. *Åldersfördelning i ett genomsnittligt bostadsområde.*

*Exempel (fortsättning):*

*I ett bostadsområde (innerstad) bor 500 personer. Det finns inga tillgängliga uppgifter på åldersfördelning, utan den beräknas med Tabell 4-72 till:*

*0-6 år: 0,10x500 = 50 personer*

*7-9 år: 0,05x500 = 25 personer*

*10-12 år 0,05x500 = 25 personer*

*13-65 år 0,70x500 = 350 personer*

*> 65 år 0,10x500 = 50 personer*

*Bostadsområdet är i innerstad, och resebehovet kan med hjälp av Tabell 4-68 beräknas till:*

*Gång:*

*0-6 år: 50 personer x 2,0 resor per dag = 100 resor per dag*

*7-9 år: 25 personer x 5,0 resor per dag = 125 resor per dag*

*10-12 år 25 personer x 4,2 resor per dag = 105 resor per dag*

*13-65 år 350 personer x 2,2 resor per dag = 770 resor per dag*

*> 65 år 50 personer x 3,3 resor per dag = 165 resor per dag*

*Totalt: 1 265 resor per dag.*

*På samma sätt beräknas antal cykelresor med Tabell 4-70 till 460 resor per dag.*

#### **4.9.4 Prognos över resande**

Barriärförändringen samt det potentiella resbehovet används för att göra en prognos över resande i utredningsalternativet (UA). Tanken är att det faktiska flödet från ett bostadsområde till en målpunkt beror linjärt av den barriär som finns mellan de båda punkterna. Utan barriärer har man det potentiella flöde/resbehov som kan beräknas enligt metoder som beskrivs i avsnittet ovan. Om vi antar att resbehovet är  $f_0$  och att det mellan den målpunkt och det bostadsområde som studeras finns en barriär  $B$  så kan flödet,  $f$ , beskrivas som:

$$f = f_0 - \beta B$$

Resbehovet är känt och mäter man sedan upp flödet i jämförelsealternativet (JA), dvs. dagens flöde, samt barriärens storlek kan  $\beta$  beräknas. Genom att föra in den förväntade barriärstorleken som antas gälla för UA fås en prognos av flödet i UA.

Exempel (fortsättning):

Nuvarande gångflöde har mätts upp till 800 per dag och antalet cykeltrafikanter till 200 per dag.

$$\beta = \frac{f_0 - f}{B}$$

$$\beta_{g\ddot{a}ng} = \frac{f_0 - f}{B} = \frac{1\ 265 - 800}{23\ 200} = 0,0200$$

$$\beta_{cykel} = \frac{460 - 200}{23\ 200} = 0,0112$$

Antalet resor efter ombyggnaden kan då beräknas till:

$$\text{G\ddot{a}ng: } f = f_0 - \beta B = 1\ 265 - 0,0200 \times 16\ 400 = 936$$

$$\text{Cykel: } f = f_0 - \beta B = 460 - 0,011 \times 16\ 400 = 276$$

Sammanfattning:

Om förbifarten byggs beräknas antalet gångresor över vägen öka från 800 till 936 per dag. Antalet cykelresor beräknas öka från 200 till 276 per dag.

#### 4.9.5 Restids- och trafiksäkerhetseffekter

Finns tillgång till flöden och barriärstorlekar före respektive efter åtgärd kan förändringar i restid och trafiksäkerhet beräknas samhällsekonomiskt.

Restiden för gång- och cykeltrafikanter är beroende av hur gång- och cykeltrafiknätet är utformat. Följande faktorer inverkar mest:

- avstånd
- hastighet
- fördröjningar vid passager av vägar

Med utgångspunkt från gång- och cykelflöden och de första två faktorerna för JA och UA är det lätt att beräkna restidsförändringar. En rekommendation inför effektberäkningarna är att använda 18 km/h som ett genomsnittsvärde på cykelhastighet. I uppförsbackar kan medelhastigheten antas gå ned mot 11 km/h, och i nedförsbackar kan hastigheten gå upp mot 35 km/h. Vid stor andel barn eller äldre människor kan medelhastigheten på plan mark justeras till ned mot 10 km/h.

Om en passage av en väg är vid en signalreglerad korsning kan väntetiden beräknas som  $0,5 \times \text{tid för rött ljus}$ . Förändringen av tidsåtgång vid passage av vägar där det inte finns någon signalreglering kräver mer beräkningar och är

svåra att göra för hand. Det finns en framtagna modell för det som bygger på att olika trafikantgrupper acceptans av tidluckor mellan passerande fordon <sup>102</sup>.

Trafiksäkerhetseffekterna för gång- och cykeltrafikanter beräknas med hjälp av följande ekvation:

$$\text{antal trafikolyckor per år} = a \times \text{flöde}_{\text{trafik}}^b \times \text{flöde}_{GC}^c$$

Där  $a$ ,  $b$  och  $c$  är konstanter enligt Tabell 4-73.

