

Framkomlighet i korsningar med trafiksignaler

En litteraturöversikt



Ola Hagrind
2000

Ola Haging

Framkomlighet i korsningar med trafiksignaler – en litteratur-
översikt**Ämnesord:**

Framkomlighet, kapacitet, fördröjning, trafiksignaler.

Referat:

LTH har, tillsammans med KTH och VTI, och med Vägverket och Kommunikationsforskningsberedningen som finansierare, i uppdrag att utveckla nya modeller för effektberäkning av vägtrafikanläggningar. Som en del i detta arbete görs en inventering av kunskapsläge och kunskapsbrister. Redovisningen av detta avseende framkomlighet i korsningar med trafiksignaler görs i denna rapport. Ca 110 referenser har studerats och analyserats. På basis av detta och den svenska kapacitetsmodellen har kunskapsbrister identifierats och beskrivits. Dessa avses ligga till grund för fortsatt arbete.

Accessibility in intersections with traffic signals – a literature
survey.**Keywords**

Accessibility, Capacity, Delay, Traffic Signals.

Abstract:

LTH has, together with KTH and VTI, a research project with the purpose of developing new performance models for road traffic facilities. The project is financed by Vägverket and Kommunikationsforskningsberedningen. A first step in this project is to make literature surveys. The result of such a survey, concerning accessibility in intersections with traffic signals is presented in this report. About 110 references have been studied and analysed. On the basis of this, work identification of areas with substantial lack of knowledge has been carried out.

Citeringsanvisning

Haging, Ola. Framkomlighet i korsningar med trafiksignaler – en litteraturöversikt. Lund, Institutionen för Teknik och samhälle, Trafikteknik, 2000. Bulletin - Lunds Tekniska Högskola, Institutionen för Teknik och samhälle, Lunds Universitet, 191.

Med stöd från:

KFB Dnr 1998-0559

**Vägverket**Institutionen för Teknik och samhälle
Lunds Tekniska Högskola
Avdelning Trafikplanering
Box 118, 221 00 LUND, SverigeDepartment of Technology and Society
Lund Institute of Technology
Traffic Planning
Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden

Förord

Denna rapport ***Framkomlighet i korsningar med trafiksignaler – en litteraturöversikt*** – har skrivits inom ramen för projektet ***Effektmodeller för vägtrafikanläggningar***. Detta projekt finansieras av Vägverket och Kommunikationsforskningsberedningen och har som syfte att utveckla nya effektmodeller för vägtrafikanläggningar. Projekt utförs av avdelningen för Trafikteknik vid Lunds Tekniska Högskola, avdelningen för Trafik- och transportplanering vid Kungliga Tekniska Högskolan samt Väg- och transportforskningsinstitutet.

Ett tack till professor Karl Bång, KTH, för värdefulla synpunkter på rapporten och till Torsten Bergh, Vägverket, för värdefulla kontakter och tips på litteratur. Jag vill också tacka Birgitta Åkerud, bibliotekarie vid institutionen för Teknik och Samhälle, LTH, och hennes kolleger vid VTIs bibliotek för hjälp med såväl sökning som anskaffning av litteratur.

Lund november 2000

Ola Haging

Sammanfattning

Inledning

Vid samhällsekonomiska kalkyler är restidskostnaden en av de största posterna. Det är därför av stor vikt att restiden i ett väg- eller gatunät kan beräknas med god noggrannhet då kalkylerna i annat fall kan ge en felaktig skattning av ett vägprojekts kostnader. Också i andra sammanhang är det viktigt att kunna beräkna restiden, t.ex. vid val av korsningstyp i tätorter. De beräkningsmetoder som användes idag är 20 till 25 år gamla vilket reser frågan om hur pass tillförlitliga de är och vilka möjligheter det finns att utveckla nya och bättre modeller. Inom projektet Effektmodeller för vägtrafikanläggningar (EMV) utgör besvarandet av denna fråga en viktig uppgift. Som ett första led i detta har en förnyad litteraturinventering gjorts. En sådan inventering kan inte i sig själv utgöra grunden för en tillförlitlighetsbedömning – för detta krävs också någon form av kontroll mot faktiska förhållanden – men kan ge en underlag för en bedömning av hur väl de bakomliggande teorierna i de existerande modellerna stämmer med de forskningsresultat som finns idag. Ett annat syfte är att ge allmän kunskapsöverblick som underlag för en sammanställning av kunskapsbrister.

I denna rapport behandlas korsningar med signalreglering. Tonvikten ligger på analytiska modeller, dvs. modeller med samband som kan uttryckas på slutna form.

Litteratur som behandlar detta har eftersökts i tidskrifter och forskningspublikationer som behandlar trafikflödesteori, olika konferensserier, nationella kapacitetsmanualer och olika nationella och internationella databaser

Vid framkomlighetsberäkning av trafiksignaler är, med ett givet signalväxlingsschema, bestämning av omloppstider samt gröntidsfördelning den viktigaste delen. Beräkningen av detta kan ske på flera olika sätt och innehåller flera olika delberäkningar. När omloppstid och gröntidsfördelning är bestämd kan olika framkomlighetsmått beräknas. Emellertid måste något effektmått beräknas under gröntidsfördelningen eftersom denna bygger på minimering av något effektmått eller en objektfunktion med något eller några ingående effektmått. I allmänhet är det belastningsgraden eller fördröjningen som minimeras.

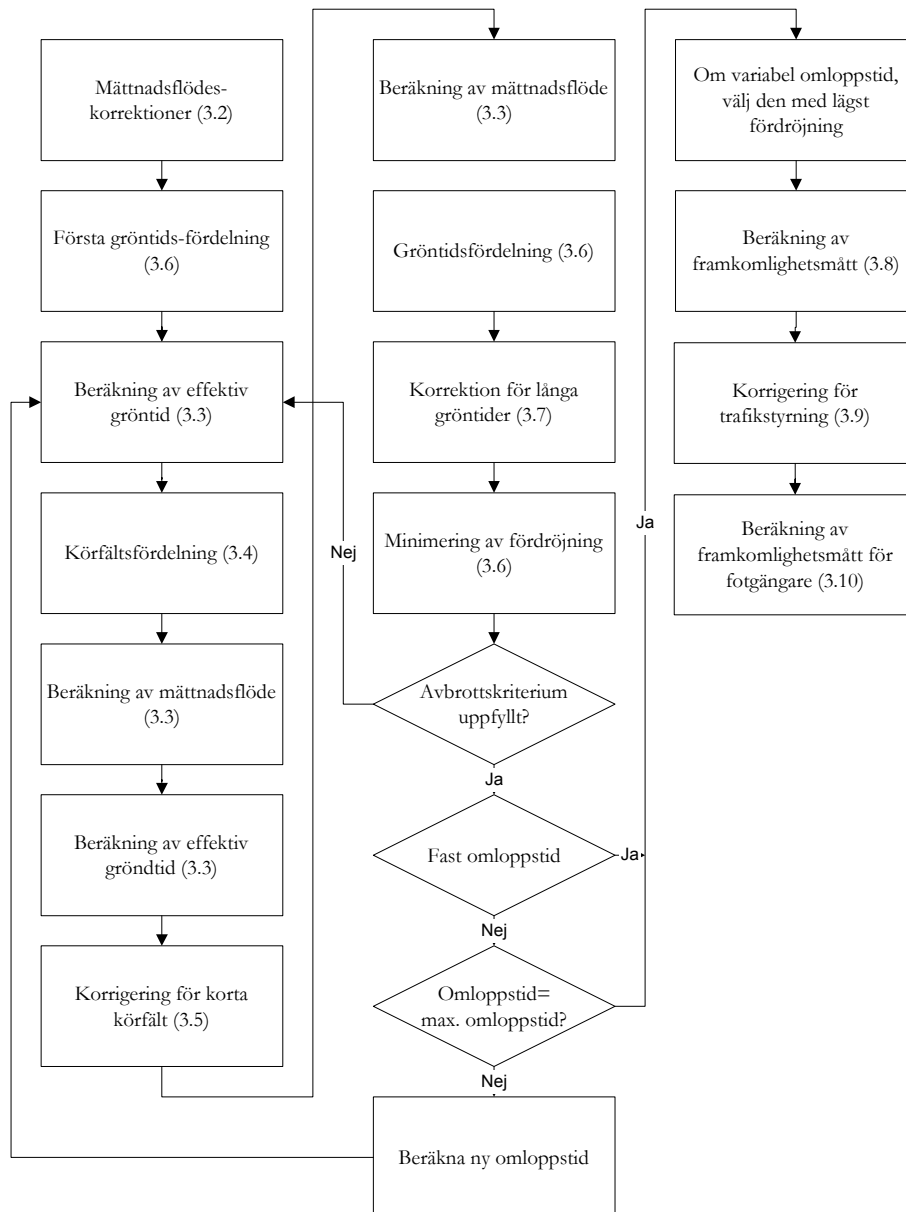
Framtagning av signalväxlingsschema behandlas mycket översiktligt och endast då det finns referenser där detta angripits på ett systematiskt sätt. Beräkning av framkomlighetsmått behandlas också översiktligt. En utförligare rapport om framkomlighetsmått, särskilt fördröjning, kommer att utges separat.

I rapporten görs en förhållandevis noggrann genomgång av sex olika nationella modeller för beräkning av framkomlighetsmått i trafiksignaler, däribland den svenska.

Den första versionen av den svenska beräkningsmodellen är utvecklad av Bång (1978, 1980). Den nuvarande beräkningsmetoden, se Vägverket (1995) är i stort sett densamma som beskrivs i dessa båda referenser. Beräkningarna i denna metod görs enligt det flödesschema som redovisas i figur S1.

Den viktigaste slutsatsen som kan dras är att den modell som används i CAPCAL står sig väl i överensstämmelse med andra beräkningsmodeller. Grundkonceptet med körfältsvis modellering

och hanteringen av mätnadsflöden och sekundärkonflikter håller fortfarande. Vissa delar, främst beräkningen av korta körfält förefaller att vara bättre än vad som finns i andra modeller. Detta innebär att, såvida en analytisk modell ska behållas och utvecklas, den nuvarande modellen kan tjäna som utgångspunkt för detta.



Figur S1 Beräkningsstegen i CAPCAL. Beräkningarna görs körfältsvis och på signalgruppsnivå.

En generell brist i modellen är att de grunddata som används är insamlade under 70-talet. Nyare studier indikerar att mätnadsflödena är högre än vad som anges i modellen. I en del fall är också sambanden mellan mätnadsflöden och till exempel utformning inte alls belagda genom mätningar. Istället har andra modeller använts, såsom HCM. Det finns alltså ett behov av fältmätningar.

Sekundärkonflikter mellan fotgängare och svängande fordon modelleras med en helt igenom teoretisk modell. Analyser och mätningar visar dock att den modell som används ger resultat som stämmer väl med de uppmätta trots att modellerna och förutsättningarna är så olika. Materialet för analysen är dock begränsat vad gäller övergångsställets längd. Intressant i sammanhanget är att den använda modellen inte stämmer med det beteende som observerats i olika mätningar, nämligen att det förekommer en stor andel rödgående. Den fördröjning som beräknas för fotgängare beror av detta, vilket inte beaktas.

Några av delmodellerna för beräkning av mättnadsflöde har vissa brister. Modellen för beräkning av avvecklade fordon efter gröntidens slut är ej validerad. Modellen för beräkning av hur många fordon som kan avvecklas innan ett körfält blir blockerat av svängande, magasinerade fordon klarar bara en svängande ström.

Modellen för korta körfält klarar ej av flera korta körfält bredvid varandra på ett tillfredsställande sätt.

Den modell som används för att bestämma gröntider, givet en viss omloppstid, baseras på belastningsgrad. Denna modell fungerar inte tillfredsställande när det förekommer korta körfält, särskilt då ett kort körfält ej tillhör samma signalgrupp som det intilliggande körfältet. För närvarande finns en möjlighet att finna en bättre lösning baserad på en enkel gradientmetod. En bättre lösning kan förmodligen erhållas genom att restriktioner läggs på gröntiden. Vidare så uppstår problem vid höga belastningar, dvs. när kapaciteten ej räcker till. Orsaken till detta är ej klarlagd men kan bero på att det kan finnas strömmar med sekundärkonflikt som ej får någon effektiv gröntid.

Fördröjningsberäkningen baseras på en modell med diskontinuiteter. Denna borde kunna ersättas med en kontinuerlig modell. Ett större problem är att inverkan av såväl tidsstyrning som samordning inte kan modelleras. Vissa möjligheter att modellera trafikstyrning finns, men baserat på gamla simuleringsresultat. Det finns två möjligheter att hantera effekter av tidsstyrning och samordning. Det ena är att, baserat på simulering, bestämma en regressionsmodell, det andra är att kalibrera en analytisk modell, till exempel av den typ som finns i HCM. Vidare diskussion av beräkning av fördröjning och andra till detta relaterade mått, kommer att hanteras i en särskild rapport.

I samband med detta kan valet av modelltyp diskuteras, ska en analytisk modell eller en simuleringsmodell användas? Båda har för- och nackdelar. Fördelen med en simuleringsmodell är dess större flexibilitet, särskilt gäller hanteringen av styrstrategier. Nackdelen är svårigheten att implementera dessa – det är inget som den vanlige användaren gör.

Utöver detta kan modellfilosofin behöva diskuteras – hur mycket stöd och råd ska ges. Ska, som en del referenser visat på, det vara möjligt att också få förslag till körfältsfördelning och val av fasbilder?

Jämförelse med andra modeller

I tabell S1 görs en sammanställning av de i kapitel 3 till 8 beskrivna beräkningsmodellerna. Det finns en stor spännvid vad gäller såväl beräkningsnivå, mättnadsflödeskorrektioner, avvecklingsförlopp, sekundärkonflikter och inverkan av olika former av trafikstyrning. Gröntidsfördelningen och valet av omloppstid är däremot relativt likartat – belastningsgraden i de kritiska deltillfarterna/de kritiska körfälten avgör gröntidsfördelningen även om metoderna för detta varierar mellan

de olika modellerna. Maximering av reservkapaciteten bör ge ungefär samma lösning som minimering av belastningsgraden. Två modeller, den svenska och den brittiska, kan göra beräkningar så att fördröjningen minimeras. Omloppstiden sätts så att fördröjningen minimeras i alla modeller utom den svenska, där beräkningar görs för alla omloppstider mellan 40 och 120 s i femsekundersintervall.

Tabell S1. Sammanställning av egenskaper hos sex olika nationella beräkningsmodeller för trafiksignaler.

	Sverige	USA	Australien	Tyskland	Storbritannien	Canada
Beräkningsnivå						
• Körfält/deltillfart	Körfält	Deltillfart	Körfält	Deltillfart	Deltillfart	Körfält
• Fordon/pbe	Fordon	pbe	pbe	pbe	pbe	pbe
Mättnadsflöde						
• Fordonstyper	X 1)	X	X	X	-	X
• Lutning	X	X	X	X	X	X
• Cyklar	X	-	-	-	-	-
• Radie	X	-	-	X	X	X
• Körfältsbredd	X	X	X	X	X	X
• Körfältsmarkering	X	-	-	-	-	-
• Parkering	X	X	-	-	-	X
• Busshållplatser	X	X	-	-	-	X
• Ojämnt utnyttjande	-	X	X	X	-	-
• Andel svängande	-	-	-	X	-	-
• Fotgängarflöde	-	-	-	X	-	-
• Kantstenskörfält	-	-	-	-	X	-
• Gröntidens längd	X	X	X	X	-	X
• Korta körfält	-	-	-	-	-	X
Avvecklingsförlopp						
• Blockerad tid	X	X	X	X	-	-
• Ej blockerad tid	-	-	-	-	X	X
• Efter rött	X	X	X	X	X	X
Sekundärkonflikter						
• Västersv. motorf.	Krit. tid.	Linjära 2)	X	Krit. tid.	X	X
• Västersv. fotgängare	Krit. tid.	-	-	-	-	-
• Högersv. fotgängare	Krit. tid.	Linjära 2)	-	Krit. tid.	-	X
Korta körfält	Simuleras	-	Enkel korr.	Enkel korr.	-	5)
Gröntidsfördelning						
• Kriterium	Min(x)+min(d)	Min(x)	Min(x)	Min(x)	Max(R)+min(d)	Min(x)
• Linjär program.	X	-	-	-	X	-
• Krit. körfält/sig.grp.	-	X	X	X	-	X
Omloppstid	Min(c) 4).	Min(c)	Min(c)	Min(c)	Min(c)	Min(c)
Korrektion						
• Samordning	-	X	-	-	-	-
• Trafikstyrning	X	X	-	-	-	-

1) Endast tunga fordon

2) Flera olika delmodeller finns

3) Normalt tas hänsyn till andel stopp

4) Beräkningen görs över intervallet $[C_{\min}, c_{\max}]$

5) Görs som mättnadsflödeskorrektion

Slutsatser

En möjlig fortsättning på detta arbete skulle kunna vara att, med utgångspunkt från den nuvarande beräkningsmodellen, ställa upp en ny modell och i denna inkludera de teoretiska landvinningar som gjorts under senare tid. Utifrån denna kan sedan behovet av fältmätningar och ytterligare teoriutveckling bedömas. Det förefaller dock klart redan nu att nya fältmätningar behövs.

Ytterligare en ansats, som inte utesluter någon av de övriga, är att särskilt granska de modeller som finns för beräkning av olika effektmått. Dessa modeller är ofta komplicerade och kräver en djupgående analys.

En viktig del i det fortsatta arbetet är modellvalidering. Särskilt gäller detta för fördröjning, som är det viktigaste framkomlighetsmättet.

Innehållsförteckning

<i>Sammanfattning</i>	<i>i</i>
Inledning	<i>i</i>
Jämförelse med andra modeller	<i>iii</i>
Slutsatser	<i>v</i>
1. <i>Inledning</i>	<i>1</i>
1.1 Bakgrund och syfte	<i>1</i>
1.2 Metod	<i>1</i>
1.3 Avgränsningar	<i>2</i>
2. <i>Beräkning av trafiksignaler – en översikt</i>	<i>3</i>
2.1 Inledning	<i>3</i>
2.2 Beräkning av en tidsstyrd signal	<i>3</i>
2.3 Representation av styrsystemet	<i>4</i>
2.4 Några definitioner	<i>4</i>
2.5 Mättnadsflöden	<i>5</i>
2.6 Effektmått	<i>6</i>
3. <i>Sverige</i>	<i>7</i>
3.1 Inledning	<i>7</i>
3.1.1 Översikt över beräkningsmodellen	<i>7</i>
3.1.2 Faser och signalgrupper	<i>8</i>
3.2 Mättnadsflöde	<i>9</i>
3.2.1 Mättnadsflödeskorrektioner	<i>9</i>
3.2.2 Rikttningsberoende mättnadsflödeskorrektioner	<i>10</i>
3.2.3 Tidsberoende mättnadsflödeskorrektioner	<i>10</i>
3.3 Sekundärkonflikter	<i>10</i>
3.3.1 Inledning	<i>10</i>
3.3.2 Beräkning av blockerad tid	<i>11</i>
3.3.3 Beräkning av mättnadsflöden	<i>11</i>
3.3.4 Avveckling efter grörtidens slut	<i>12</i>
3.3.5 Körfält med flera trafikströmmar	<i>12</i>
3.4 Körfältsfördelning	<i>12</i>
3.5 Korta körfält	<i>12</i>
3.6 Gröntidsfördelning	<i>12</i>
3.7 Beräkning av framkomlighetsmått	<i>13</i>
3.8 Korrigering för trafikstyrning	<i>13</i>
3.9 Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	<i>13</i>
3.10 Övriga modeller och mätningar	<i>14</i>
4. <i>USA</i>	<i>15</i>
4.1 Inledning	<i>15</i>
4.2 Mättnadsflöde	<i>15</i>
4.2.1 Körfältsberoende mättnadsflödeskorrektioner	<i>15</i>
4.2.2 Rikttningsberoende mättnadsflödeskorrektioner	<i>15</i>
4.3 Sekundärkonflikter	<i>16</i>
4.3.1 Inledning	<i>16</i>

4.3.2	Beräkning av blockerad tid	16
4.3.3	Beräkning av mättnadsflöden	16
4.3.4	Avveckling efter grörtidens slut	16
4.3.5	Körfält med flera trafikströmmar	17
4.4	Körfältsfördelning	17
4.5	Korta körfält	17
4.6	Gröntidsfördelning	17
4.7	Beräkning av framkomlighetsmått	17
4.8	Korrigerig för trafikstyrning	18
4.9	Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	18
5.	<i>Australien</i>	19
5.1	Inledning	19
5.2	Mättnadsflöde	19
5.3	Sekundärkonflikter	20
5.4	Körfältsfördelning	20
5.5	Korta körfält	21
5.6	Gröntidsfördelning	21
5.7	Beräkning av framkomlighetsmått	22
5.8	Korrigerig för trafikstyrning	22
5.9	Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	22
5.10	Övriga modeller och mätningar	22
6.	<i>Tyskland</i>	23
7.	<i>Storbritannien</i>	25
8.	<i>Canada</i>	27
8.1	Inledning	27
8.2	Mättnadsflöde	27
8.3	Sekundärkonflikter	27
8.4	Avveckling efter grörtidens slut	28
8.5	Fria högersvägar	28
8.6	Körfältsfördelning	29
8.7	Korta körfält	29
8.8	Gröntidsfördelning	29
8.9	Beräkning av framkomlighetsmått	29
8.10	Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	29
9.	<i>Jämförelse av de nationella modellerna</i>	31
10.	<i>Övriga modeller</i>	33
10.1	Mättnadsflöden	33
10.2	Sekundärkonflikter och körfält med flera strömmar	34
10.3	Effektiv grörtid	37
10.4	Högersvängande strömmar	37
10.5	Busshällplatser	38
10.6	Körfältsfördelning	38
10.7	Gröntidsfördelning	38
10.8	Fördröjning och kölängd	39

10.9	Trafikstyrda korsningar	42
10.10	Samordning	42
10.11	Andra modelltyper	43
11.	<i>Sammanställning av kunskapsbrister</i>	45
11.1	Översikt	45
11.2	Forskningsproblem för trafiksignaler enligt HCM.....	46
11.2.1	Dokumenterade forskningsområden.....	46
11.2.2	Odokumenterade forskningsområden	48
11.2.3	Kostnader.....	49
12.	<i>Sammanfattning och rekommendation för fortsatt arbete</i>	51
	<i>Referenser</i>	53

1. Inledning

1.1 Bakgrund och syfte

Vid samhällsekonomiska kalkyler är restidskostnaden en av de största posterna. Det är därför av stor vikt att restiden i ett väg- eller gatunät kan beräknas med god noggrannhet då kalkylerna i annat fall kan ge en felaktig skattning av ett vägprojekts kostnader. Också i andra sammanhang är det viktigt att kunna beräkna restiden, t.ex. vid val av korsningstyp i tätorter.

Vägverket noterade behovet av noggranna beräkningsmetoder under 70-talet då en kapacitetsutredning genomfördes. Denna resulterade bland annat i en litteraturstudie (Vägverket 1973) och en handbok för kapacitetsberäkningar (Vägverket 1977). Bakgrund och syfte till kapacitetsutredningen är given av Peterson (1978, 1980). Beräkningsmodellen för trafiksignaler är utvecklad av Bång (1978, 1980).

Baserad på beräkningsmodellen utvecklades ett datorprogram för framkomlighetsberäkning i korsningar – CAPCAL (Hansson 1980). 1986 påbörjades en revidering av beräkningsmodellen, med syfte dels att överföra CAPCAL till persondatormiljö, dels att uppdatera beräkningsmodellerna – en hel del forskningsresultat hade avsatts sedan den föregående litteraturinventeringen. Den litteraturstudie som gjordes kom aldrig att publiceras medan däremot beräkningsmetoden (Vägverket 1995) och en reviderad version av datorprogrammet gavs ut. Om ej annat står i texten syftar CAPCAL till denna version och den med denna sammanhängande beräkningsmetoden. I allt väsentligt byggde beräkningsmetoden för signalreglerade korsningar på den tidigare använda metoden.

Beräkningsmetoden är således 20 till 25 år gammal vilket reser frågan om hur pass tillförlitlig den är och vilka möjligheter det finns att utveckla en ny och bättre modell. Inom projektet Effektm modeller för vägtrafikanläggningar (EMV) utgör besvarandet av denna fråga en viktig uppgift. Som ett första led i detta har en förnyad litteraturinventering gjorts. En sådan inventering kan inte i sig själv utgöra grunden för en tillförlitlighetsbedömning – för detta krävs också någon form av kontroll mot faktiska förhållanden – men kan ge en underlag för en bedömning av hur väl de bakomliggande teorierna i de existerande modellerna stämmer med de forskningsresultat som finns idag. Ett annat syfte är att ge allmän kunskapsöverblick som underlag för en sammanställning av kunskapsbrister.

I denna rapport behandlas korsningar med signalreglering. Tonvikten ligger på analytiska modeller, dvs. modeller med samband som kan uttryckas på slutna form.

1.2 Metod

Litteratur om framkomlighet i signalreglerade korsningar har eftersökts på några olika sätt. Bland annat har följande källor använts:

- Tidskrifter som behandlar trafikflödesteori. I första hand har Transportation Research, Transportation Science, Journal of Transportation Engineering och Traffic Engineering+Control genomsköts. Det finns fler tidskrifter än dessa som kan vara av intresse men andelen artiklar av passande slag är låg och det har bedömts vara enklare att söka dessa genom olika databaser (se nedan).

- Transportation Research Records, utgiven av Transportation Research Board, USA.
- Olika konferensserier. Särskilt har serierna Internatiol Symposium on Highway Capacity och International Symposium on Traffic and Transportation Theories granskats.
- Nationella kapacitetsmanualer.
- Litteratursökning i olika nationella och internationella databaser.

Utöver detta har några metasökningar – dvs. sökning i tidigare sökningar – gjorts. Bland annat har då den ovan refererade, men opublicerade litteraturinventeringen och den inventering som gjordes vid utvecklingen av en ny kapacitetsmanual för Indonesien (SweRoad 1991) använts.

För att lättare kunna utvärdera den svenska beräkningsmetoden har det, då dessa befunnits vara bristfälligt dokumenterade, gjorts en marginalmarkering med symbolen ■. Metoder och mätvärden som är felaktiga eller föråldrade har ej markerats.

Särskild uppmärksamhet har ägnats de olika nationella beräkningsmetoder som finns. I kapitel 3 till 8 redovisas sex sådana metoder. Därefter redovisas studier som behandlar olika delmetoder. Det har inte alltid varit möjligt att skilja på metoder som senare kommit att ingå i HCM¹ och sådana som (ännu) ej gjort det. Principen har varit att de artiklar som behandlat vidareutveckling av HCM har beskrivits i kapitel 10.

Referenser citeras enligt Harvardsystemet. I de fall då hänvisning görs till en referens via en annan referens anges året inom klammer. Totalt omfattar inventeringen ca 110 referenser, flertalet från 90-talet. Då antalet referenser är så stort har referaten fått bli kortfattade. Det har bedömts som mer naturligt att i kommande arbeten ta fasta på de viktigaste arbetena och penetrera dem mer noggrant. Särskilt gäller detta de referenser eller delar av referenser som behandlar den slutliga effektmåtsberäkningen.

Det bör noteras att den ständiga utvecklingen inom området bland annat leder till nya versioner av nationella kapacitetsmanualer. I vissa fall har det varit befogat att referera till olika versioner. Om inget annat står avses dock alltid den senaste av de refererade versionerna.

1.3 Avgränsningar

Rapporten behandlar endast oberoende anläggningar. Tonvikten ligger på ett antal väl etablerade modeller för beräkning av tidsstyrda trafiksignaler men med olika slag av korrektioner eller delmodeller för trafikstyrda trafiksignaler. Avgränsningen är här inte fullständigt glasklar och det samma gäller avgränsningen mot samordnade system.

Fördröjning, kölängd och andra effektmått behandlas förhållandevis översiktligt. För en mer utförlig redogörelse hänvisas till särskild rapport. En del arbeten baseras på matematiska verktyg och modeller, t.ex. grafteori, som författaren ej är förtrogen med och dessa har därför behandlats summariskt.

¹ HCM = Highway Capacity Manual, USA. Tre versioner finns: HCM 1985, Transportation Research Board (1985), HCM 1997, Transportation Research Board (1998) samt HCM 2000 (referens saknas).

2. Beräkning av trafiksignaler – en översikt

2.1 Inledning

En trafiksignal kan vara trafik- eller tidsstyrd. Den kan dessutom vara isolerad eller samordnad med andra trafiksignaler. Detta ger upphov till fyra kombinationer med varierande beräkningsbarhet och komplexitet:

Tidsstyrd oberoende trafiksignal

Detta är den ur beräkningssynpunkt enklaste kombinationen. Eftersom alla omlopp förutsättes lika är det tillräckligt att beräkna endast ett omlopp där trafikflödena beskrivs – med undantag för beräkningen av de olika framkomlighetsmått – enbart med medelvärdet. De resultat som normalt erhålles – förutom framkomlighetsmått – är den optimala tidssättningen med avseende på någon variabel, i allmänhet den genomsnittliga fördröjningen för alla trafikanter alternativt alla biltrafikanter. Svårigheterna att göra beräkningar på denna typ av trafiksignal jämfört med korsningar utan trafiksignaler består i att finna den optimala tidssättningen, dvs. det krävs någon form av optimering av systemet.

Trafikstyrd oberoende trafiksignal

Svårigheten med beräkningar av denna typ av trafiksignal är att modellera de effekter som styrsystemet ger. Den optimala tidssättningen bestäms inte av någon övergripande variabel eller objektfunktion utan av en styralgorithm med kontinuerligt uppdaterade indata. Styralgoritmen kan vara av enklare slag, såsom gröntidsmätning, eller mer komplex som till exempel den typ av objektfunktion som först angetts av Miller (1963a) och som senare utvecklades av Bång (1976). Beräkningen av detta system kan göras på två sätt, antingen med en analytisk modell som inbegriper korrigeringsfaktorer för trafikstyrningen, eller med simulering där variationen över tiden kan beaktas.

Tidsstyrd samordnad signal

Man kan här vara intresserad av hela systemet eller enstaka korsningar i systemet. Analytiska modeller är användbara i båda fallen, i det senare fallet krävs att fordonens ankomster kan kopplas till gröntiden så att samordningseffekten kan beskrivas. Beräkningen av ett samordnat system innebär svårigheter dels vad gäller optimering, dels själva beskrivningen av systemet. Trots detta finns analytiska beräkningsmodeller.

Trafikstyrd samordnad signal

Denna typ av signal eller signalsystem innefattar ett flertal svårigheter som normalt endast kan lösas genom simulering.

2.2 Beräkning av en tidsstyrd signal

Algoritmen för beräkning av en tidsstyrd signal ser, på kortast möjliga form, ut på följande vis:

- Beräkning av mättnadsflöden
- Beräkning av tidsättning

I de fall då korsningen är av enkelt slag – i avsaknad av korta körfält, fotgängare osv. – kan det vara möjligt att genomföra beräkningen i ett steg, men normalt måste en iterativ lösning tillgripas eftersom förändringar i tidsättningen påverkar mättnadsflödena. Särskilt gäller detta för korta körfält där blockerings effekter kan ha en avgörande inverkan på såväl mättnadsflöde som tidsättning. De båda angivna stegen innehåller en rad olika delberäkningar som måste genomlöpas i varje iteration. Det första steget utgår från systembeskrivningen medan det andra steget kan ses som en fristående del där en given objektfunktion ska minimeras och där allmänna optimeringsmetoder kan användas.

Det motsatta förfarandet, att man vill beräkna vilka flöden som ger en viss fördröjning (egentligen servicenivå), är mindre vanligt men förekommer. Det behandlas i avsnitt 10.12.

2.3 Representation av styrsystemet

De centrala begrepp som används är fas och signalgrupp. Givet ett omlopp med definierade faser kan signalgrupperna bestämmas utifrån definitionen att en signalgrupp är trafikströmmar som aldrig inbördes kan visa från varandra skilda signalbilder. Detta ger ett minimumantal av signalgrupper som skiljer sig från den definition och det antal som finns i en trafiksignal i drift. Eftersom det i den analytiska beräkningen inte går att variera gröntiden mellan omloppen finns inget behov av något annat signalgruppskriterium. Vissa egenskaper vid signalgruppsstyrning, framförallt användandet av sekundära fasbilder, kan efterliknas genom att lägga till en särskild fas efter primärfasen.

2.4 Några definitioner

De viktigaste begreppen som behövs för att beskriva en trafiksignals funktion är de följande:

- G*** visad gröntid
- g*** effektiv gröntid
- F*** växlingstid
- c*** omloppstid
- q*** inkommande flöde
- s*** mättnadsflöde
- K*** kapacitet
- i*** index över faser eller kritiska signalgrupper
- R*** reservkapacitet = $K - q$

Kapaciteten ges av $K = \frac{sg}{c}$.

Andel gröntid ges av $u = \frac{g}{c}$. $U = \sum_i u$.

Flödesförhållandet ges av $y = \frac{q}{s}$. $Y = \sum_i y$.

Belastningsgraden ges av $x = \frac{q}{Q} = \frac{qc}{sg} = \frac{y}{u}$.

Den minsta omloppstiden ges av

$$c_{\min} = \frac{F}{1 - \sum_i y_i} \quad (2.1)$$

medan den omloppstid som ger lägst fördröjning ges av

$$c_{\min(d)} = \frac{aF + b}{1 - \sum_i y_i} \quad (2.2)$$

(Webster and Cobbe 1966) där a och b är konstanter av stoleksordning 1.5 respektive 5 och i anger de kritiska signalgrupperna.

Med personbilsäkvivalent (pbe) avses en faktor som beskriver inverkan av olika fordonstyper relativt en personbil. I en signalreglerad korsning avses hur lång tid ett fordon av en viss typ behöver för avveckling relativt en personbil. Personbilsenhet (pbn) används för att beskriva ett flöde, uttryckt i personbilar, dvs. ett flöde där de olika fordonstyperna omvandlats till personbilsenheter genom utnyttjande av pbe-värden.

2.5 Mättnadsflöden

Begreppet mättnadsflöde har ovan använts utan närmare definition. I CAPCAL är mättnadsflödet implicit definierat som det antal fordon som kan avvecklas per tidsperiod under grönt. Definitionen är inte oproblematisk, beroende bland annat på att mättnadsflödet inte nås momentant och att det sjunker vid långa gröntider. Teply (1991) har gjort en genomgång av definitioner och mätningar av mättnadsflöden enligt HCM (Transportation Research Board 1985), SIDRA² (Akçelik 1993) och CCG (Richardson et al. 1984). Han fann följande skillnader:

- Mätpunkt. Mättnadsflöden kan mätas vid stopplinjen eller nedströms denna vilket ger olika resultat för de olika metoderna i början av avvecklingstiden.
- Referenspunkt på fordonet. Också valet av referenspunkt (t. ex. bakre eller främre stötfångare eller hjulpar) ger olika resultat i början av avvecklingstiden.
- Tidpunkt för mätstart. Ju mer mätstarten senareläggs desto högre kommer mättnadsflödet att bli eftersom en större del av det förlopp då mättnadsflödet nås tas bort.
- Fordonsekvivalenter. För att kunna beskriva mättnadsflödet måste det konverteras till fordonsekvivalenter (alternativt kan andelen fordon av olika slag anges men detta påverkar jämförelsemöjligheterna). Värdet på dessa fordonsekvivalenter påverkar mättnadsflödet.

Den största uppmätta skillnaden var mellan SIDRA och den version av CCG där pbe-värdena bestämdes för varje genomförd mätning. Skillnaden uppgick till 23%. Detta behöver inte inne-

² SIDRA = Signalised Intersection Design and Research Aid (Australien), CCG = Canadian Capacity Guideline (Canada)

bära att en eller flera av de olika beräkningsmetoderna ger felaktiga resultat eftersom resultatet också är beroende av hur den effektiva gröntiden (se avsnitt 3.1.2) beräknas men det försvårar jämförelser av mättnadsflöden. Teply et al. (1995) anger att de mättnadsflöden som anges i HCM 1985 är 5% större än de som används i CCG beroende på metodskillnader.

I stället för att ange ett konstant värde på mättnadsflödet, eventuellt med en korrigeringsfaktor för avtagande värde i slutet av en lång gröntid, kan mättnadsflödet beskrivas som ett medelvärde vid en viss tidpunkt (Teply 1991). Antalet fordon som kan avvecklas blir då produkten av mättnadsflödet vid gröntidens slut och gröntidens längd med kompensation för avveckling efter grönt. Man behöver då inte definiera någon tidsförlust i början av gröntiden.

Ytterligare ett problem vid definitionen av mättnadsflöde är att detta kan definieras för såväl obrutna som brutna flöden, där det sistnämnda uppstår vid sekundärkonflikter. Det torde av framställningen framgå vilket som avses.

2.6 Effektmått

I genomgången av olika modeller behandlas en del av de effektmått som beräknas. Olika definitioner gör att det kan vara svårt att göra jämförelser.

Det viktigaste måttet är normalt fördröjning. I Sverige definieras fördröjning som den tidsförlust som uppkommer på grund av korsningens utformning och på grund av interaktioner med övriga trafikanter. De bägge komponenterna benämns geometrisk fördröjning respektive interaktionsfördröjning. Det antas att den totala fördröjningen är $\max(\text{retardationsfördröjning, interaktionsfördröjning}) + \text{accelerationsfördröjning}$, dvs. att retardationsfördröjningen fångas upp av interaktionsfördröjningen då den senare är längst. En förhållandevis enkel översikt över fördröjning i trafiksignaler har presenterats av Hurdle (1984)

I HCM 1985 gör man samma åtskillnad (average overall delay respektive stopped delay). En diskussion av detta görs av Teply (1997). "Stopped delay" erhålls genom att den deterministiska komponenten multipliceras med 0.76. Teply (1989) och Olszewski (1993) behandlar dessa fördröjningsmått ingående.

Det vanligaste kömättet i Sverige är kölängden vid gröntidens början. Eftersom de sista fordonen i kön ej börjar avvecklingen momentant kommer kön att växa till ytterligare. Den längsta kö som på så sätt uppstår kallas på engelska "back of queue". Olika skattningar av denna anges av Teply et al. (1995) och Teply (1997).

Teply (1993) diskuterar ytterligare andra effektmått såsom risken för att ett omlopp blir överbelastat och redovisar en del samband för detta. Detta effektmått har inte kommit till användning i Sverige, åtminstone inte i CAPCAL.

Powell (1997) gjorde mätningar av fördröjning, bland annat inför förändringen från användningen av "stopped delay" till "total delay" i HCM. Viktiga aspekter på mätningen, som olika feltermer, diskuteras.

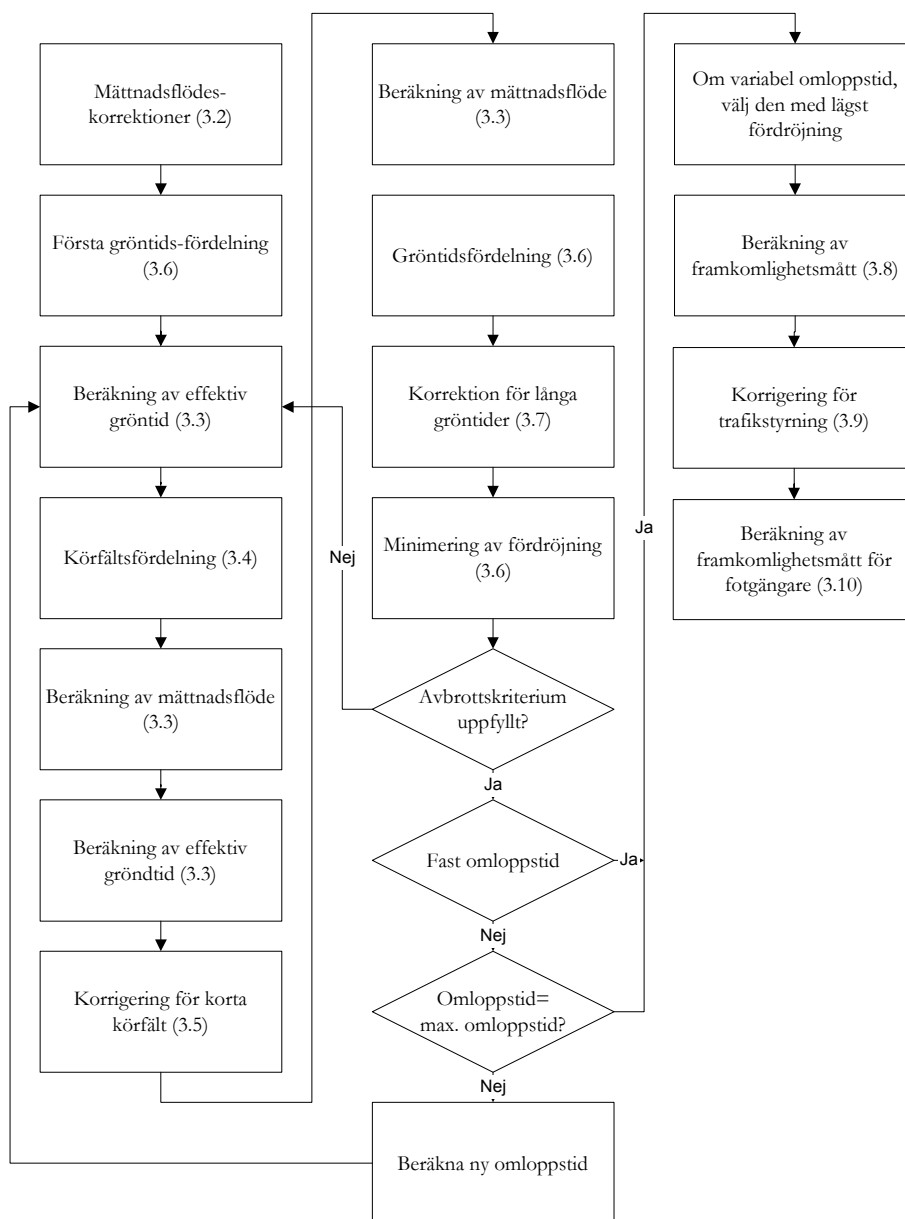
Referenser som behandlar modeller för framkomlighetsberäkning redovisas i avsnitt 10.8.