$\text{flöde}_{\text{trafik}}$  = trafikflöde på vägen, mätt som axelpar per dygn<sup>103</sup>

$\text{flöde}_{GC}$  = antal gående eller cyklister som ska passera vägen

	a	B	C
Fotgängare	0,00000734	0,50	0,72
Cyklister	0,000018	0,52	0,65

Tabell 4-73. Konstanter som används för att beräkna antal trafikolyckor

*Exempel (fortsättning):*

I JA är flödet 8 000 fordon per dygn och 12% är tung trafik. Om det antas att 6% är lastbil utan släp och 6% lastbil med släp, blir flödet:

$$(1-0,12) \times 8\,000 \times 1,0 + 0,06 \times 8\,000 \times 2,2 + 0,06 \times 8\,000 \times 5,5 = 10\,736 \text{ axelpar per dygn}$$

Antalet gångpassager har mätts upp till 800 per dygn och antalet cykelpassager till 200 per dygn.

Antal gångolyckor kan då beräknas enligt:

$$\text{antal gångtrafikolyckor per år} = a \times \text{flöde}_{\text{trafik}}^b \times \text{flöde}_{GC}^c = 0,00000734 \times 10\,736^{0,50} \times 800^{0,72} = 0,094 \text{ per år}$$

$$\text{antal cykeltrafikolyckor per år} = a \times \text{flöde}_{\text{trafik}}^b \times \text{flöde}_{GC}^c = 0,000018 \times 10\,736^{0,52} \times 200^{0,65} = 0,070 \text{ per år}$$

I UA är flödet 6 000 fordon per dygn och 10% är tung trafik. Om det antas att 5% är lastbil utan släp och 5% lastbil med släp, blir flödet:

$$7\,710 \text{ axelpar per dygn}$$

Antal gångtrafikolyckor kan beräknas till 0,089 och antal cykelolyckor till 0,073 per år.

*Sammanfattning:*

Antalet olyckor för gångtrafikanter kan förväntas minska från 0,094 per år till 0,089, medan antalet cykelolyckor beräknas öka från 0,070 till 0,073 per år. Det ska dock påpekas att denna beräkning endast gäller för dem som passerar den aktuella vägen (och inte de som eventuellt blir tvungna att korsa den nybyggda vägen).

<sup>102</sup> Se rapporten "Beräkning av cykeltrafikeffekter vid väginvesteringar - En handledning", Transek 2003-06-23

<sup>103</sup> I kapitlet om trafiksäkerhet finns schabloner för att omvandla fordon till axelpar

Antal skadade beror på hastighetsbegränsningen på den aktuella vägen. Antal döda och svårt skadade (DSS) per år respektive lindrigt skadade per år beräknas enligt:

$$\text{Antal DSS per år} = \text{antal olyckor per år} \times SF \times \text{andel}_{DSS}$$

$$\text{Antal LS per år} = \text{antal olyckor per år} \times SF \times \text{andel}_{LS}$$

Värden på konstanterna  $SF$  och  $\text{andel}_{DSS}$  samt  $\text{andel}_{LS}$  finns i Tabell 4-74.

	Hastighet	SF	andel döda eller svårt skadade	andel lindrigt skadade
<b>Fotgängare</b>				
	30	0,45	30 %	70 %
	50	0,9	30 %	70 %
	70	0,95	62 %	38 %
	90	1	66 %	34 %
	110	1,05	70 %	30 %
<b>Cyklister</b>				
	30	0,4	26 %	74 %
	50	0,8	26 %	74 %
	70	0,85	26 %	74 %
	90	0,9	39 %	61 %
	110	1	53 %	47 %

Tabell 4-74. Konstanter som används för att beräkna skadeföljd och andel döda eller svårt skadade samt andel lindrigt skadade.

**Exempel (fortsättning):**

Om hastighetsbegränsningen på sträckan är 70 km/h kan antal döda eller svårt skadade gångtrafikanter i JA beräknas till  $0,094 \times 0,95 \times 62 \% = 0,055$  per år. Antal lindrigt skadade blir  $0,094 \times 0,95 \times 38\% = 0,034$  per år. Antal döda eller svårt skadade cykeltrafikanter beräknas bli  $0,070 \times 0,95 \times 26 \% = 0,016$  per år, och antal lindrigt skadade  $0,070 \times 0,95 \times 74\% = 0,044$  per år.

På samma sätt kan antalet döda eller svårt skadade gångtrafikanter i UA beräknas till 0,052 per år och antal lindrigt skadade 0,032 per år. Antal döda eller svårt skadade cykeltrafikanter blir 0,016 per år och antal lindrigt skadade 0,046.



**TRAFIKVERKET**

Trafikverket, 781 89 Borlänge. Besöksadress: Röda vägen 1.  
Telefon: 0771-921 921, Texttelefon: 010-123 50 00

[www.trafikverket.se](http://www.trafikverket.se)