3. Sverige

3.1 Inledning

3.1.1 Översikt över beräkningsmodellen

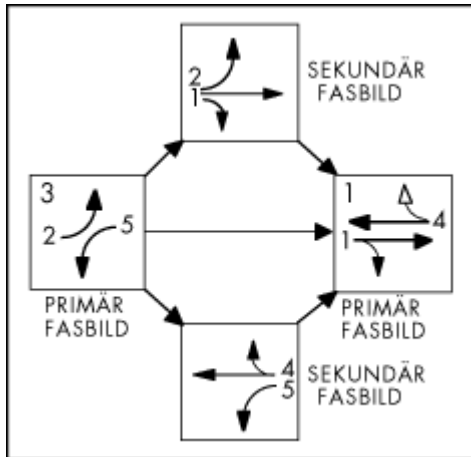
CAPCAL (Vägverket 1995) är ett exempel på en modell för beräkning av tidsstyrda trafiksignaler med den algoritm som presenteras i avsnitt 2.2. I figur 3.1 visas en mer detaljerad beskrivning av beräkningsstegen i CAPCAL. Beräkningen av mättnadsflöden är nedbruten i flera olika delberäkningar varav några upprepas eftersom de första beräkningarna ej ger stabila resultat.



Figur 3.2 Beräkningsstegen i CAPCAL. Siffrorna inom parentes hänvisar till det avsnitt där beräkningsstegen beskrivs. Beräkningarna görs körfältsvis och på signalgruppsnivå.

3.1.2 Faser och signalgrupper

Signalväxlingsschemat byggs upp av faser (såväl primära som sekundära) i en fast följd, se figur 3.2. Detta innebär att endast en av de sekundära fasbilderna kan ingå i signalväxlingsschemat (möjlighet finns dock att göra två beräkningar med olika sekundär fasbild, så kallad alternativfas).



Figur 3.3 Primära och sekundära fasbilder.

För en tidsstyrd anläggning har varje fas en bestämd tidslängd som definieras som

$$P = F + G_f \quad (3.1)$$

där F växlingstiden och G_f är gröntiden. Ett omlopp är då summan av alla P . För en signalgrupp som omfattar n faser definieras gröntiden som

$$G_s = \sum_{i=1}^n G_i + \sum_{i=1}^{n-1} F_i \quad (3.2)$$

där i anger fas. Gröntidens början och slut kan vara förskjutet (tilltid och fräntid) varvid gröntiden kan skrivas

$$G_s = \sum_{i=1}^n G_i + \sum_{i=1}^{n-1} F_i - T_1^t + T_n^f \quad (3.3)$$

Begreppet effektiv gröntid avser den del av gröntiden som kan utnyttjas för avveckling. Denna bestäms dels av tidsförluster och tidsvinster i början och slutet av varje signalgrupp, dels av sekundärkonflikter som beskrivs i avsnitt 3.3. Den tidsförlust som görs hänger samman med att mättnadsflödet ej kan nås momentant. Tidsvinsten i slutet hänger samman med att en viss del av den gula (tidigare gröngula) tiden utnyttjas för avveckling. I CAPCAL förutsätts att tidsvinsten är lika stor som tidsförlusten. Det är möjligt att förarbeteendet har ändrats i samband med att ny signalväxling genomförts så att detta antagande ej längre stämmer.

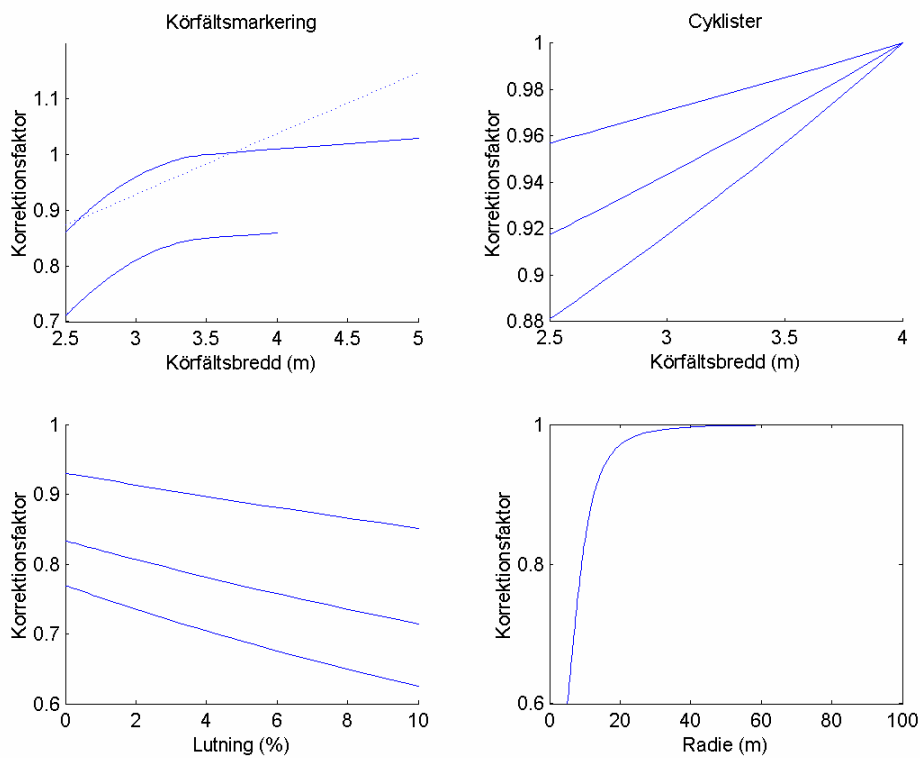
Den effektiva gröntiden bestäms utöver detta av eventuella sekundärkonflikter, se vidare avsnitt 3.3.

3.2 Mättnadsflöde

3.2.1 Mättnadsflödeskorrektioner

Mättnadsflödena är beroende av körfältsbredd och körfältsmarkeringar, cyklister i körfältet, andel tunga fordon, parkeringsrörelser och bussrörelser. Korrektionerna är multiplikativa.

- Grundvärdet för mättnadsflödet gäller för ett 3.5 m brett körfält avsett för endast raktframkörande personbilar. I CAPCAL är grundvärdet 1850 personbilar/timme. Någon källa för detta anges inte.
- Beroendet av körfältsbredd och körfältsmarkeringar har undersökts av Nordqvist och Hansson (1976). I CAPCAL anges matematiska samband mellan mättnadsflöde (egentligen relativ förändring av mättnadsflödet), körfältsbredd och körfältsmarkering. Några sådana matematiska samband finns ej i den ursprungliga redovisningen av mätningarna Nordqvist och Hansson (1976). I figur 3.3 finns de i CAPCAL angivna sambanden uppritade. Smala körfält har förhållandevis stor inverkan på kapaciteten.



Figur 3.4 Samband mellan mättnadsflödeskorrektion och olika utformning och trafikförhållande. Körfältsmarkering: övre kurvan – med markering, undre kurvan – utan markering. Streckad linje: HCM, se avsnitt 4.2. Cyklister: övre kurvan – andel cyklister 0.1, mellersta kurvan – andel cyklister 0.2, nedre kurvan – andel cyklister 0.3. Lutning: övre kurvan – andel tunga fordon 0.1, mellersta kurvan – andel tunga fordon 0.2, nedre kurvan – andel tunga fordon 0.3.

- Cyklister i körfältet beaktas genom den inverkan de har på biltrafikens mättnadsflöde. Den i CAPCAL använda korrigeringen är densamma som i den ursprungliga versionen av CAPCAL och är inte belagd. Korrigeringen är giltig upp till en cykelandel på 0.3. Korrigeringen är relativt måttlig.
- Lutningens och den tunga trafikens inverkan på mättnadsflödet framgår av figur 3.3. Vid stor andel tunga fordon och kraftig lutning fås en stor reduktion av mättnadsflödet. Sambanden upp- ges i metodbeskrivningen bygga på Teply et al. (1985).

Korrigeringen för parkering och busshållplatser är baserad på HCM 1985 (Transportation Research Board 1985) och Teply et al. (1985).

3.2.2 Riktningens beroende mättnadsflödeskorrektioner

Den enda riktningens beroende korrektionen görs för radien för svängande fordon, se figur 3.3. Denna korrektion baseras på en referens som ej kunnat återfinnas.

3.2.3 Tidsberoende mättnadsflödeskorrektioner

- Vid långa gröntider sjunker mättnadsflödet. I CAPCAL görs en korrigering av detta efter gröntidsfördelningen. Någon källa anges ej.

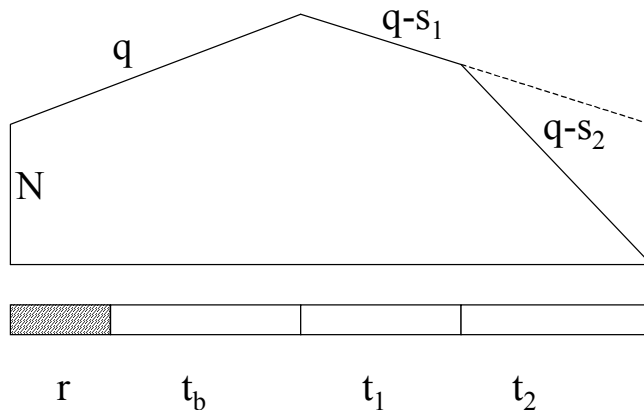
3.3 Sekundärkonflikter

3.3.1 Inledning

Sekundärkonflikterna har stor betydelse för dels den effektiva gröntiden, dels för mättnadsflödet och därmed också för kapaciteten. Tre typer av sekundärkonflikter kan uppkomma, vänstersvängande – överordnad fordonstrafik, vänstersvängande – fotgängare och högersvängande – fotgängare. Dessa behandlas på principiellt samma sätt och beräkningarna omfattar följande steg (sista steget endast för vänstersvängande fordon):

- Beräkning av blockerad tid
- Beräkning av mättnadsflöden
- Beräkning av kvarstående vänstersvängande fordon efter gröntidens slut

Den effektiva gröntiden är den del av gröntiden då avveckling kan ske. I figur 3.4 åskådliggörs den effektiva gröntiden för en signalgrupp med sekundärkonflikter. Under den första delen av gröntiden – t_b – är avvecklingen förhindrad av överordnade trafikströmmar. Under nästa period – t_1 – kan avveckling ske med ett mättnadsflöde s_1 som bestäms av sekundärkonflikten. Slutligen, – under perioden t_2 – kan avveckling ske utan sekundärkonflikter med mättnadsflödet s_2 . Detta svarar mot att denna signalgrupp har eftergrönt. Den effektiva gröntiden blir $t_1 + t_2$.



Figur 3.5 Effektiv gröntid. N är initial kö vid början av rött. q är inkommande flöde. s är mättnadsflöde. Heldragen linje anger en situation med ett ökat mättnadsflöde, t.ex. genom eftergrönt.

3.3.2 Beräkning av blockerad tid

För sekundärkonflikter med motorfordon bestäms den blockerade tiden av avvecklingstiden för överordnad ström vilken i sin tur är beroende av mättnadsflödet samt av kölängden vid grönstart. Om den överordnade strömmens avveckling ej startar samtidigt som den underordnade strömmen måste hänsyn tas till detta. Mättnadsflödena bestäms av grundvärdet och de ovan angivna korrektionsfaktorerna. Om det i den överordnade strömmen ingår högersvängande fordon i sekundärkonflikt med fotgängare måste effekten av denna konflikt på mättnadsflödet beräknas. Denna modell är i princip beroende endast av att mättnadsflödena är riktiga.

För sekundärkonflikter med fotgängare bestäms den blockerade tiden av avvecklingstiden för fotgängarströmmen. Modellen för detta anges bygga på en artikel av Tarko och Gaca (1991). Vid kontroll mot denna artikel förefaller det som det finns ganska stora skillnader mellan dessa båda modeller. Vid grönt antas fotgängarna avvecklas i grupp vars storlek bestäms av rödtiden och fotgängarflödet. Den tid som övergångsstället blockerats bestäms av gruppens längd (vinkelrätt mot körfältet) samt fotgängarnas hastighetspridning. Modellen förutsätter att bilisterna alltid lämnar företräde åt fotgängarna vilket i denna del av avvecklingen är rimligt, åtminstone vid höga fotgängarflöden.

Denna modell har jämförts med en regressionsmodell, skattad på data mätta i Malmö (Löfqvist och Nilsson 1996). Överensstämmelsen är god, men det kan noteras att den modell som används i CAPCAL ger längre blockerings-tid då gatubreddens ökar.

För vänstersvängande fordon som är underordnad såväl motorfordon som fotgängare väljs den längsta blockerade tiden.

3.3.3 Beräkning av mättnadsflöden

Beräkning av mättnadsflödena vid sekundärkonflikt görs med utgångspunkt från teorin för kritiska tidsavstånd. Kritiska tidsavstånd har mätts av Nordqvist och Hansson (1976) för såväl överordnad motorfordonsström som överordnad fotgängarström. För den överordnade fotgängarströmmen har hänsyn tagits till benägenheten för bilister att lämna fotgängare företräde. För

överordnad motorfordonsström uppmättes det kritiska tidsavståndet till 4.8 och 5.3 s för ett respektive två överordnade körfält och för fotgängarströmmen till 3.6 s. Följdtiden erhålls som det inverterade värdet av mättnadsflödet utan sekundärkonflikt, s_2 i figur 3.4.

För vänstersvägande fordon som är underordnad såväl motorfordon som fotgängare väljs det lägsta mättnadsflödet.

3.3.4 Avveckling efter gröntidens slut

Figur 3.4 återger ett omlopp där det finns en kvarstående kö när rödtiden börjar men där alla fordon i kö precis hinner avvecklas vid gröntidens slut. Avvecklingen i den sista fasen innan rött sker med sekundärkonflikt. En kvarstående kö har sin början vid en tänkt väjningslinje för den överordnade strömmen. Vid rött kan de fordon som köar mellan den tänkta väjningslinjen och stopplinjen avvecklas vilket ger ett kapacitetsstillskott. I CAPCAL finns en teoretisk modell för detta vars validitet ej undersökts.

3.3.5 Körfält med flera trafikströmmar

Om ett körfält är upplåtet för mer än en trafikström och någon, men ej alla, av dessa är underordnad ström i en sekundärkonflikt kan denna ström hindra andra strömmar i körfältet att avvecklas. Risker för detta bestäms av blockeringstiden, flödet på strömmarna i körfältet samt möjligheten att magasinera blockerade fordon så att fordon från andra strömmar ej hindras.

3.4 Körfältsfördelning

Om två eller flera körfält har en körriktning gemensam tillhör de samma deltillfart. Trafikflödet i dessa körfält ska då fördelas så att någon variabel eller objektfunktion är lika. I CAPCAL används belastningsgraden som kriterium för detta.

3.5 Korta körfält

I många trafiksignaler är det vanligt att antalet körfält ökas nära korsningen, till exempel genom separata körfält för vänstersvägande. Detta kan ge upphov till blockering av antingen det korta körfältet eller av det intilliggande körfältet. Om körfälten ej tillhör samma signalgrupp uppstår ett besvärligt beräkningsproblem. I CAPCAL är detta löst genom händelsestyrd simulering på mesonivå. De händelser som reglerar avvecklingen är signalväxling och inflödena i de olika körfälten. Det senare beror av huruvida körfältet är blockerat eller inte, dvs. av kölängderna i körfältet.

Att simuleringen sker på mesonivå innebär att avvecklingen antas ske i grupper, bestämda av aktuellt in- och utflöde och av den effektiva gröntidens fördelning. Denna modell innebär, trots att den är på mesonivå, en noggrann beskrivning av avvecklingsförloppet.

3.6 Gröntidsfördelning

Gröntidsfördelningen är kärnan i beräkningarna. Beräkningen för en ny omloppstid startar med en preliminär gröntidsfördelning. Om det är den allra första beräkningen som görs så sätts

gröntiden i relation till det inkommande flödet. Om beräkning för annan omloppstid gjorts tidigare skalas denna upp till den nya omloppstiden. Ny omloppstid är 5 s längre än den föregående.

Efter den första gröntidsfördelningen görs beräkningar av mättnadsflöde och effektiv gröntid varefter en ny gröntidsfördelning görs. I CAPCAL baseras denna på att belastningsgraderna i de mest belastade signalgrupperna (de kritiska signalgrupperna) ska vara lika. Efter som belastningsgraden är linjärt beroende av gröntiden fås ett förhållandevis enkelt problem. Vid blandfas fås ett enkelt ekvationssystem med en entydigt bestämd lösning medan det för övriga fall uppstår ett problem som måste lösas med en linjär optimeringsmetod. I CAPCAL används simplex-metoden som i de flesta fall konvergerar snabbt. Beräkningen sker i en iterativ procedur, se figur 3.1, som avbryts när skillnaderna mellan två på varandra beräknade gröntider är mindre än 0.5 s.

Det finns dock två fall när konvergensen är dålig. Det ena är vid överbelastning då det ibland ej går att finna någon stabil lösning. Om detta beror på uppställningen av problemet eller lösningsmetoden är ej klarlagt. Det andra uppstår om det finns korta körfält som blockeras. Kapaciteten bli då för låg och mer gröntid fördelas till det korta körfältet. Resultatet blir att belastningsgraderna ökar för övriga körfält utan att situationen för det korta körfältet förbättras – den extra gröntiden kan ej utnyttjas på grund av att det är blockerat. Man kan uttrycka svårigheten som att optimeringsmodellen och modellen för korta körfält drar åt olika håll. Detta problem är inte löst men effekterna av det begränsas genom att den bästa lösningen alltid sparas. Denna kan finnas tidigare i den iterativa proceduren. Efter denna beräkning är det möjligt att minimera fördröjningen vilket sker genom en enkel men tidskrävande gradientmetod.

3.7 Beräkning av framkomlighetsmått

Kapaciteten beräknas som $K = \max(n_f, \sum g_p s_p) / c$, där p är index över faser och n_f anger antal fordon som kan avvecklas under växlingstiden. Fördröjningen och kölängden beräknas vid belastningsgrader under 0.8 som ett M/D/1-system, dvs. med variationskoefficienten satt till 0. Betjäningstiden (den deterministiska delen) beräknas som den genomsnittliga väntetiden för grönt. Vid överbelastat system med belastningsgrad över 1.4 beräknas fördröjning och kölängd som ett D/D/1-system. Vid belastningsgrader mellan 0.8 och 1.4 görs en interpolering.

3.8 Korrigering för trafikstyrning

Om belastningsgraden är mindre än 1 innebär trafikstyrning att fördröjningen kan reduceras. Effekterna av detta har beräknats genom simulering av Vägverket (1982) och tillämpas i CAPCAL genom korrigerings samband. I och med att det är snart 20 år sedan som dessa beräkningar gjordes så kan inte moderna styrstrategier hanteras.

3.9 Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare

För fotgängare beräknas endast fördröjning. Fotgängarnas fördröjning består enbart av betjäningstiden som är den tid en fotgängare i genomsnitt måste vänta på grönt. Någon hänsyn till rödgående tas ej.

3.10 Övriga modeller och mätningar

Sabeti (1989) mätte mättnadsflöden i Stockholm, Falun och Borlänge och undersökte inverkan av bland annat körfältsbredd, lutning och radie. Följande resultat erhöles:

- Grundvärdet för raktframkörande trafik var 2015 personbilsenheter/timme för inre körfält och 2230 personbilar/timme för yttre körfält. I CAPCAL är grundvärdet 1850 personbilar/timme. Mättnadsflödet ökade med 259 (inre körfält) och 484 (yttre körfält) per meter ökad körfältsbredd. CAPCAL redovisar en ökning på 36. En förändring av lutningen med 1%-enhet gav en förändring av mättnadsflödet med 1.8%. CAPCAL ger en motsvarande förändring på 1.5% eller mindre.
- Grundvärdet för vänstersvägande med en radie på 18 m var 1900 personbilar/timme, CAPCAL anger 1780 personbilar/timme.
- För ett dubbelt genomgående körfält (något oklar definition gentemot inre och yttre körfält) var grundvärdet 4127 personbilar/timme och för dubbelt vänstersvägande körfält 3257 personbilar/timme.
- I Falun och Borlänge var mättnadsflödena lägre, 7% för enkelt genomgående körfält, 16% för enkelt vänstersvägande körfält, 33% för dubbelt genomgående körfält och 21% för dubbelt vänstersvägande körfält.

Värdena i CAPCAL är genomgående lägre. Värdena för Falun och Borlänge stämmer dock bättre med CAPCAL.

Flera av de skattade sambanden är inte signifikanta vilket kan bero på att antalet mätplatser var för få för att kunna isolera olika effekter.

Löfqvist och Nilsson (1996) mätte blockeringstider i signalreglerade korsningar i Malmö och Helsingborg. De skattade ett regressionssamband där blockeringstiden var beroende av antalet fotgängare som gick under säkerhetstiden och antalet fotgängare som började gå när det blev grönt. Fotgängarantalet angavs separat för de båda riktningarna. Modellen var av formen

$$T_b = b + \sum_{i=1}^4 a_i \frac{x_i}{(x_i + c)}$$

där x_i anger antal gående i de fyra olika kategorierna. Förklaringsgraden var 0.65. Sambandet stämmer väl med resultaten av den modell som används i CAPCAL. Längden på övergångsstället hade ingen signifikant inverkan, vilket kan bero på att gatubredden ej varierade särskilt mycket (19-23.5 m).

4. USA

4.1 Inledning

Den amerikanska beräkningsmetoden HCM 1997 är utgiven av Transportation Research Board (1998).

Inledningsvis diskuteras begreppet effektiv gröntid. Det anges att tidsförlusten i början av gröntiden motsvarar den tidsvinst som görs under gultiden, varför den effektiva gröntiden motsvarar gröntiden.

Beräkningen görs på deltillfartsnivå och för den mest belastade 15-minutersperioden.

I USA tillåts RTOR ("right turn on red"). Det anges att flödet i den högersvängande strömmen kan minskas med flödet i den vänstersvängande "skuggande" strömmen vid beräkningen.

4.2 Mättnadsflöde

4.2.1 Körfältsberoende mättnadsflödeskorrektioner

Grundvärdet för mättnadsflödet är 1900 personbilsenheter/timme för ett körfält med 3.7 m (12 fot) bredd. Då beräkningarna görs per deltillfart beräknas ett mättnadsflöde för deltillfarten och inte per körfält. Detta korrigeras sedan för följande faktorer (multiplikativ modell):

- Genomsnittlig körfältsbredd. Mättnadsflödet är linjärt beroende av bredden, se figur 3.3. Körfältsmarkering beaktas ej.
- Tunga fordon. Dessa korrigeras med hänsyn till pbe-värdet. Ett tungt fordon antas motsvara två personbilar.
- Lutning. Denna korrektion görs oberoende av andelen tunga fordon.
- Parkering och busshållplats. Korrigeringen är beroende av antalet parkeringsrörelser respektive antalet hållplatsstopp per timma.
- Områdestyp. I HCM skiljes på centrala stadsområden (CBD) och övriga områden.
- Antal körfält. Denna korrigering avspeglar att utnyttjandet av alla körfält i en deltillfart inte är lika stort. För raktframkörande är faktorn 0.91 vid tre körfält.

4.2.2 Riktningensberoende mättnadsflödeskorrektioner

Dessa omfattar endast faktorer som är beroende av riktningen i sig. För högersvängande i eget körfält utan sekundärkonflikt är korrigeringsfaktorn 0.85 medan den för vänstersvängande är högre, 0.95.

4.3 Sekundärkonflikter

4.3.1 Inledning

Hantering av sekundärkonflikter i HCM är lik den som finns i CAPCAL. I båda modellerna delas avvecklingen upp i olika tidsperioder men i HCM beräknas en genomsnittlig korrigeringsfaktor för mättnadsflödet som avser hela gröntiden.

4.3.2 Beräkning av blockerad tid

Denna görs på i stort sett samma sätt som i CAPCAL.

4.3.3 Beräkning av mättnadsflöden

För högersvängande särskiljs sju olika beräkningsfall beroende på om det förekommer separatreglering och om det finns separata körfält för högersvängande. Korrigerings sambandet kan skrivas

$$f_{RT} = A - P_{RT} (B + q_p / 2100 (1 - P_{RTA})) \quad (4.1)$$

där A och B är konstanter, P_{RT} andelen högersvängande, P_{RTA} andelen högersvängande som kör när det är separatreglerat och q_p fotgängarflödet.

För vänstersvängande särskiljs sex olika fall:

1. Separatreglerad vänstersväng. Här tillämpas enbart en riktningberoende korrigering, se avsnitt 4.2.2.
2. Vänstersväng med separat körfält men ej separatreglerad. Mättnadsflödet beräknas som en funktion av det överordnade flödets storlek.
3. Vänstersväng med separat körfält och såväl separatreglerad som ej separatreglerad avveckling. Fall 1 och 2 tillämpas båda på detta fall.
4. Vänstersväng utan separat körfält men separatreglerad. Korrigeringsfaktorn bestäms enbart av andelen vänstersvängande.
5. Vänstersväng utan separat körfält och ej separatreglerad. Korrigeringsfaktorn är beroende av det överordnade flödets storlek och andelen vänstersvängande.
6. Vänstersväng utan separat körfält och såväl separatreglerad som ej separatreglerad avveckling. Korrigeringsfaktorn bestäms av andelen vänstersvängande och det överordnade flödets storlek.

Vänstersvängande i blandfas har särskilt behandlats av Roess et al. (1990).

4.3.4 Avveckling efter gröntidens slut

Denna tas ej hänsyn till annat än genom att det förutsätts att ett minsta antal – mellan ett och två – fordon kan avvecklas.

4.3.5 Körfält med flera trafikströmmar

Risken för blockering beräknas med hänsyn till andelen vänstersvängande. Modellen förefaller att vara grundad på empiriskt material och inte, som i CAPCAL, en sannolikhetsteoretisk bedömning.

4.4 Körfältsfördelning

Beräkningarna i HCM görs på deltillfartsnivå varför någon körfältsfördelning ej behövs. Däremot görs en mätnadsflödeskorrektion beroende på ojämnt körfältsutnyttjande inom deltillfarten, se 4.2.1.

4.5 Korta körfält

Effekter av korta körfält behandlas ej i HCM. Däremot anges en rekommenderad längd för vänstersvängskörfält som funktion av bland annat belastningsgrad och omloppstid, med 5% risk för överbelastning.

4.6 Gröntidsfördelning

Denna utgår från en given omloppstid, som kan skattas med följande samband:

$$c = \frac{F x_d}{x_d - \sum_i y_i} \quad (4.2)$$

där x_i är önskad belastningsgrad. Gröntiden fördelas därefter med hänsyn till belastningsgraderna i de kritiska deltillfarterna, dvs. de som har högst belastningsgrad. Om en signalgrupp består av mer än en fas blir identifieringen av kritiska deltillfarter besvärligare. Några regler för detta anges.

4.7 Beräkning av framkomlighetsmått

Fördröjning beräknas på motsvarande sätt som i CAPCAL, dvs. som en summa av en deterministisk del som förutsätter att ankomsterna är likafördelade och en del som tar hänsyn till de slumpmässiga variationer som kan förekomma. Den deterministiska fördröjningen kan korrigeras med avseende på signalsamordning, dvs. hur stor andel av fordonen som ankommer under grönt. Korrigeringsfaktorn PF beräknas med följande samband:

$$PF = \frac{(1-P)f_p}{(1-u)} \quad (4.3)$$

där P är andelen fordon som ankommer mot grönt och f_p en korrigeringsfaktor för när kolonnen anländer (i storleksordningen 1). Denna modell skiljer sig från den enklare modell som användes i HCM 1985 där korrektionsfaktorn ej var kontinuerlig och därför gav felaktiga resultat (Olszewski 1990a). I tidigare versioner av HCM (t.o.m 1994) redovisades endast interaktionsfördröjningen och därför dividerades den deterministiska komponenten med 1.3 för att få en

fördröjning som ej innehöll retardations- och accelerationskomponenter. I senare versioner har detta tagits bort. Anledningen till detta var att man nu vill redovisa hela fördröjningen.

Den slumpmässiga delen kan hantera överbelastning:

$$d_r = 900T \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8kIx}{KT}} \right] \quad (4.3)$$

där T är tidsperiod (timmar), k anges vara korrigeringsfaktor för trafikstyrning men är egentligen variationskoefficienten, som naturligtvis är beroende av trafikstyrningen. I är en korrigeringsfaktor för uppströms liggande signal. $k = 0.5$ vid tidsstyrd signal, 0.5 vid trafikstyrd signal med belastningsgrad ≥ 1 och sjunker med sjunkande belastningsgrad och förlängningsintervall. I är beroende av belastningsgraden vid denna signal:

$$I = 1 - 0.91x^{2.68} \quad (4.4)$$

4.8 Korrigering för trafikstyrning

Det är också möjligt att korrigera för trafikstyrning av signaler, se avsnitt 4.7.

4.9 Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare

Framkomlighetsmått för fotgängare beräknas ej.

5. Australien

5.1 Inledning

Miller (1968, 1978) utvecklade en metod för kapacitetsberäkningar som torde vara en av de första efter Webster (1958) och Webster and Cobbe (1966). Millers arbete har vidareutvecklats av Akçelik (1993). Smärre ändringar har gjorts i denna version gentemot den första utgåvan som kom 1981. Akçelik (1999) har ytterligare utvecklat denna modell, bland annat genom omfattande fältmätningar. Särskild tonvikt har här lagts på köavvecklingsmodeller, mättnadsflödesmodeller, tidsförluster vid växling samt kontrollparametrar i SCATS³ och trafikstyrda signaler, de senare områden som ligger utanför denna rapport.

SIDRA är ett datorprogram för beräkning av korsningar i plan. Trafiksignaldelen bygger huvudsakligen på det refererade arbetet av Akçelik. Beskrivningen i detta kapitel avser SIDRA.

De definitioner som görs i SIDRA av signalgrupper, gröntid för signalgrupper osv. motsvarar de som finns i CAPCAL. Beräkningarna görs per körfält.

5.2 Mättnadsflöde

Ett grundvärde för mättnadsflödet bestäms av miljö- och körfältstyp. För raktframkörande fordon under goda förhållanden (få eller inga störningar från parkerade bilar etc.) är mättnadsflödet 1850 personbilsenheter/timme⁴. I miljö- och körfältstyp ingår bedömning av inverkan av fotgängare, dessa behandlas alltså ej explicit.

Grundvärdet korrigeras genom följande samband

$$s = \frac{f_w f_g}{f_c} s_0 \quad (5.1)$$

där s_0 är grundvärdet, f_w , f_g och f_c är korrigeringsfaktorer för körfältsbredd, lutning och trafiksammanställning. För körfältsbredder mellan 3.0 m och 3.7 m görs ingen korrigeringsfaktor.

Korrigeringsfaktorn för trafiksammanställning beräknas som

$$f_c = \frac{\sum e_i q_i}{\sum q_i} \quad (5.2)$$

där e_i är personbilsäkvivalent för fordons- och riktningstyp i och q_i är flödet för denna typ. I tabell 5.1 anges personbilsäkvivalentvärdena. De engelska rubrikerna har behållits eftersom innebörden är något annorlunda än vad motsvarande svenska beteckningar skulle angett. Restricted

³ The Sydney Coordinated Adaptive Traffic System

⁴ Enligt Cuddon (1994) finns det också en klass med mycket goda förhållanden där mättnadsflödet är 2000 personbilar/timme.

unopposed turn innebär att en mindre mängd fotgängare kan förekomma, dvs. det förekommer sekundärkonflikt. e_o beräknas med följande samband:

$$e_o = \frac{0.5g}{s_u g_u + n_f} \quad (5.3)$$

där g är gröntid, g_u är effektiv gröntid (egentligen den del av det överordnade flödet med omätad avveckling), s_u är mättnadsflödet vid sekundärkonflikt och n_f är antal fordon som kan avvecklas efter gröntidens slut (standardvärde 1.5). s_u fås ur diagram. g_u beräknas som

$$g_u = \frac{g - yc}{1 - y} \quad (5.4)$$

där högerledet gäller den överordnade strömmen. Detta samband motsvarar det som gäller för beräkning av blockerad tid i CAPCAL.

Tabell 5.1. Personbilskvivalentvärden. Restricted avser att det kan förekomma en mindre mängd fotgängare

Vehicle type	Through	Unopposed turn		Opposed turn
		Normal	Restricted	
CAR	1.0	1.0	1.25	e_o
HV	2.0	2.0	2.5	$e_o + 1.0$

5.3 Sekundärkonflikter

Sekundärkonfliktmodellen beskrivs ovan – mättnadsflödet vid sekundärkonflikt ges i diagramform och används sedan i formel (5.3) för att beräkna ett resulterande mättnadsflöde. Fotgängare behandlas ej explicit. Hänsyn till fotgängare görs genom val av grundvärde för mättnadsflöde.

Blockerad tid kan beräknas med samband (5.4).

5.4 Körfältsfördelning

I SIDRA fördelas trafikflödet så att belastningsgraden blir lika i alla körfält i en deltillfart. I vissa fall kan ett körfält i en deltillfart utnyttjas i lägre utsträckning än de andra i tillfarten, beroende på blockering av färdvägen av något slag. Två metoder anges för att hantera detta, den ena är körfältsbaserad, den andra deltillfartsbaserad. Båda utgår från en överslagsmässig bedömning av hur stor del av trafikflödet, där möjlighet att välja körfält finns, som väljer det underutnyttjade körfältet.

5.5 Korta körfält

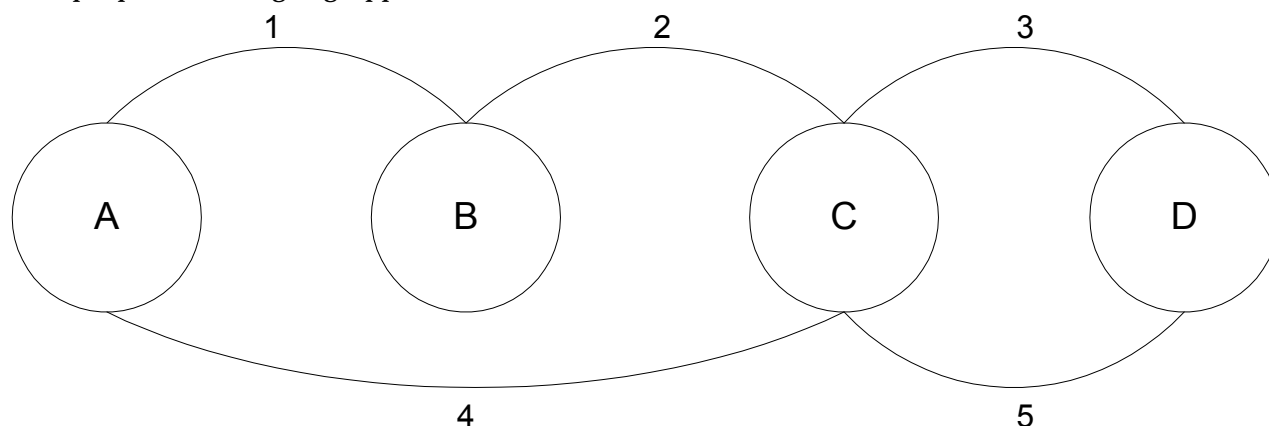
Korta körfält behandlas med en relativt enkel modell som bygger på att ett gemensamt mättnadsflöde i deltillfarten beräknas som

$$s = s_1 \frac{g_1}{g} + s_2 \quad (5.5)$$

där s_1 och s_2 är de ostörda mättnadsflödena i det korta och det intilliggande körfältet och g_1 är den tid det tar att avveckla en kö i det korta körfältet. Innan detta gemensamma mättnadsflöde beräknas görs en kontroll av att kölängden överskrider magasinslängden. Med denna modell kan ej situationer där de inblandade körfälten tillhör olika signalgrupp behandlas.

5.6 Gröntidsfördelning

I modellbeskrivningen redovisas en algoritm för beräkning av kritiska signalgrupper. Den bygger på en representation av signalväxlingsschemat som ett nod- och länkdiagram med växlingarna som noder och signalgrupperna som länkar (riktad graf). Ett antal möjliga vägar genom signalsystemet kan därefter identifieras. Om det finns flera länkar mellan ett nodpar sorteras de med lägst flödesförhållande bort. De återstående länkarna är då de kritiska. I figur 5.1 redovisas ett enkelt exempel på kritiska signalgrupper.



Figur 5.1 Kritiska signalgrupper. A, B, C och D anger växlingstillfällena. Kritiska signalgrupper mellan A och C kan vara 1 och 2 eller 4 och mellan C och D 3 eller 5.

Gröntidsfördelningen görs med följande samband

$$g_i = \frac{g}{\sum u_i} u_i \quad (5.6)$$

där i är index för kritisk signalgrupp. De signalgrupper som inte är kritiska bestäms antingen av samband (5.6) direkt eller av en ny fördelning med samband (5.6) där g då sätts till gröntiden för de signalgrupper som överlappas en kritisk signalgrupp minus växlingstiden för de överlappade signalgrupperna. I figur 5.1 bestäms gröntiderna för signalgrupperna 1 och 2, då signalgrupp 4 är kritisk, på detta sätt. Är signalgrupp 5 kritisk så är signalgrupp 3 direkt bestämd och tvärtom.

Optimal omloppstid beräknas med formel (2.2) med b satt till 6 s och $a=1.4+k$ där k anger ett straff för stopp. Genom att variera k kan omloppstiden optimeras med avseende på bränsleförbrukning, kostnad, fördröjning eller kölängder i de kritiska signalgrupperna.

Denna beräkningsmetod skiljer sig från den som används i CAPCAL genom att identifieringen av de kritiska signalgrupperna görs före gröntidsfördelningen medan dessa båda moment sker samtidigt i CAPCAL. Den i SIDRA använda metoden är enklare, framförallt eftersom gröntidsfördelningen enbart blir beroende av de kritiska signalgrupperna.

5.7 Beräkning av framkomlighetsmått

Fördröjningen såväl som kölängden antas bestå av två komponenter, en deterministisk och en slumpmässig, varav den sistnämnda är tidsberoende. Den deterministiska komponenten beräknas som i CAPCAL medan den slumpmässiga bygger på koordinattransformationsmetoden (se t.ex. Kimber och Hollis 1979). Beräkningen av denna komponent görs enligt samband (4.3), med den skillnaden att trafikstyrningskorrektur ej ingår.

5.8 Korrigering för trafikstyrning

Görs ej.

5.9 Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare

Fördröjningen för fotgängare beräknas på samma sätt som i CAPCAL.

5.10 Övriga modeller och mätningar

Cuddon (1994) samlade in data (tidsavstånd mellan avvecklade fordon under mättade förhållanden) från 163 körfält i 71 korsningar i Melbourne och skattade en multiplikativ korrigeringsmodell enligt formel (5.1). Grundvärdena för mättnadsflödet visade sig vara större än de som SIDRA angav (Akçelik 1993). För goda respektive mycket goda förhållanden var de nya värdena (de gamla inom parentes) 1950 (1850) respektive 2150 (2000) fordon/gröntimme.

pbe-värdena befanns skilja sig ganska mycket från de som användes i SIDRA. Bland annat kunde det konstateras att lastbilar med trailer eller släpvagn hade ett mycket högt pbe-värde (över tre) medan övriga tunga fordon hade betydligt lägre pbe-värden. Det genomsnittliga pbe-värdet för tunga fordon befanns vara lägre än det som angavs i SIDRA. En trafiksammansättning med stor andel tunga fordon, dvs. som avviker från den genomsnittliga, innebär således att det resulterande pbe-värdet för tunga fordon blir högre.

Vidare konstaterades att korrektionsfaktorn för körfältsbredd var en kontinuerligt ökande funktion, också mellan 3.0 och 3.7 m.

Det konstaterades vidare att nedförslutning inte påverkade mättnadsflödet, dvs. samma samband som i CAPCAL.

6. Tyskland

Den tyska metoden, se Brilon, Grossman och Blanke (1994), har vissa likheter med den svenska metoden men är mer schematiskt uppbyggd.

Metoden tar hänsyn till att trafikflödena är ickestationära under dimensionerande timme. Detta görs genom att multiplicera det beräknade timflödet, dvs. inkommande flöde i ett körfält eller en deltillfart, med faktorn 1.2 eller genom att multiplicera flödet under mest belastade 15-minutersintervall (ej glidande) med faktorn 4.0. Om beräkningarna avser trafikstyrda signaler sätts dock det dimensionerande flödet lika med det beräknade flödet.

Mättnadsflöden anges som följdttid, dvs. inverterat värde. Följdtiden sjunker för varje fordon som passerar stopplinjen ner till ca. 2 s, dvs. mättnadsflödet ökar med gröntidens längd. Detta används dock inte i beräkningarna. För höger- och vänstersvängande (utan sekundärkonflikt) är följdttiden 2.1 – 2.3 s beroende på radie. Korrigering av dessa värden görs för

- Körfältsbredd
- Förekomsten av flera körfält
- Radie
- Lutning
- Andel tung trafik
- Andel svängande
- Fotgängarflöde. Detta görs genom kategorisering i lågt, genomsnittlig respektive högt flöde. Det är oklart hur detta hänger ihop med beräkningen av mättnadsflöde för högersvängande i konflikt med fotgängare.

Vid sekundärkonflikter mellan högersvängande och fotgängare beräknas den effektiva gröntiden på ett sätt som motsvarar den svenska metoden, dvs. med en blockeringstid som beror av avvecklingstiden för fotgängare och ett tillägg för fordon som kan magasineras efter stopplinjen och avvecklas efter blockeringstidens slut.

Vid sekundärkonflikter mellan vänstersvängande och raktframkörande från motsatt håll görs motsvarande beräkning. Blockeringstiden beräknas som avvecklingstiden för de i den motstående tillfarten köande fordonen. Sekundärkonflikter mellan vänstersvängande och fotgängare beaktas ej.

För beräkning av korta körfält (dvs. ett körfält med begränsad magasinlängd och ett genomgående körfält) anges tre olika fall:

- körfälten avvecklar samma trafikström, t.ex. raktframkörande
- körfälten avvecklar olika trafikströmmar
- körfälten avvecklar olika strömmar i olika faser

Kapaciteten ges som enkla samband med magasinlängd, gröntid, omloppstid, mättnadsflöden och inkommande flöden som oberoende variabler.

Beräkningen av gröntider och omloppstider baseras i huvudsak på Webster (1958), dvs. på formelerna (2.1) och (2.2). Manualen är tillämplig enbart för anläggningar med primära fasbilder, dvs. förekomst av sekundära fasbilder kan ej hanteras.

7. Storbritannien

Den datoriserade engelska beräkningsmodellen OSCADY är beskriven av Burrow (1987). Beskrivningen är summarisk.

I OSCADY genomförs beräkningarna i tidsintervaller om 5 till 15 minuter för att bättre kunna beräkna fördröjning och kölängd. Om trafikflödesdata inte finns tillgängliga på denna nivå, kan flödena i tidsintervallerna skattas på olika sätt med olika god noggrannhet. Lägst noggrannhet fås då endast timflödet är känt.

I OSCADY ges anvisningar för en schablonmässig bedömning av andelen svängande om detta ej är känt. Beräkningarna görs per deltillfart.

För mättnadsflödena anges ett grundvärde på 2080 personbilar/timme då sekundärkonflikter ej förekommer för någon trafikström i körfältet och 1850 personbilar /timme då sekundärkonflikter förekommer. Detta korrigeras sedan för om körfältet ligger närmast kantstenen, för lutning och för körfältsbredd. För svängande fordon görs en radieberoende korrektion. Vid sekundärkonflikter tillkommer korrigeringsfaktorer för den överordnade strömmens storlek och för avveckling efter grönt. Hänsyn till fotgängare tas varken för höger- eller vänstersvängande trafikströmmar. Det beräknade mättnadsflödet avser hela den gröna perioden.

Tidssättningen görs så att reservkapaciteten maximeras, med reservkapaciteten definierad som det minsta värdet över alla strömmar. Om reservkapaciteten är positiv används en iterativ procedur för att finna den tidssättning som ger lägst fördröjning, baserad på Webster och Cobbe (1966).

En mer utförlig beskrivning av mättnadsflödesberäkningen ges av Kimber, McDonald och Hounsell (1986). Mätningen av mättnadsflöden och tidsförluster gjordes enligt metoder angivna av Road Research Laboratory [1963]. För strömmar som ej befinner sig i sekundärkonflikt konstaterades samband mellan mättnadsflödet och följande faktorer:

- Vägyta. Våt vägyta gav ca 6% lägre mättnadsflöde.
- Radie. Minskande mättnadsflöde med ökande radie.
- Andel svängande fordon. Denna andel hade en inverkan utöver radien.
- Lutning. Uppåt lutning ger lägre mättnadsflöde.
- Körfältsplacering. Det körfält som är närmast kantstenen har lägre mättnadsflöde.
- Körfältsbredd. Ökad bredd gav ett ökat mättnadsflöde.

Mätningar av tidsförluster gav ett medelvärde på 1.35 s och 0.13 s för början respektive slutet av grönperioden (grönt + gult).

En modell för mättnadsflöden under sekundärkonflikt finns också beskriven. Den omfattar två delar, en för den effektiva gröntiden och en för perioden efter den effektiva gröntidens slut. Modellen är baserad på regressionsanalys.

8. Canada

8.1 Inledning

Tepley et al. (1995) har beskrivit den kanadensiska beräkningsmetoden.

Trafikflödena beskrivs med hjälp av pbe-värden för upp till åtta olika fordonstyper samt för fotgängare och cyklister. Cyklister som färdas i körbanan räknas in i motorfordonsflödet med ett pbe-värde som kan variera mellan noll och ett, beroende på körfältsbredd. Något exakt samband anges ej. Som ett standardvärde anges 0.2.

8.2 Mättnadsflöde

I Canada tillämpas tidsberoende mättnadsflödessamband. Det genomsnittliga mättnadsflödet antas öka med gröntidens längd men faller om gröntiden är lång. Något explicit grundvärde anges ej, men mätningar från ett antal städer redovisar mättnadsflöden på ca 1800 personbilar/timme för raktframkörande ström och ca 1650 för vänstersvängande med separatreglering. Mättnadsflödet korrigeras för följande faktorer:

- Körfältsbredd. Korrektionen, som är styckvis linjär, omfattar bredder mellan två och sju meter. Korrektionsfaktorn varierar mellan 0.5 och 2.0.
- Lutning. Korrektionsfaktorn uttrycks som $1 - (G + HV)$, där G är lutning i % 50 m uppströms korsningen och HV andel tunga fordon i %. Vid nedförslut sätts HV till 0.
- Radie. För högersvängande fordon beräknas en korrektionsfaktor som $0.5 + R/30$, där R är radien. Största tillåtna värdet på korrektionsfaktorn är 1.0.
- Begränsad magasinlängd. Enkla korrektionsfaktorer, beroende av kvoten mellan fordon som ankommer under grönt och magasinlängden samt av andelen fordon som använder de båda körfälten, beräknas.
- Busstopp. För busstopp som ligger uppströms stopplinjen beräknas en korrektionsfaktor som är beroende av den andel av gröntiden som ett körfält är blockerad av en buss som har stannat. För busstopp som ligger nedströms stopplinjen är korrektionsfaktorn beroende av bland annat hur långt nedströms busstoppet ligger och hur lång hållplatstiden är.
- Parkering. Samma korrektion som i HCM används.
- Gröntidens längd. Mättnadsflödet når sitt största värde mellan 20 och 50 s efter gröntidens start, därefter minskar mättnadsflödet.

Det framgår ej exakt vilka av de ovanstående korrektionerna som är tillämpbara för separatreglerade vänstersvänganden.

8.3 Sekundärkonflikter

Avvecklingen uppdelas inte i tidsperioder på det sätt som görs till exempel i CAPCAL. Den effektiva gröntiden definieras som $g = G + 1$ och ett genomsnittligt mättnadsflöde beräknas för hela den effektiva gröntiden.

För vänstersvängande i konflikt med motorfordon (högersvängande och raktframkörande) beräknas en korrektionsfaktor som funktion av det avvecklade flödet och antalet överordnade körfält. Det avvecklade flödet bestäms som kvoten av ankomstflödet och gröntidsandelen. Korrektionsfaktorn ökar med antalet överordnade körfält. Inverkan av radie för vänstersvängande är normalt försumbar.

Inverkan av fotgängare på vänstersvängande beräknas ej. Det antas att det överordnade fordonsflödet har en större inverkan. Om fotgängarflödet skulle inkluderas i det överordnade flödet skulle mättnadsflödet för vänstersvängande fordon underskattas. Om fotgängarflödet är stort under hela den effektiva gröntiden kan dock fotgängarflödet räknas in i det överordnade flödet.

För körfält med såväl separatreglerade vänstersvängande fordon och raktframkörande fordon sätts mättnadsflödet till det som gäller för raktframkörande fordon.

För körfält med ej separatreglerade vänstersvängande fordon och raktframkörande fordon sätts mättnadsflödet till ett, med hänsyn till flödesandelarna, viktat medelvärde.

Dubbla vänstersvängande körfält kan förekomma utan separatreglering. Mättnadsflödet beräknas på samma sätt som då ett körfält förekommer.

För högersvängande i konflikt med fotgängare är mättnadsflödet linjärt beroende av antalet avvecklade fotgängare. Den beräknade korrektionsfaktorn får värdet noll då fotgängarflödet är 4000 till 6000 personbilar/timme. Flödesvariationen är stadsberoende. Undersökningar av detta har gjorts av Teply (1990), men dessa är något korrigerade i handboken.

8.4 Avveckling efter gröntidens slut

För separatreglerade vänstersvängande strömmar kan mellan 0.5 och 3.0 fordon per omlopp avvecklas efter gröntidens slut. Antalet fordon är beroende av det tillgängliga magasinet som i sin tur är beroende av korsningens bredd och av storleken på det vänstersvängande flödet. Den senare variabeln är ej kvantifierad utan ges en mer kvalitativ tolkning. Om vänstersvängen ej är separatreglerad antas att det ej sker någon avveckling efter gröntidens slut.

Motsvarande beräkning görs för högersvängande som hindras av fotgängare. Ett till två fordon beräknas kunna avvecklas per omlopp efter gröntidens slut.

8.5 Fria högersvängar

Högersväng mot rött (RTOR) är normalt tillåtet i Canada. Kapaciteten för en sådan högersväng beräknas med följande samband:

$$K = 850 - 0.35(q_t + q_r / 2)$$

där q_t och q_r är det raktframkörande respektive det högersvängande flödet i kantstenskörfältet under den tid det är rött.

8.6 Körfältsfördelning

Körfältsfördelningen görs på samma sätt som i CAPCAL

8.7 Korta körfält

Korta körfält beräknas med en enkel korrektionsfaktor för mättnadsflödet, se avsnitt 8.2.

8.8 Gröntidsfördelning

Gröntidsfördelning görs genom att finna de kritiska signalgrupperna. Omloppstid väljes enligt (2.2) med $a=1.5$ och $b=5$.

8.9 Beräkning av framkomlighetsmått

Sannolikheten för att alla fordon ej ska kunna avvecklas beräknas under antagande om att antalet ankommande fordon är Poissonfördelat.

Den deterministiska delen av fördröjningen beräknas som i CAPCAL, den slumpmässiga delen bygger på koordinattransformationsmetoden. Hänsyn till signalsamordning görs genom att den deterministiska delen korrigeras. Metoden är densamma som i HCM.

Ett stort antal andra framkomlighetsmått beräknas också, särskilt olika kömätt.

Vidare anges också mått för avgasemissioner och bränsleförbrukning.

8.10 Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare

Detta görs på samma sätt som i CAPCAL.

9. Jämförelse av de nationella modellerna

I tabell 9.1 görs en sammanställning av de i kapitel 3 till 8 beskrivna beräkningsmodellerna.

Tabell 9.1. Sammanställning av egenskaper hos sex olika nationella beräkningsmodeller för trafiksignaler.

	Sverige	USA	Australien	Tyskland	Storbritannien	Canada
Beräkningsnivå						
• Körfält/deltillfart	Körfält	Deltillfart	Körfält	Deltillfart	Deltillfart	Körfält
• Fordon/pbe	Fordon	pbe	pbe	pbe	pbe	pbe
Mättnadsflöde						
• Fordonstyper	X 1)	X	X	X	-	X
• Lutning	X	X	X	X	X	X
• Cyklar	X	-	-	-	-	-
• Radie	X	-	-	X	X	X
• Körfältsbredd	X	X	X	X	X	X
• Körfältsmarkering	X	-	-	-	-	-
• Parkering	X	X	-	-	-	X
• Busshållplatser	X	X	-	-	-	X
• Ojämnt utnyttjande	-	X	X	X	-	-
• Andel svängande	-	-	-	X	-	-
• Fotgängarflöde	-	-	-	X	-	-
• Kantstenskörfält	-	-	-	-	X	-
• Gröntidens längd	X	X	X	X	-	X
• Korta körfält	-	-	-	-	-	X
Avvecklingsförlopp						
• Blockerad tid	X	X	X	X	-	-
• Ej blockerad tid	-	-	-	-	X	X
• Efter rött	X	X	X	X	X	X
Sekundärkonflikter						
• Västersv. motorf.	Krit. tid.	Linjära 2)	X	Krit. tid.	X	X
• Västersv. fotgängare	Krit. tid.	-	-	-	-	-
• Högersv. fotgängare	Krit. tid.	Linjära 2)	-	Krit. tid.	-	X
Korta körfält	Simuleras	-	Enkel korr.	Enkel korr.	-	5)
Gröntidsfördelning						
• Kriterium	Min(x)+min(d)	Min(x)	Min(x)	Min(x)	Max(R)+min(d)	Min(x)
• Linjär program.	X	-	-	-	X	-
• Krit. körfält/sig.grp.	-	X	X	X	-	X
Omloppstid	Min(c) 4).	Min(c)	Min(c)	Min(c)	Min(c)	Min(c)
Korrektion						
• Samordning	-	X	-	-	-	-
• Trafikstyrning	X	X	-	-	-	-

1) Endast tunga fordon

2) Flera olika delmodeller finns

3) Normalt tas hänsyn till andel stopp

4) Beräkningen görs över intervallet $[C_{\min}, C_{\max}]$

5) Görs som mättnadsflödeskorrektion

Det finns en stor spännvid vad gäller såväl beräkningsnivå, mättnadsflödeskorrektioner, avvecklingsförlopp, sekundärkonflikter och inverkan av olika former av trafikstyrning. Gröntidsfördelningen och valet av omloppstid är däremot relativt likartat – belastningsgraden i den kritiska deltillfarten avgör gröntidsfördelningen även om metoderna för detta varierar mellan de olika modellerna. Maximering av reservkapaciteten bör ge ungefär samma lösning som minimering av

belastningsgraden. Två modeller, den svenska och den brittiska, kan göra beräkningar så att fördröjningen minimeras. Omloppstiden sätts så att fördröjningen minimeras i alla modeller utom den svenska, där beräkningar görs för alla omloppstider mellan 40 och 120 s i femsekundersintervall.

10. Övriga modeller

10.1 Mättnadsflöden

Tracz och Tarko (1991) bestämde pbe-värden för polska förhållanden. Lastbilar och bussar utan släp hade ett pbe-värde på 1.6 medan större fordon (lastbilar med släp, ledbussar osv.) hade ett pbe-värde på 2.3.

Bång och Palgunadi (1994) bestämde pbe-värden för indonesiska förhållanden, vilket bland annat innebär att andelen motorcyklar respektive fordon utan motor är hög. I tabell 10.1 visas de pbe-värden som erhöles vid mätningarna. pbe-värdena är låga relativt personbilar, jämfört med motsvarande svenska. pbe-värden befanns vara beroende av bland annat mittrefug och kantsten.

Tabell 10.1. pbe-värden, Indonesien.

Fordonstyp	pbe-värde	
	Typ av tillfart	
	Separatreglerad	Ej separatreglerad
Tunga fordon	1.3	1.3
Motorcyklar	0.2	0.4
Fordon utan motor	0.5	1.0

Lam (1994) undersökte pbe-värden i Hongkong. För motorcyklar låg pbe-värdena på 0.66 till 0.81 medan tunga fordon låg mellan 1.36 och 2.01 beroende på körriktning och storlek.

Tracz och Tarko (1991) mätte mättnadsflödet och fann samband mellan detta körfältsbredd, andel tung trafik samt, för svängande fordon utan sekundärkonflikt, också för radie och om körfältet var beläget intill kantstenen eller ej. Kantstenskörfält gav lägre mättnadsflöde. Grundvärde för mättnadsflödet för personbilar var 1890 fordon per timme för raktframkörande vid 3.5 m körfältsbredd och för svängande fordon 1670 fordon per timme vid en körfältsbredd på 3.5 m och en radie på 15 m.

Bonneson (1992) studerade tidsavstånd mellan avvecklade köande fordon samt utvecklade ett samband för dessa tidsavstånd som funktion av hastighets- och accelerationsegenskaper. Han konstaterade att tidsavståndet inte nådde minimum förrän efter det att det åttonde fordonet hade passerat.

Bång och Palgunadi (1994) genomförde ett stort antal mätningar av mättnadsflöden i Indonesien. Ett grundvärde för mättnadsflödet bestämdes till 600 fordon/gröntimme och meter körfält (CAPCAL har 529 fordon/gröntimme och meter körfält som grundvärde). Övriga inverkanse faktorer var stadsstorlek (ökande med ökande storlek), områdestyp (affärsområde etc.) och sidofriktion (inkluderande bland annat parkerade fordon) samt andel höger- respektive vänstersvängande. Förarbeteendet avviker en del från det i Sverige, bland annat genom att högersvängande fordon (Indonesien har vänstertrafik) är mer aggressiva.

Fujiwara et al. (1994) undersökte mättnadsflöden vintertid då friktionen mellan bil och väg var låg. De konstaterade att mättnadsflödet låg på 75-85% av mättnadsflödena sommartid. Motsvarande undersökningar gjordes av Botha och Kruse (1992). De fann att mättnadsflöden vintertid var 15-18% lägre än de som uppmättes sommartid. Lågst värden uppmättes vid packad och istäckte snö medan högre värden uppmättes vid tunt is- eller frostlager.

Kagolanu and Szplett (1994) undersökte mättnadsflödena för dubbla vänstersvängkörväg i USA. Mättnadsflödet för det högra körväget var något högre än för det vänstra, 1202 mot 1157 fordon/timme. 46% av den vänstersvängande trafiken använde det vänstra körväget.

Lam (1994) mätte och analyserade mättnadsflöden i Hongkong och fann följande samband:

$$s = \frac{A + 45(w - 3.71)}{1 + 1.5(f r^{-1})}$$

där A är en konstant (1770 fordon/timme för körväget närmast kantstenen och 1895 för övriga körväg, w är körvägsbredden, f andelen svängande fordon och r radien för svängande fordon.

Tsao and Chu (1995) undersökte tidsavstånd för personbilar och tunga fordon i Taiwan. I allmänhet var tidluckorna små, jämfört med förhållandena i USA vilket förklarades av ett mer aggressivt körsätt. pbe-värdena för tunga fordon, baserade på genomsnittliga tidsavstånd, var 1.74 för raktframkörande fordon och 1.92 för vänstersvängande fordon. Någon skillnad mellan fordonsavstånden då det framförvar de fordonet var en personbil eller ett tungt fordon kunde ej uppmätas.

Niittymäki och Pursula (1997) undersökte mättnadsflöden på 30 platser i Finland. Som basvärde uppmättes 1940 fordon/timme. Inverkan av bland annat körvägsbredd, andel svängande, fordonsammansättning och lutning undersöktes.

Bonneson och Messer (1998) undersökte mättnadsflödets beroende av trafikflödet och avståndet till kön i den nedströms liggande korsningen och fann att mättnadsflödet ökade med trafikflödet samt att mättnadsflödet ökade med ökande avstånd till kön.

Benekohal och Zhao (1998) mätte pbe-värden för lastbilar med hänsyn till trafikflödet och andelen lastbilar, baserat på ett nytt koncept. Istället för att studera tidsavstånden mellan fordon studeras fördröjningen för olika fordonskombinationer och pbe-värden beräknades som förändring i fördröjning per lastbil. Dessa pbe-värden var förhållandevis låga, mindre än 1.5 för lastbilar utan släp. Den nya definitionen av pbe-värden förefaller inte att vara kompatibel med tidigare definitioner och det förefaller tveksamt om de, med utgångspunkt från den nya definitionen, nya pbe-värdena kan användas för att beräkna mättnadsflöden.

Tarko och Tracz (2000) undersökte osäkerheten vid prediktion av mättnadsflöden. Denna osäkerhet kan bero på i huvudsak tre olika faktorer: tidsberoende variationer i mättnadsflödena, avsaknad av viktiga parametrar i mättnadsflödessambanden samt felaktiga val av prediktionssamband. De tidsberoende variationerna har också beskrivits av Teply et al. (1995). Tarko och Tracz visade att tunga fordon påverkar tidsavstånden för andra fordon vilket då får implikationer för pbe-värdet. Slutligen undersöktes några olika mättnadsflödesmodeller, bland annat en additiv och en multiplikativ modell. Modellerna gav ungefär samma standardfel vid prediktion.

10.2 Sekundärkonflikter och körväg med flera strömmar

Bonneson et al. (1988) undersökte HCMs modell för körväg med flera strömmar och konstaterade att HCM genomgående underskattade mättnadsflödena. Denna slutsats baseras emellertid på att de antaganden som ligger till grund för HCM är korrekta, inte på vägstudier. Vidare konstaterades att en liten andel vänstersvängande gav en mycket stor reduktion av mättnadsflödet.

Levinson(1988, 1989) utvecklade två kapacitetsmodeller för ett körfält med flera strömmar, inkluderande vänstersvängande med sekundärkonflikt. Modellerna har i sin uppbyggnad vissa likheter med den som finns i CAPCAL men avviker i behandlingen av de av vänstersvängande blockerade raktframkörande och högersvängande fordonen.

Mousa and Roupail (1989) studerade effekterna av kolonnbildning på vänstersvängande fordon. Graden av kolonnbildning påverkar tidsavståndsfördelningen och därmed möjligheterna att avveckla vänstersvängande fordon. Ett antal modeller för mättnadsflödet undersöktes, bland annat en baserad på kritiska tidsavstånd, dvs. motsvarande den som finns i CAPCAL, och olika modeller med bland annat kvadratiske funktioner av de oberoende variablerna. Som slutlig modell valdes en där kapaciteten (fordon/timme) var oberoende variabel. Denna visade sig vara beroende av det överordnade flödet och kolonnfaktorn. Mättnadsflödet kan med hjälp av detta samband beräknas om man känner gröntidsandelen.

Chang, Zhuang och Perez (1994) använde simuleringsmetodik för att undersöka kapaciteten för vänstersvängande med separata körfält. Flertalet av de erhållna sambanden, t.ex. körlängden för överordnade strömmar vid gröntidens början, har bestämts genom regressionsanalys på data från simulering med TRAF-NETSIM. De erhållna kapacitetsambanden har jämförts med förnyade simuleringar och – inte oväntat – befunnits vara bättre än det som finns i HCM. Skillnaden är dock inte stor. Det är svårt att jämföra de erhållna sambanden med analytiska modeller då de här erhållna regressionsambanden kraftigt avviker från de analytiska sambanden. Denna undersökning pekar således implicit ut två svårigheter med att finna samband baserad på enbart regression – jämförelser med analytiska modeller blir besvärlig och olika ansatser, t.ex. olika simuleringsmodeller, kan ge väsentligt olika resultat.

Tarko och Gaca (1991) utvecklade en modell för konflikten mellan fotgängare och svängande fordon. Denna bygger följande grundelement:

- en konfliktyta (dvs. övergångsstället) där fotgängare och motorcyklister interagerar
- en väjningslinje framför konfliktytan
- stopplinjen, som fordonen kan passera om det är grönt
- magasinet mellan stopp- och väjningslinjerna ej är fyllt

Om magasinet är fyllt kan fordon ej passera. Kapaciteten bestäms som

$$K = S \frac{g - \Delta g}{c} = S f_p \frac{g}{c},$$

där Δg är den del av gröntiden som är blockerad av fotgängare och f_p är en korrigeringsfaktor för fotgängarna. Denna är beroende av bland annat fotgångarströmmens storlek men också av magasinstrymmet, då en del av den kapacitetsrestriktion som orsakas av fotgängarna motverkas av detta utrymme. Korrigeringsfaktorens storlek kan beräknas med hjälp av ett samband mellan fotgångarflödet och den tid som övergångsstället är blockerat. I modellen görs ingen skillnad mellan den tid då övergångsstället är blockerat av de fotgängare som börjar gå då gröntiden börjar och den tid då övergångsstället är blockerat av fotgängare som anländer efter det att de väntande fotgängarna avvecklats. Modellen skiljer sig därför från modellen i CAPCAL.

Hunt och Al-Neami (1995) studerade fördröjning för såväl fotgängare och bilister för olika typer av trafiksignalanordningar. I dessa inkluderas allgäfas, blandfas (eventuellt utan sekundärkonflik-

ter), korsning med refug och separat reglering för de båda gångpassagerna samt en separat gångtrafikanläggning placerad högst 50 m från korsningen. De konstaterade att fördröjningen ökade för såväl fotgängare som bilister jämfört med anläggningar utan trafiksignalanordningar.

Inverkan av fotgängare har undersökts också av Milazzo et al. (1998). Studien bygger på "conflict-zone-occupancy", definierad som den andel av gröntiden som upptas av fotgängare. Den modell som konstruerades utifrån detta koncept innehåller fyra steg:

1. Samband mellan fotgängarflöde och beläggning av konfliktområdet. Detta befanns vara linjärt.
2. Justering för överlappande beläggning. För vänstersvägande innebär detta att hänsyn måste tas till om konfliktområdet blockeras av raktframkörande i motsatt riktning.
3. Samband mellan beläggningsgrad och mättnadsflöde. Detta befanns vara helt linjärt.
4. Korrigering av mättnadsflöde i deltillfarer.

På ett liknande sätt undersöktes inverkan av cyklister av Allen et al. (1998).

Hurdle och Lord (1998) analyserade två samband i HCM, nämligen de som används för att beräkna dels den tid det tar att avveckla motstående, köande fordon och dels den tid som raktframkörande kan utnyttja innan ett vänstersvägande fordon i samma körfält blockerar de följande raktframkörande fordonen. Analysen visar att båda de samband som används i HCM är felaktiga och korrekta samband beräknades.

Jørgensen et al. (1998) studerade fotgängare och cyklisters inverkan på högersvägande fordon, baserat på ett antagande om att interaktionen mellan trafikanterna kan baseras på kritiska tidsavstånd. En modell för beräkning av den blockerade tidens längd respektive en modell för mättnadsflödet under avvecklingen för den högersvägande fordonströmmen skattades. Ett intressant resultat är att blockeringstiden var oberoende av cykelflödet i intervallet 600 till 1200 cyklar/timme. En möjlig förklaring kan vara förändring i de kritiska tidsavstånden. Emellertid skattades inte de kritiska tidsavstånden varför denna hypotes ej kunde undersökas. När inverkan på mättnadsflödet studeras kunde det konstateras att fotgängar- och cykelflödet endast förklarade 6% av variansen i tidsavstånden mellan fordonen. En väl så bra modell var därför ett enkelt linjärt samband där tidsavståndet för fordon i sekundärkonflikt var lika med en konstant multiplicerad med tidsavstånd för fordon utan sekundärkonflikt. En förklaring till de erhållna resultaten skulle kunna vara att beteendebaserade antaganden ej stämde, dvs. att fotgängare och cyklister ej alltid lämnades företräde.

Rouphail, Hummer och Goldblatt (1998) gjorde motsvarande studie i USA. Dock studerade också vänstersvägande fordon. Studien bygger på "conflict-zone-occupancy", definierad som den andel av gröntiden som upptas av fotgängare, se också referatet av Milazzo et al. (1998) ovan. Den modell som konstruerades utifrån detta koncept innehåller tre steg som helt motsvarar de som angivits av Milazzo et al. (1998):

1. Samband mellan fotgängarflöde respektive cykelflöde och beläggning av konfliktområdet. Detta befanns vara styckvis linjärt för fotgängare och linjärt för cyklister.
2. Justering för överlappande beläggning. För vänstersvägande innebär detta att hänsyn måste tas till om konfliktområdet blockeras av raktframkörande i motsatt riktning.
3. Samband mellan beläggningsgrad och mättnadsflöde. Detta befanns vara helt linjärt.

10.3 Effektiv gröntid

McCoy and Navarro (1987) undersökte inverkan av vänstersvängande som avvecklas efter gröntidens slut på framkomligheten för trafikströmmarna i följande fas. De konstaterade att för varje fordon som avvecklas efter rött kommer avvecklingstiden för de fyra första fordon att öka med 1.28 s sammanlagt. Detta innebär att det kapacitetstillskott som fås genom avvecklingen efter rött till en viss del försvinner genom att nästa fas får sämre framkomlighet.

Lin (1992a, 1992b) har beskrivit en metod för att beräkna den effektiva gröntiden för vänstersvängande och raktframkörande fordon i samma körfält vid blandfas, med utgångspunkt från HCM 1985. Avvecklingen delas in i fyra steg:

1. Avveckling av vänstersvängande fordon innan motstående ström nått fram till konfliktpunkten.
2. Avveckling av raktframkörande fordon innan vänstersvängande fordon blockerar avvecklingen.
3. Avveckling när motstående ström ej är mättad.
4. Avveckling efter gröntidens slut.

Strukturen påminner mycket om den som används i CAPCAL, som dock inte beaktar det första steget. Steg 2 motsvarar den del av den blockerade tiden i CAPCAL då avveckling av raktframkörande fordon kan ske vid blandfas.

10.4 Högersvängande strömmar

Högersvängande strömmar kan hanteras utan signalregelring genom stopp- eller väjningsplikt. I bland annat USA förekommer RTOR, men utan beräkningsmetod (se avsnitt 4.1). Virkler och Maddala (1995) har undersökt inverkan av RTOR på kapaciteten för högersvängande. De beskriver två metoder för kapacitetsberäkning, effekt av skuggning och stoppliktsanalogi. Skuggningsmetoden är den som beskrivs i HCM. Stoppliktsanalogin innebär att kapaciteten beräknas med kritisk tidsavståndsteori för den del av omloppet då det överordnade flödet är omättat, dvs. efter det att köerna i de överordnade strömmarna (raktframkörande från vänster eller separatreglerade vänstersvängande från motstående tillfart) avvecklats. Båda metoderna testades på några olika beräkningsfall och gav i stort sett samma resultat. Skuggningsmetoden kan dock leda till såväl under- som överskattning av antalet fordon som kör mot rött.

Abu-Lebedh et al. (1997) bestämde ett regressions samband för avvecklade fordon under RTOR med följande signifikanta faktorer (inverkan anges inom parentes) : andel högersvängande (+), andel gröntid (-), överordnat flöde (-) och konflikttyp (störst inverkan då också motstående vänstersvängande är överordnade).

Virkler och Krishna (1998) skattade kritiska tidsavstånd och följdtider för RTOR. De kritiska tidsavstånden var lägre än de som används i HCM för stopplikt medan följdtiden sjönk med antalet fordon som passerade stopplinjen. De två första följdtiderna var större än de värde som anges i HCM, medan de två därpå följande var lägre. Stoppliktsanalogin överskattar kapaciteten något. Den kalibrerade modellen var därvidlag bättre.

10.5 Busshållplatser

Wong et al. (1998) har undersökt inverkan av uppströms liggande busshållplatser på fordonstrafikens fördröjning genom simulering. Modellen har validerats mot fältmätningar och uppvisade förhållandevis god överensstämmelse med uppmätt fördröjning. Hur fördröjningen mätts angavs ej. Simuleringsresultaten har använts för att skatta ett fördröjningssamband som bygger på den första och andra termen (deterministisk och slumpmässig fördröjning) enligt Webster och Cobbe (1966). Till detta har lagts ett uttryck som tar hänsyn till fördröjningen vid busshållplatsen och ett som tar hänsyn till interaktionen mellan trafiksignalen och busshållplatsen, som beror av bland annat avståndet mellan busshållplats och trafiksignal.

10.6 Körfältsfördelning

Hurley (1998) studerade val av körfält vid två vänstersvängskörfält där det yttre körfältet (det till vänster) har en begränsad längd. De vänstersvängande fordonen indelades i två kategorier, de som måste välja ett särskilt körfält beroende på den fortsatta färdvägen och de som kan välja något av de båda körfälten. För den senare kategorin utvecklade en regressionsmodell. Denna baseras på en tangens hyperbolicus funktion med den oberoende variabeln uttryckt som en linjär funktion. Signifikanta variabler i denna funktion var längden på det yttre körfältet före respektive efter korsningen, det totala flödet samt områdestyp (stor eller liten stad). På motsvarande sätt behandlades körfält för raktframkörande trafik där ett av körfälten har begränsad längd. Signifikanta variabler var andelen höger- respektive vänstersvängande i korsningen samt uppströms och nedströms denna, längden på körfälten och närvaron av separata vänstersvängskörfält.

Bonneson (1998) studerade körfältsval i tillfarer med endast en deltillfart (dvs. med alla tre körriktningarna). Baserat på en modifiering av de mättnadsflödessamband som används i HCM erhöles samband för beräkning av andel höger- respektive vänstersvängande i de båda yttre körfälten. Denna modell befanns ej ge en god beskrivning av andelen raktframkörande i de båda yttre körfälten då det totala flödet var mycket lågt respektive mycket högt. Orsaken till detta antogs vara att raktframkörande trafikanter vid låga flöden inte har något motiv i form av minskad fördröjning för att välja det yttre eller det inre körfältet och att det vid höga flöden är svårt att byta körfält. Det antogs att sannolikheten för körfältsbyte (till det yttre eller det inre körfältet) var en kvadratisk funktion med maximum =1 när det totala flödet var hälften av det flöde då körfältsbyte var möjligt. Detta flöde definierades som $\frac{1}{2}h$, där h är det minsta tidsavstånd mellan fordon då körfältsbyte är möjligt, här satt till 4 s.

10.7 Gröntidsfördelning

Hakkert och Ben-Yakov (1985) diskuterar fotgängarproblematiken i förhållande till gröntidsfördelningen och särskilt det faktum att fotgängare då normalt inte beaktas. Några studier refereras, bland annat en som visar att fördröjningen, som genomsnitt över alla trafikanter, kunde minskas åtta procent om tidssättningen optimerades med avseende också på fotgängare.

Cantarella och Improta (1988) löste gröntidsfördelningsproblemet med grafteori. Inkompatibilitet mellan signalgrupper (dvs. fientliga signalgrupper) hanterades med en inkompatibilitetsgraf. Fördelen med denna ansats uppges vara att det är enkelt att hantera olika restriktioner. t.ex. för körlängd.

Rouphail och Radwan (1990) beskriver en metod för tidssättning med variabel omloppstid. I beräkningen tas hänsyn till att såväl separatreglerade som ej separatreglerade vänstersvängar kan förekomma. Metoden är på många sätt lik den som används i CAPCAL. Skillnaderna består i att CAPCAL ansätts en fix omloppstid samt att den beskrivna metoden ej hanterar högersvängar och blandtrafik.

Äldre metoder för gröntidsfördelning, som haft en fördröjningsfunktion som objektfunktion, har inte kunnat hantera överbelastning eftersom fördröjningsfunktionen baserats på ett stationärt system. Han (1996) använde koordinattransformationsmetoden för att utveckla en kontinuerlig fördröjningsfunktion och använde sedan denna för att för gröntidsfördelning med avseende på minimering av fördröjningen. Han undersökte även olika egenskaper hos denna funktion, såsom konvexitet. Vid överbelastning gav den utvecklade metoden bättre resultat (lägre fördröjning) än metoder baserade på belastningsgrad och reservkapacitet.

Vanligtvis görs gröntidsfördelningen med en fix körfältsindelning som grund. Lam et al. (1997) har utvecklat en modell som minimerar Y (flödesförhållandet) i tre steg där hänsyn tas också till körfältsindelningen. De tre stegen är: Bestämning av körfältsindelning och fasbilder för motorfordon, kontroll av faser för fotgängare samt sökning av bästa fasbildsordning. Det första steget är det viktigaste då detta fastställer såväl körfältsindelning som strukturen på fasbildsindelningen. I det andra steget kan särskilda fotgängarfaser läggas till om det finns fotgängarströmmar som ej kan avvecklas av de i steg ett erhållna fasbilderna. Den bästa fasbildsordningen är den där ingen trafikström har mer än en grönperiod. Såväl steg 1 som steg 3 kan lösas med någon standardmetod för linjär programmering.

Cantarella (1998) generaliserade den metod som utvecklats av Webster (1952) för gröntidsfördelning till att gälla också för situationer då en signalgrupp har grönt i mer än en fas. Tillämpningen görs för en trevägskorsning – en fyrvägskorsning förefaller att vara för komplicerad för att lösa med denna metod. Optimeringsproblemet har tidigare lösts på andra sätt, i CAPCAL genom linjär programmering.

10.8 Fördröjning och kölängd

Hagen och Courage (1989) jämförde några olika fördröjningsmodeller, bl.a. HCM och TRANSYT. De konstaterade att den i HCM använda deterministiska fördröjningsmodellen inte gav tillfredsställande resultat för vänstersvängande strömmar som, under olika faser i omloppet, var separatreglerade respektive ej separatreglerade. Den utvecklade modellen är mycket lik den som används i CAPCAL. Dock är den som används i CAPCAL mer generell då den täcker alla former av signalväxlingar.

Om det ankommande flödet ej är konstant över tiden, t.ex. beroende på inverkan av trafiksignaler uppströms korsningen, påverkas fördröjningen. Olszewski (1990a) kritiserade fördröjningsberäkningen i HCM eftersom den variabel som används för att beskriva graden av samordning inte är kontinuerlig. Detta ger upphov till diskontinuiteter i fördröjningssambandet och stora skillnader i fördröjning även om skillnaden i grad av samordning är liten. Olszewski härledde ett samband mellan fördröjning och den andel av fordonen som ankommer mot rött. Skillnaden mot modellen i HCM är alltså att andelen som ankommer mot rött, vilket är den variabel som kan mätas i fält, används i stället för graden av samordning. Det bör noteras att i den senaste versionen av HCM (Transportation Research Board 1998) är graden av samordning kontinuerlig. Vid kon-

troll mot fältmätningar fann Olszewski att uppmätt och beräknad fördröjning stämde väl överens.

Brilon och Wu (1990) studerade en tidsstyrd trafiksignal som en Markov-kedja och erhöll på sätt ett uttryck för kölängden. Den numeriska lösningen som erhöles överensstämde nästan exakt med den regressionsmodell som erhöles av Miller (1978) och förhållandevis väl med den metod som föreslagits av Catling (1977) men avvek däremot från de metoder som föreslagits av Kimber och Hollis (1979). De samband mellan kölängd och fördröjning som bestämts av Miller (1963b) användes vid beräkning av fördröjningssambanden. Wu (1998) byggde vidare på detta arbete och beräknade bland annat också percentiler för kölängden. Shawaly et al (1988) fann att Catlings formel inte stämde vid belastningsgrader över 1.05, dvs. deras resultat skiljer sig från Brilon och Wu (1990).

Tarko et al. (1993) analyserade den slumpmässiga fördröjningskomponenten genom simulering. För isolerade trafiksignaler användes en av Akçelik föreslagen modell för den slumpmässiga komponenten. Såväl den deterministiska komponenten (enligt Webster 1958) som den slumpmässiga överensstämde med den simulerade fördröjningen. Den slumpmässiga komponenten var emellertid kalibrerad och validerad med samma simuleringsmodell. Den kalibrerade modellen jämfördes istället med andra modeller för den slumpmässiga fördröjningen och befanns stämma väl med dessa. För ett system med två korsningar kalibrerades en något förändrad modell för den slumpmässiga komponenten, där skillnaden i kapacitet mellan tillfarterna i de båda korsningarna och i den studerade riktningen infördes som parameter i modellen. Denna gav en god överensstämmelse med simulerad fördröjning, men med samma invändning som för den isolerade signalen.

Tarko och Roupail (1994) utvecklade en modell för beräkning av kölängd i nätverk baserad på en indelning av flödesförändringar i tre olika transformationer: konvergering, divergering och filtrering. Givet dessa transformationer kan en serie jämviktsekvationer ställas upp och kölängden lösas ut. De konstaterar att den slumpmässiga fördröjningskomponent som används för nätverk inte ger en godtagbar beskrivning av kölängden. Samma observation gjordes av Olszewski (1990b). Förklaringen till detta var att kölängderna var mycket känsliga för ankomstfördelningen, normalt modelleras ankomsterna som Poissonfördelade. Den modell som utvecklades av Olszewski påminner om den som användes av Brilon och Wu (1990), dvs. den bygger på tillstånd och övergångssannolikheter. De båda modellerna har dock ej jämförts.

Arasan och Jagadeesh (1995) konstaterade att de flesta modeller som finns för beräkning av fördröjning bygger på att flödet är homogent, dvs. att det består av ett slags fordon. Detta leder till felaktiga skattningar av fördröjningen. Genom att uttrycka fördröjningen med en Taylorutveckling kring medelvärdet, givet av Websters formel (Webster 1958), och ansätta ett givet antal fordonstyper kunde en fördröjningsfunktion erhållas. Inverkan av de olika fordonstyperna blev beroende av varians och kovarians för de olika fordonstyperna. Fördröjningsfunktionen validerades mot fältdata varvid det kunde konstateras att man fick en mycket god överensstämmelse mellan uppmätt och skattad fördröjning medan Websters formel ej gav korrekta värden (såväl över- som underskattning). Även om den utvecklade funktionen är elegant, så har den en stor nackdel – den kräver kunskap om varians och kovarians för andelen av de olika fordonsslagen, vilket måste baseras på mätningar. I den aktuella studien gjordes mätningar under 40 omlopp vilket krävde sex personer. Metoden är således av praktiska och ekonomiska skäl svår att tillämpa.

Akçelik och Roupail (1993) utvecklade en fördröjningsmodell för trafiksignaler med varierande ankomstflöden. Samband för beräkning av fördröjningen under olika faser av överbelastade perioder bestämdes liksom för längden av en överbelastad period. Li, Roupail och Akçelik (1994)

bestämde ett samband för den slumpmässiga fördröjningskomponenten. Genom simulering konstaterades att beräkningen av denna komponent med det samband som finns i HCM gav för stor fördröjning som resultat vid höga belastningsgrader (0.65 till 1.1). Den slumpmässiga komponenten bestämdes utifrån ett M/G/1-system där variationskoefficienten skattades på simulerade data. Variationskoefficienten befanns vara beroende av längden på förlängningsintervallet – längre förlängningsintervall gav större värde på variationskoefficienten (variationen ökar med förlängningsintervallet).

Fambro och Roupail (1997) utvecklade en generaliserad fördröjningsmodell för överbelastning som också tar hänsyn till om det finns köer före eller efter analysperioden. Detta görs genom att införa en tredje fördröjningskomponent. Roupail et al. (1997) validerade denna modell med simulering och fann att vid belastningsgrader under 0.8 stämde denna väl medan det förekom skillnader då belastningsgraden var större, den analytiska modellen gav längre fördröjning. En orsak till detta angavs vara att det simuleringsprogram som användes – NETSIM – inte genererar slumpmässiga ankomster. Å andra sidan borde den tredje fördröjningskomponenten ha störst inverkan vid höga belastningsgrader och skulle därmed kunna förklara varför fördröjningen blir större med den analytiska modellen.

Heidemann (1994) bestämde kölängds- och fördröjningsfördelningarna för tidsstyrda signaler givet Poissonfördelade ankomster. Ansatser till detta har gjorts tidigare av andra författare, men enbart inriktat på kölängdsfördelningen. Mung och Poon (1996) bestämde kölängdfördelningen för tidsstyrda signaler givet en generaliserad ankomstfördelning. Gentemot tidigare utvecklade kölängdsmodeller, baserade på Poissonfördelade ankomster, innebär den nya modellen att tidsavståndet mellan två avvecklade fordon inte kan vara mindre än ett givet värde, dvs. det inverterade värdet av mättnadsflödet. De tidigare modellerna byggde på ett M/M/1 system under gröntiden, där lika ankomst- och betjäningfördelningarna hade samma medelvärde. Representationen blir här av typen G/G/1 med ett minsta tidsavstånd mellan fordonen. Vissa av de övriga begränsningarna i de tidigare modellerna är också åtgärdade.

Pitsiava-Latinopoulou och Mustafa (1992) jämförde uppmätt fördröjning med fördröjning beräknad med HCM (Transportation Research Board 1985) och SIDRA (Akçelik 1989). De konstaterade att för raktframkörande trafikströmmar fungerade båda beräkningsmodellerna väl, andelen förklarad varians var 0.86 eller högre. För vänstersvängande fordon i sekundärkonflikt samt för vänstersvängande fordon i sekundärkonflikt med separatreglerad eftergrönt var skillnaden mellan beräknad och uppmätt fördröjning stor. Andelen förklarad varians var i låg i intervallet 0.06 till 0.25. Däremot överensstämde de båda metoderna väl i dessa två fall, andel förklarad varians av den andra modellen var ca 0.9. Belastningsgrader över 1 ingick ej i undersökningen.

Rossi och Ceder (1988) samt Ceder, Dressel och Ross (1989) utvecklade en fördröjningsmodell för trafikstyrda korsningar, baserad på ett M/G/1 system med två kundtyper, där den ena har prioritet över den andra. Rödtiden modellerades som den prioriterade kundtypen. Fördröjning anges bero av rödtid, omloppstid, ankomstflöde och mättnadsflöde samt en icke-analytisk korrektionsfaktor som beror av omloppstiden och standardavvikelsen för ankomstflödet.

Sammanfattningsvis kan konstateras att det finns ett mycket stort antal referenser som behandlar fördröjning. En mer ingående analys och syntes kommer att presenteras i en separat rapport som berör fördröjning.

10.9 Trafikstyrda korsningar

Lin (1990) konstaterade att den omloppstid som beräknas med HCM kan avvika kraftigt från den genomsnittliga omloppstid som kan observeras i trafikstyrda korsningar. Den beräknade omloppstiden var betydligt kortare än den observerade, något som påverkar fördröjningsberäkningen. Lin härledde ett samband där omloppstiden för delvis trafikstyrda trafiksignaler (huvudströmmarna ej trafikstyrda) var beroende av mingröntiden och sannolikheten för att denna mätes ut samt genomsnittlig längd av gröntid större än mingröntiden. De oberoende variablerna är i sin tur beroende av karakteristiska för trafiksignalen, som t.ex. detektorkonfiguration och förlängningsintervall. Metoden kan vara möjlig att generalisera till ett fullständigt trafikstyrt system.

Akçelik (1994) härledde liknande samband, där omloppstiden bestämdes av säkerhetstider, flödesförhållandet i de kritiska strömmarna samt av förlängningsintervallet. Akçelik gjorde samma iakttagelse som Lin (1990), nämligen att den omloppstid som beräknas för ett tidsstyrt system är kortare än motsvarande omloppstid för ett trafikstyrt system, i detta fall dock kortare än den beräknade omloppstiden för ett trafikstyrt system. Den beräknade omloppstiden för det trafikstyrda systemet låg emellertid nära den som erhålls från SIDRA då fördröjningen minimeras i ett tidsstyrt system.

Lin och Courage (1995) vidareutvecklade en metod av Lin [1982] för beräkning av genomsnittliga gröntider i trafikstyrda signaler. Ansatsen är snarlik den som beskrivits av Akçelik (1994). Jämförelse med resultat från simulering och med fältdata visade på att metoden ger en bra skattning av gröntiderna.

Analytiska modeller har utvecklats också för den typ av styrning som utvecklades av Miller (1963a) och Bång (1976), dvs. där en objektfunktion utvärderas i diskreta tidssteg och växlings-tillfälle väljs vid den tidpunkt som ger lägst kostnad. Objektfunktionen är anpassad för nätverk. För oberoende korsningar är de slumpmässiga variationerna större varför objektfunktionen inte ger en tillförlitlig beskrivning av förväntad kölängd. Brookes och Bell (1991) utvecklade en modell för detta.

10.10 Samordning

Särskilt i USA har inverkan av samordning på trafiksignalers funktion gett upphov till analytiska modeller för fördröjning. Problemet kan behandlas dels för isolerade korsningar med ankomstprocessen som en viktig faktor, dels för nät, i USA ofta längs en gatusträcka. Av intresse för effektberäkning av enskilda korsningar är möjligheten att kalibrera parametrarna k och I i (4.3). Daniel, Fambro och Roupail (1995) kalibrerade dessa parametrar, eller rättare produkten av dessa två parametrar, för tidsstyrda, trafikstyrda och semitrafikstyrda⁵ trafiksignaler. Denna produkt är kraftigt beroende av belastningsgraden (potenssamband med exponent i storleksordningen 4). Den kalibrerade produkten är större för tidsstyrda signaler vilket innebär längre fördröjning för dessa jämfört med trafikstyrda signaler. De angivna regressionskonstanterna stämmer ej med andra uppgivna resultat vilket förmodligen beror på något korrekturfel.

Baserad på simulering kalibrerade Chodur och Tracz (1991) den deterministiska respektive den slumpmässiga fördröjningskomponenten, där den senare vars baserad på koordinattransformation. Kalibreringen omfattade bland annat den ovan nämnda produkten av k och I med hänsyn till icke-stationära flöden.

⁵ Trafikstyrning endast för sidagatorna vilket förutsätter lågt flöde på dessa.

Fambro och Messer (1991) gjorde ett liknande arbete, men baserat på fältdata. De kalibrerade den deterministiska komponenten, där den deterministiska komponenten baserades på en förenklad samordningsfaktor som i sin tur var baserad på andelen av fordonen som anlände mot grönt.

10.11 Andra modelltyper

Med beräkningsmodell har ovan i huvudsak menats en modell som beräknar den bästa tidssättningen givet dels en kostnadsfunktion, dels en bestämd geometrisk utformning och fasbildsordning.

Dessa beräkningsmodeller är inte återkopplade – dvs. otillfredsställande resultat utnyttjas inte för att beräkna nya lösningar där bestämd geometrisk utformning och fasbildsordning är ändrade. Flexiblare system kan åstadkommas på två olika sätt, antingen genom att låta grundförutsättningarna vara mindre restriktiva eller genom att resultaten värderas och en återkoppling görs.

Lam et al. (1997) utvecklade ett system där grundförutsättningarna – körfältsantal och indelning samt fasbilder och fasbildsordning – kan varieras för att uppnå så låg kostnad som möjligt. Ett sådant system blir med nödvändighet mer komplext även om det av Lam et al. utvecklade systemet förenklats genom att en stegvis lösningsmetod tillämpades.

Linkenheld et al. (1992) utvecklade ett expertsystem för bestämning av fasbilder och fasbildsordning, omloppstid och gröntidsfördelning för en oberoende trafiksignal. Systemet arbetar i tre olika steg:

1. En preliminär fasbildsordning och gröntidsfördelning bestäms.
2. Utvärdering av korsningens funktion (olika effektmått).
3. Ändring av fasbilder och fasbildsordning för att förbättra korsningens funktion.

Epps (1992) vidareutvecklade den metod som beskrevs av Courage och Luh (1988) för att bestämma vilka flöden eller belastningsgrader som ger en viss fördröjning. Beroende på diskontinuitet i den använda fördröjningskurvan var detta inte helt oproblematiskt.

11. Sammanställning av kunskapsbrister

11.1 Översikt

De kunskapsbrister som föreligger kan vara antingen av teoretisk natur eller av empirisk natur. En del av de teoretiska modeller som utvecklats kan vara direkt användbara, medan andra kan behöva anpassas till svenska förhållanden. Här görs ett försök att sammanställa de kunskapsbrister som finns vad gäller de svenska modellerna för framkomlighetsberäkning med hänsyn till de forskningsresultat som presenteras i litteraturstudien.

Den viktigaste slutsatsen som kan dras är att den modell som används i CAPCAL står sig väl i överensstämmelse med andra beräkningsmodeller. Grundkonceptet med körfältsvis modellering och hanteringen av mätnadsflöden och sekundärkonflikter håller fortfarande. Vissa delar, främst beräkningen av korta körfält förefaller att vara bättre än vad som finns i andra modeller. Detta innebär att, såvida en analytisk modell ska behållas och utvecklas, den nuvarande modellen kan tjäna som utgångspunkt för detta.

En generell brist i CAPCAL är att de grunddata som används är insamlade under 70-talet. Nyare studier, såsom Sabeti (1989) och Niittymäki och Pursula (1997) indikerar att mätnadsflödena är högre än vad CAPCAL anger. I en fall är också sambanden mellan mätnadsflöden och till exempel utformning inte alls belagda genom mätningar. Istället har andra modeller använts, såsom HCM. Det finns alltså ett behov av fältmätningar.

Sekundärkonflikter mellan fotgängare och svängande fordon modelleras med en helt igenom teoretisk modell. Analyser utförda av Löfqvist och Nilsson (1996) visar dock att den modell som används i CAPCAL ger resultat som stämmer väl med de uppmätta. Materialet för analysen är dock begränsat vad gäller övergångsställenas längd. Intressant i sammanhanget är att den i CAPCAL använda modellen inte stämmer med det beteende som observerats av Löfqvist och Nilsson (1996), nämligen att det förekommer en stor andel rödgående. Detta förhållande har visats också i andra studier (Gärder 1982). Den fördröjning som beräknas för fotgängare beror av detta, vilket inte beaktas i CAPCAL.

Några av delmodellerna för beräkning av mätnadsflöde har vissa brister. Modellen för beräkning av avvecklade fordon efter gröntidens slut är ej validerad. Modellen för beräkning av hur många fordon som kan avvecklas innan ett körfält blir blockerat av svängande, magasinerade fordon klarar bara en svängande ström.

Modellen för korta körfält klarar ej av flera korta körfält bredvid varandra på ett tillfredsställande sätt.

Den modell som används för att bestämma gröntider, givet en viss omloppstid, baseras på belastningsgrad. Denna modell fungerar ej helt tillfredsställande när det förekommer korta körfält, särskilt då ett kort körfält ej tillhör samma signalgrupp som det intilliggande körfältet. Detta kan förmodligen lösas genom att restriktioner läggs på gröntiden. För närvarande finns en möjlighet att finna en bättre lösning baserad på en enkel gradientmetod. Denna är dock långsam. Vidare så uppstår problem vid höga belastningar, dvs. när kapaciteten ej räcker till. Orsaken till detta är ej klarlagd men kan bero på att det kan finnas strömmar med sekundärkonflikt som ej får någon effektiv gröntid.

Fördröjningsberäkningen baseras på en modell med diskontinuiteter. Denna borde kunna ersättas med en kontinuerlig modell. Ett större problem är att inverkan av såväl tidsstyrning som samordning inte kan modelleras. Vissa möjligheter att modellera trafikstyrning finns, men baserat på gamla simuleringsresultat. Det finns två möjligheter att hantera effekter av tidsstyrning och samordning i en analytisk modell. Det ena är att, baserat på simulering, bestämma en regressionsmodell, det andra är att kalibrera en analytisk modell, till exempel av den typ som finns i HCM. Vidare diskussion av beräkning av fördröjning och andra till detta relaterade mått, kommer att hanteras i en särskild rapport.

I samband med detta kan valet av modelltyp diskuteras, ska en analytisk modell eller en simuleringsmodell användas? Båda har för- och nackdelar. Fördelen med en simuleringsmodell är dess större flexibilitet, särskilt gäller hanteringen av styrstrategier. Nackdelen är svårigheten att implementera dessa – det är inget som den vanlige användaren gör.

Utöver detta kan modellfilosofin behöva diskuteras – hur mycket stöd och råd ska ges. Ska, som en del referenser visat på, det vara möjligt att också få förslag till körfältsfördelning och val av fasbilder?

11.2 Forskningsproblem för trafiksignaler enligt HCM

Inför the 4th International Symposium on Highway Capacity sammanställdes en lista på aktuella forskningsproblem för trafiksignaler. Listan är utarbetad av den underkommitté av HCM som arbetar med trafiksignaler (SigSub Committee). Listan omfattar 26 olika delområden. För de 17 första finns bakgrund, syfte och metod angivet samt för vissa också kostnadsuppskattning. De återstående nio är odokumenterade.

11.2.1 Dokumenterade forskningsområden

1. Fördröjning

I HCM 1997 och 2000 kan effekter av flaskhalsar uppströms korsningen, trafikstyrning och tidsberoende fördröjning (överbelastning) hanteras. Också för andra typer av korsningar har förbättringar gjorts men de olika modellerna är inte anpassade för jämförelser av olika korsningstyper, bland annat därför att geometrisk fördröjning inte beräknas. Detta delområde syftar till att utveckla metoder för jämförelser av olika korsningstyper och olika typer av huvudgatunät.

2. Verifiering av kömodell

Den nya kömodell som implementerats i HCM är bristfälligt validerad mot fälldata.

3. Körfältsvis analys

Utveckling av en analysmodell på körfältsnivå istället för på deltillfartsnivå.

4. Tidsförluster vid växling

I HCM 1997 har denna tidsförlust ökat från till 3 till 5 s per fas vilket ger en minskning av den effektiva gröntiden med 8% för en större korsning med omloppstid på 100 s. Osäkerheten är dock stor, bland annat vad gäller sambandet mellan tidsförlusten och olika variabler såsom körriktning, gröntidens längd, belastningsgraden, reglering av sekundärkonflikter och styrning.

5. Mättnadsflöden

I HCM 1997 har grundvärdet för mättnadsflödet höjts till 1900 fordon/timme, baserat på mätningar gjorda 1994, en höjning vars representativitet ifrågasatts. Mättnadsflödet uppvisade vid mätningarna stora variationer som ej kunnat förklarats tillfredsställande. Detta pekar på att det kan finnas faktorer i trafikflödet eller utformningen som påverkar mättnadsflödet men som ej inkorporerats i mättnadsflödesmodellen.

6. NCHRP 3-47

NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) har i projekt 3-47 identifierat några delområden som kan vara av intresse för trafiksignaler: korta körfält, körfältsfördelning och konsistens mellan olika effektmått.

7. Studier av köbildning, fördröjning och servicenivå

Syftet med detta delområde är att mäta köbildning, fördröjning och servicenivå samt förarnas uppfattning av detta i olika korsningstyper samt för olika flödessammansättningar, att jämföra de uppmätta värdena med de värden som erhålls från HCMs beräkningsmodeller och identifiera avvikelser samt att jämföra förarnas uppfattning av fördröjning med den uppmätta fördröjningen.

8. Användarhandledning

Den beräkningsmodell som finns i HCM är komplex och svåränvänd och en användarhandledning behöver utarbetas.

9. Mättnadsflöden för trafikströmmar och fordonstyper

Detta delområde syftar till att bestämma mättnadsflöden för homogena trafikströmmar. Med detta avses en uppdelning med utgångspunkt från köriktning och fordonstyp.

10. Vänstersvägande fordon

Vänstersvägande fordon i blandtrafik modelleras med hjälp av "raktframkörande ekvivalenter". Värdet på denna ekvivalent bedöms som osäkert förutom att det avviker från vad som anges i SIDRA och den kanadensiska metoden.

11. Signalgruppsstyrning

HCM utgår från fasstyrning medan modern styrning bygger på signalgrupper, i USA så kallad NEMA standard. HCM bör anpassas till denna standard.

12. Fordonsstyrda signaler

HCM, precis som CAPCAL, bygger på analys av en tidsstyrd signal. Vissa förbättringar vid modellering av en fordonsstyrd signal har gjorts i HCM 1997 och HCM 2000. Här föreslås en förbättrad modellering av trafikstyrda signaler där hänsyn tas till bland annat min- och maxgröntider, tidsförluster och detektorplacering.

13. Korta körfält

Köbildning i korta körfält.

14. Effekter av fel vid bestämningen av mättnadsflöde

Fel vid mättnadsflödesbestämningen kan ge upphov till stora fel vid beräkningen av olika effektmått liksom vid tidssättningen. Området har beskrivits av Tarko och Tracz (2000).

15. Fria högersvängar (RTOR)

En bättre modell för RTOR bör införas i HCM.

16. Vänstersvängsmodeller

Modellerna för de olika typerna av vänstersväng (blandfas, separatreglering och olika kombinationer av dessa) bör kontrolleras ned avseende på inkonsistens mellan de olika delmodellerna.

17. Korta korsningsavstånd

En modell för inverkan av köbildning som sträcker sig uppströms till nästa korsning bör införas i HCM.

11.2.2 Odokumenterade forskningsområden

Innebörden av dessa kan vara en smula oklar då ingen förklarande text finns.

- pbe-värden
- Fördröjningens beroende av hastighetsbegränsningen
- Genomgång av olika metoder för körfältsfördelning
- Grundläggande fördröjningsmodell baserad på tid respektive händelse
- Kolonnfaktorer
- Överbelastade vänstersvängar
- Ej reglerade trafikströmmar
- Växlande antal körfält i tillfarten
- Modell för vänstersvängande inklusive de som kör efter gröntidens slut.

11.2.3 Kostnader

För några av forskningsområdena finns kostnader angivna. Den totala kostnaden för dessa fem områden är ca 12.5 miljoner kronor.

Område	Kostnad
Fördröjning	3 920 000
Körfältsvis analys	2 940 000
Tidsförluster vid växling	1 715 000
Mättnadsflöden	2 940 000
Användarhandledning	98 0000
Totalt	12 495 000

12. Sammanfattning och rekommendation för fortsatt arbete

Syftet med denna litteraturinventering är att ge en allmän kunskapsöverblick som underlag för en sammanställning av kunskapsbrister samt att ge ett underlag för en bedömning av tillförlitligheten hos de framkomlighetsmodeller för ej signalreglerade korsningar som Vägverket använder idag.

Den modell som används i CAPCAL står sig väl i överensstämmelse med andra beräkningsmodeller. En generell brist i CAPCAL är att de grunddata som används är insamlade under 70-talet. Det finns alltså ett behov av fältmätningar.

Delmodeller som kan behöva en översyn är bland annat den som berör sekundärkonflikter mellan fotgängare och svängande fordon och vissa av delmodellerna för beräkning av mättnadsflöde. Modellen för korta körfält klarar ej av flera korta körfält bredvid varandra på ett tillfredsställande sätt. Det finns också vissa problem med denna i samband med gröntidsfördelningen.

Fördröjningsberäkningen baseras på en modell med diskontinuiteter. Denna borde kunna ersättas med en kontinuerlig modell. Ett större problem är att inverkan av såväl tidsstyrning som samordning inte kan modelleras. Här är förmodligen en större insats nödvändig. I samband med detta kan valet av modelltyp diskuteras, ska en analytisk modell eller en simuleringsmodell användas?

Utöver detta kan modellfilosofin behöva diskuteras – hur mycket stöd och råd ska ges. Ska, som en del referenser visat på, det vara möjligt att också få förslag till körfältsfördelning och val av fasbilder?

En möjlig fortsättning på detta arbete skulle kunna vara att ställa upp teoretiska modeller på mikronivå och i dessa inkludera de teoretiska landvinningar som gjorts under senare tid. Utifrån denna kan sedan behovet av fältmätningar och ytterligare teoriutveckling bedömas.

Ytterligare en ansats, som inte utesluter någon av de övriga, är att särskilt granska de modeller som finns för beräkning av olika effektmått. Som påpekats i avsnitt 10.8 är dessa modeller ofta komplicerade och kräver en djupgående analys.

En viktig del i det fortsatta arbetet är modellvalidering. Särskilt gäller detta för fördröjning, som är det viktigaste framkomlighetsmättet.

Referenser

Abu-Lebedh, G., Benekohal, R. and Al-Omari, B. (1997) Models for Right-Turn-on-Red and Their Effects on Intersection Delay. *Transportation Research Record* 1572. Transportation Research Board, Washington D.C.

Akçelik, R. (1981) *Traffic signals: capacity and timing analysis* Research Report ARR 123, Australian Road Research Board.

Akçelik, R. (1993) *Traffic signals: capacity and timing analysis* Research Report ARR 123, Fifth Reprint. Australian Road Research Board.

Akçelik, R. (1994) Estimating of Green Times and Cycle Time for Vehicle-Actuated Signals. *Transportation Research Record* 1457. Transportation Research Board, Washington D.C.

Akçelik, R. (1999) *Fundamental relationships for traffic flows at signalised intersections* Australian Road Research Board., Research Report ARR 340.

Allen, P. and Roupail, N., Hummer, J. and Milazzo II, J. (1998) Effects of Bicycles on Capacity of Signalized Intersections. *Transportation Research Record* 1646. Transportation Research Board, Washington D.C.

Arasan, Th. and Jagadeesh, K. (1995) Effects of Heterogeneity of Traffic on Delay at Signalized Intersections. *Journal of Transportation Engineering* 121(5).

Benekohal, R. and Zhao, W. (1998) Delay-Based Truck Equivalencies at Signalized Intersections: Results and Field Data. In R. Rysgaard (ed.) Proceedings of the *Third International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark. Vol. 1(2), pp. 85-100.

Bonneson J. A. (1992) Modeling Queued Driver Behaviour at Signalized Junctions. *Transportation Research Record* 1365. Transportation Research Board, Washington D.C.

Bonneson, J. A. (1998) Lane Volume and Saturation Flow Rate for Multilane Intersection Approach. *Journal of Transportation Engineering* 124(3).

Bonneson, J. A. and Messer, C. (1998) Phase Capacity Characteristics for Signalized Interchange and Intersection Approaches. *Transportation Research Record* 1646. Transportation Research Board, Washington D.C.

Bonneson, J. A., Messer, C. J. and Fambro, D. M. (1988) Examination of Shared Lane Operations. *Transportation Research Record* 1194. Transportation Research Board, Washington D.C.

Botha, J. and Kruse, Th. (1992) Flow Rates at Signalized Intersections under Cold Winter Conditions. *Journal of Transportation Engineering* 124(3).

Brilon, W. and Wu, N. (1990) Delays at fixed-time traffic signals under time-dependent traffic conditions. *Traffic Engineering & Control* 21(12).

Brilon, W., Grossman, M. och Blanke, H. (1994) *Verfahren für die berechnung der leistungsfähigkeit und qualität des verkehrsablaufes auf strassen*. Bundesministerium für verkehr.

- Brookes, D. and Bell, M. (1991) Expected delay and stop calculation for discrete time adaptive traffic signal control. In Brannolte, U. (ed.) Highway Capacity and Level of Service. *Proceedings of the International Symposium on Highway Capacity*, Karlsruhe.
- Burrow, I. J. (1987) *OSCADY: a computer program to model capacities, queues and delays at isolated traffic signal junctions* TRRL Research report 105.
- Bång, K.-L. (1976) Optimal Control of Isolated Traffic Signals. *Traffic Engineering & Control* 17(7).
- Bång, K.-L. (1978) Swedish Capacity Manual. Part 3, Capacity of Signalized Intersections. *Transportation Research Record* 667. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Bång, K.-L. (1980) Swedish Capacity Manual. Part 3, Capacity of Signalized Intersections. *Calculation methods for intersection capacity*. SWECO REPORT S – 1980:1.
- Bång, K.-L. and Palgunadi. (1994) Capacity and driver behaviour in Indonesian signalised intersections. In R. Akçelik (ed.) *Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity*. Sydney, Australia.
- Ceder, A., Dressler, O. and Rossi, T. F. (1989) Signalized Intersections With Variable Flow Rates: I A Model for Delay Estimation. *Journal of Advanced Transportation*, 23(1), pp. 53-66.
- Cantarella, G. E. (1998) Capacity Maximization at Three-Arm Junctions: An Extension of Webster's Method. In R. Rysgaard (ed.) Proceedings of the *Third International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark. Vol. 1(2), pp. 279-296.
- Cantarella, G. E. and G., I. (1988) Capacity Factor or Cycle Time: Optimization for Signalized Junctions: A Graph Theory Approach. *Transportation Research*, 22B(1), pp. 1-23.
- Catling, T. (1977) A time-dependent approach to junction delays. *Traffic Engineering & Control* 18(12).
- Chang, G.-L., Zhuang, L. and Perez, C. (1994) Permitted Left-Turn Capacity of Exclusive Lanes: Simulation-Based Empirical Method. *Transportation Research Record* 1457. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Chodur, J. and Tracz, M. (1991) Effects of progression quality and traffic flow non-stationary in delay models at signalized intersections. In Brannolte, U. (ed.) Highway Capacity and Level of Service. *Proceedings of the International Symposium on Highway Capacity*, Karlsruhe.
- Fambro, D. and Roupail, N. (1995) Accounting for Nonrandom Arrivals in estimate of Delay at Signalized Intersections. *Transportation Research Record* 1555. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Epps, J. (1992) Computerized Solution for Signalized Intersection Service Volumes. *Journal of Transportation Engineering* 118(4).
- Fambro, D. and Messer, C. J. (1991) Estimating delay at coordinated signalized intersections. In Brannolte, U. (ed.) Highway Capacity and Level of Service. *Proceedings of the International Symposium on Highway Capacity*, Karlsruhe.

- Fambro, D. and Roupail, N. (1997) Generalized Delay Model for Vehicle-Actuated Traffic Signals. *Transportation Research Record* 1572. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Gärder, P. (1982) Gändes säkerhet i trafiksignaler. Bulletin 43, Trafikteknik, Tekniska Högskolan i Lund.
- Hagen, L. and Courage, K. (1989) Comparison of Macroscopic Models for Signalized Intersections Analysis. *Transportation Research Record* 1225. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Hakkert, A. S. and Ben-Yakov, Y. (1985) Traffic Signal Design for Pedestrians on Divided Highways. ITE Journal March 1985 (Vol. 55).
- Han, B. (1996) A new comprehensive sheared delay formula for traffic signal optimisation. *Transportation Research*, 30A (2), pp.155-171.
- Hansson, A. (1980) Traffic signal calculation for individual intersections. *Calculation methods for intersection capacity*. SWECO REPORT S – 1980:1.
- Heidemann, D. (1994) Queue length and delay distributions at traffic signals. *Transportation Research*, 28B(5), pp. 377-389.
- Hurdle, V. F. (1984) Signalized Intersection Delay Models – A Primer for the Uninitiated. *Transportation Research Record* 971. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Hurdle, V. F. and Lord, D. (1998) Analysis of Two Left-Turn Equations from the *Highway Capacity Manual*. *Transportation Research Record* 1646. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Hurley, J. W. (1997) Utilization of Auxiliary Through Lanes at Signalized Intersections with Downstream Lane Reductions. *Transportation Research Record* 1572. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Hurley, J. W. (1998) Utilization of Double Left-Turn Lanes with Downstream Lane Reductions. *Journal of Transportation Engineering* 124(3).
- Jørgensen, N. O., Aagaard, P., Rysgaard, R. and Sørensen, H. (1998) Pedestrians' and Cyclists' Effect on Capacity of the Right-turn Movement at Signalized Intersections: An Empirical Pilot Study. In R. Rysgaard (ed.) Proceedings of the *Third International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark. Vol. 2(2), pp. 601-620.
- Fujiwara, T., Nakatsuji, T., Hagiwara, T. and Kaku, T. (1994) Saturation flow rate at urban signalised intersections in winter. In R. Akçelik (ed.) *Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity*. Sydney, Australia.
- Kagolanu, K. and Szplett, D. (1994) Saturation flow rates of dual left-turn lanes. In R. Akçelik (ed.) *Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity*. Sydney, Australia.
- Kimber, R. M. and Hollis, E. (1979) *Traffic queues and delays at road junctions* Transport and Road Research Laboratory, Laboratory Report 909. Crowthorne, England.

Kimber, R. M., McDonald, M. and Hounsell, N. B. (1986) *The prediction of saturation flows for road junctions controlled by traffic signals* Research Report 67, Transport and Road Research Laboratory.

Lam, W. (1994) Saturation Flows and passenger car equivalents at signalised intersections in Hongkong. In R. Akçelik (ed.) *Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity*. Sydney, Australia.

Lam, W., Poon, A. and Mung, G. (1997) Integrated Model for Lane-Use and Signal-Phase Design. *Journal of Transportation Engineering* 123(2).

Levinson, H. (1988) Critical Movement Analysis for Shared Left Turn Lanes. *Transportation Research Record 1194*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Levinson, H. (1989) Capacity of Shared Left-Turn Lanes – A Simplified Approach. *Transportation Research Record 1225*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Li, J., Roupail, N. and Akçelik, R. (1994) Overflow Delay Estimation for a Simple Intersection with Fully Actuated Signal Control. *Transportation Research Record 1457*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Lin, F.-B. [1982] Estimation of Average Phase Duration for Full-Actuated Signals. *Transportation Research Record 881*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Lin, F.-B. (1990) Estimating Average Cycle Lengths and Green Intervals of Semiactuated Signal Operations for Level-of-Service Analysis. *Transportation Research Record 1287*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Lin, F.-B. (1992a) Saturation Flow and Capacity of Shared Permissive Left-Turn Lane. *Journal of Transportation Engineering* 118(5).

Lin, F.-B. (1992b) Left-Turn Adjustment Factors for Saturation Flow Rates of Shared Permissive Left-Turn Lanes. *Transportation Research Record 1365*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Lin, P.-S. and Courage, K. (1995) Phase Time Predictions for Traffic Actuated Intersections. *Transportation Research Record 1555*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Linkenheld, J. S., Benekohal, R. F. and Garrett Jr., J. H. (1992) Knowledge-based System for Design of Signalized Intersections. *Journal of Transportation Engineering* 118(2).

Löfqvist, F. och Nilsson, A. (1996) *Sekundärkonfliktmodell – gående/svängande fordon i signalreglerade korsningar*. Thesis 85, Inst. för trafikteknik, LTH. Lund.

McCoy, P. and Navarro, U. (1987) Additional Lost Time Caused by Permitted Left Turns. *Transportation Research Record 1112*. Transportation Research Board, Washington D.C.

Milazzo II, J. and Roupail, N., Hummer, J. and Allen, P. (1998) Effects of Pedestrians on Capacity of Signalized Intersections. *Transportation Research Record 1646*. Transportation Research Board, Washington D.C.

- Miller, A. J. (1963a) A computer control system for traffic networks. In *Proceedings of the second international symposium on the theory of traffic flow*. London.
- Miller, A. J. (1963b) Settings for fixed-cycle traffic signals. *Oper. Res. Q.* 14(4) pp. 373-386.
- Miller, A. J. (1968) *Signalized Intersections Capacity Guide*. Australian Road Research Board, Bulletin No. 4.
- Miller, A. J. (1978) *Signalized Intersections Capacity Guide*. Australian Road Research Board, Research Report ARR No. 79.
- Mung, G. K. S., Poon, A. C. K. and Lam, W. H. K. (1996) Distributions of queue lengths at fixed time traffic signals. *Transportation Research*, 30B(6), pp. 421-439.
- Niittymäki, J. and Pursula, M. (1997) Saturation Flows as Signal-Group-Controlled Traffic Signals. *Transportation Research Record* 1572. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Nordqvist, S och Hansson, A. (1976) *Fälmätningar avseende fordons och gångtrafikens framkomlighet i gatukorsningar*. Trafikteknik, LTH, Lund.
- Mousa, R. and Roupail, N. (1989) Effect of Platoons on Permissive Left-Turn Capacity: Pilot Study. *Journal of Transportation Engineering* 115(2).
- Olszewski, P. S. (1990a) Traffic Signal Delay Model for Nonuniform Arrivals. *Transportation Research Record* 1287. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Olszewski, P. S. (1990b) Modelling of Queue Probability Distribution at Traffic Signals. In Koshi, M. (ed.) *Transportation and traffic theory. Proceedings of the 11th International Symposium*, Yokohama, Japan.
- Olszewski, P. S. (1993) Overall Delay, Stopped Delay and Stops at Signalized Intersections. *Journal of Transportation Engineering* 119(6).
- Peterson, B. (1978) Swedish Capacity Manual. Part 1. Objectives, Scope and Arrangement of the Manual. *Transportation Research Record* 667. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Peterson, B. (1980) Swedish Capacity Manual. Part 1. Objectives, Scope and Arrangement of the Manual. *Calculation methods for intersection capacity*. SWECO REPORT S – 1980:1.
- Pitsiava-Latinopoulou, M. and Mustafa, M. A. S. (1992) The accuracy of estimating delays at signalised intersections: a comparison between two methods. *Traffic Engineering & Control*, 33(5), pp. 306-311.
- Powell, J. (1998) Field Measurements of Signalized Intersection Delay for 1997 Update of the *Highway Capacity Manual*. *Transportation Research Record* 1646. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Road Research Laboratory. [1963] A Method of Measuring Saturation Flow at Traffic Signals. Road Note 34. HMSO, London.

- Roess, R., Ulerio, J. och Papayannoulis, V. (1990) Modeling the Left-Turn Adjustment Factor for Permitted Left Turns Made from Shared Lane Groups. *Transportation Research Record 1287*. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Rossi, T. F. and Ceder, A. (1988) Signalized Intersections With Variable Flow Rates: I Analysis and Simulation. *Journal of Advanced Transportation*, 22(2), pp. 154-168.
- Rouphail, N. and Radwan, A. E. (1990) Simultaneous Optimization of Signal Settings and Left-Turn Treatments. *Transportation Research Record 1287*. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Rouphail, N., Anwar, M., Fambro, D., Sloup, P. and Perez C. (1997) Validation of Generalized Delay Model for Vehicle-Actuated Traffic Signals. *Transportation Research Record 1572*. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Rouphail, M., Hummer, J. E. and Goldblatt, R. (1998) Pedestrian and Bicycle Impacts on Signalized Intersection Operation: The U.S. Experience. In R. Rysgaard (ed.) Proceedings of the *Third International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark. Vol. 2(2), pp. 853-872.
- Sabeti, M. (1989) *Mättnadsflöden i signalreglerade korsningar*. Examensarbete 1989:1, Trafikplanering, KTH, Stockholm.
- Shawaly, E. A. A., Ashworth, R. and Laurence, C. J. D. (1988) A comparison of observed, estimated and simulated queue lengths and delays at oversaturated signalised junctions. *Traffic Engineering & Control* 29(12).
- SweRoad. (1991) *Work package report*. WP 1.3 International literature review. Directorate of urban road development, Indonesia.
- Tarko, A. and Gaca, S. (1991) Pedestrians at signalized intersections. In Brannolte, U. (ed.) Highway Capacity and Level of Service. *Proceedings of the International Symposium on Highway Capacity*, Karlsruhe.
- Tarko, A., Rouphail, N. and Akçelik, R. (1993) Overflow Delay at Signalized Intersection Approach Influenced by an Upstream Signal: An Analytical Investigation. *Transportation Research Record 1398*. Transportation Research Board, Washington, D. C.
- Tarko, A. and Rouphail, N. (1994) Distribution-Free Model for Estimating Random Queues in Signalized Networks. *Transportation Research Record 1457*. Transportation Research Board, Washington, D. C.
- Tarko, A. and Tracz, M. (2000) Uncertainty in Saturation Flow Predictions. In Brilon, W. (ed.) *Proceedings of Fourth International Symposium on Highway Capacity*, Maui, Hawaii.
- Teply, S. (1990) Saturation Flow: Do We Speak the Same Language? *Transportation Research Record 1320*. Transportation Research Board, Washington, D. C.
- Teply, S. (1990) Combined Effect of Radius and Pedestrians on Right-Turn Saturation Flow at Signalized Intersections. *Transportation Research Record 1287*. Transportation Research Board, Washington D.C.

- Teply, S. (1993) Probability of Overload at Signalized Intersections. *Transportation Research Record* 1398. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Teply, S. (1997) Performance Measures in *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections* *Transportation Research Record* 1572. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Teply, S., Richardson, D., Schnablegger, J. and Stephenson, B. (1985) New features in the Canadian capacity guide for signalized intersections. *ITE Journal* 55(10), pp. 40-46.
- Teply, S., Richardson, D., Schnablegger, J. and Stephenson, B. (1995) *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections* Institute of Transportation Engineers District 7 – Canada.
- Tracz, M. and Tarko, A. (1991) Polish calibration of saturation flows and level of service criteria for signalized intersections. In Brannolte, U. (ed.) Highway Capacity and Level of Service. *Proceedings of the International Symposium on Highway Capacity*, Karlsruhe.
- Tsao, S. and Chu, S. (1995) Adjustment Factors for Heavy Vehicles at Signalized Intersections. *Journal of Transportation Engineering* 121(2).
- Transportation Research Board. (1985) *Highway Capacity Manual*. Special Report 209, Third Edition, Washington D. C.
- Transportation Research Board. (1998) *Highway Capacity Manual*. Special Report 209, Third Edition, Washington D. C.
- Virkler, M. and Maddela, R. R. (1995) Capacity for Right Turn on Red. *Transportation Research Record* 1484. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Virkler, M. and Krishna, M. A. (1998) Gap Acceptance Capacity for Right Turns at Signalized Intersections. *Transportation Research Record* 1646. Transportation Research Board, Washington D.C.
- Vägverket. (1973) Kapacitetsutredning – Litteraturstudier och analys. TV 118.
- Vägverket. (1977) Beräkning av kapacitet, kölängd och fördröjning. TV131.
- Vägverket (1982) Datorprogram CAPCAL: Ny trafikstyrningskorrektion. Borlänge.
- Vägverket. (1995) *CAPCAL. Model description of Intersection with traffic signals* Report 1995:008E. Borlänge, Sweden.
- Webster, F. W. (1958) Traffic Signal Settings. RRL – Technical Paper No. 39., Her Majesty's Stationary Office (HMSO), London, England.
- Webster, F. W. and Cobbe, B. M. (1966) *Traffic Signals* Road Research technical Paper No. 56. Road Research Laboratory, Ministry of Transport.
- Wong, S. C., Yang, H., Au Yeng, W. S., Cheuk, S. L. and Lo, M. K. (1998) Delay at Signal-Controlled Intersection with Bus Stop Upstream. *Journal of Transportation Engineering* 124(3).

Wu, N. (1998) Estimation of Queue Lengths and Their Percentiles at Signalized Intersections. In R. Rysgaard (ed.) Proceedings of the *Third International Symposium on Highway Capacity*, Copenhagen, Denmark. Vol. 2(2), pp. 1117-1136.

Innehållsförteckning

<i>Sammanfattning</i>	<i>i</i>
Inledning	<i>i</i>
Jämförelse med andra modeller	<i>iii</i>
Slutsatser	<i>v</i>
1. <i>Inledning</i>	<i>1</i>
1.1 Bakgrund och syfte	<i>1</i>
1.2 Metod	<i>1</i>
1.3 Avgränsningar	<i>2</i>
2. <i>Beräkning av trafiksignaler – en översikt</i>	<i>3</i>
2.1 Inledning	<i>3</i>
2.2 Beräkning av en tidsstyrd signal	<i>3</i>
2.3 Representation av styrsystemet	<i>4</i>
2.4 Några definitioner	<i>4</i>
2.5 Mättnadsflöden	<i>5</i>
2.6 Effektmått	<i>6</i>
3. <i>Sverige</i>	<i>7</i>
3.1 Inledning	<i>7</i>
3.1.1 Översikt över beräkningsmodellen	<i>7</i>
3.1.2 Faser och signalgrupper	<i>8</i>
3.2 Mättnadsflöde	<i>9</i>
3.2.1 Mättnadsflödeskorrektioner	<i>9</i>
3.2.2 Riktning beroende mättnadsflödeskorrektioner	<i>10</i>
3.2.3 Tidsberoende mättnadsflödeskorrektioner	<i>10</i>
3.3 Sekundärkonflikter	<i>10</i>
3.3.1 Inledning	<i>10</i>
3.3.2 Beräkning av blockerad tid	<i>11</i>
3.3.3 Beräkning av mättnadsflöden	<i>11</i>
3.3.4 Avveckling efter grörtidens slut	<i>12</i>
3.3.5 Körfält med flera trafikströmmar	<i>12</i>
3.4 Körfältsfördelning	<i>12</i>
3.5 Korta körfält	<i>12</i>
3.6 Gröntidsfördelning	<i>12</i>
3.7 Beräkning av framkomlighetsmått	<i>13</i>
3.8 Korrigering för trafikstyrning	<i>13</i>
3.9 Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	<i>13</i>
3.10 Övriga modeller och mätningar	<i>14</i>
4. <i>USA</i>	<i>15</i>
4.1 Inledning	<i>15</i>
4.2 Mättnadsflöde	<i>15</i>
4.2.1 Körfältsberoende mättnadsflödeskorrektioner	<i>15</i>
4.2.2 Riktning beroende mättnadsflödeskorrektioner	<i>15</i>
4.3 Sekundärkonflikter	<i>16</i>
4.3.1 Inledning	<i>16</i>

4.3.2	Beräkning av blockerad tid	16
4.3.3	Beräkning av mättnadsflöden	16
4.3.4	Avveckling efter grörtidens slut	16
4.3.5	Körfält med flera trafikströmmar	17
4.4	Körfältsfördelning	17
4.5	Korta körfält	17
4.6	Gröntidsfördelning	17
4.7	Beräkning av framkomlighetsmått	17
4.8	Korrigerig för trafikstyrning	18
4.9	Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	18
5.	<i>Australien</i>	19
5.1	Inledning	19
5.2	Mättnadsflöde	19
5.3	Sekundärkonflikter	20
5.4	Körfältsfördelning	20
5.5	Korta körfält	21
5.6	Gröntidsfördelning	21
5.7	Beräkning av framkomlighetsmått	22
5.8	Korrigerig för trafikstyrning	22
5.9	Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	22
5.10	Övriga modeller och mätningar	22
6.	<i>Tyskland</i>	23
7.	<i>Storbritannien</i>	25
8.	<i>Canada</i>	27
8.1	Inledning	27
8.2	Mättnadsflöde	27
8.3	Sekundärkonflikter	27
8.4	Avveckling efter grörtidens slut	28
8.5	Fria högersvägar	28
8.6	Körfältsfördelning	29
8.7	Korta körfält	29
8.8	Gröntidsfördelning	29
8.9	Beräkning av framkomlighetsmått	29
8.10	Beräkning av framkomlighetsmått för fotgängare	29
9.	<i>Jämförelse av de nationella modellerna</i>	31
10.	<i>Övriga modeller</i>	33
10.1	Mättnadsflöden	33
10.2	Sekundärkonflikter och körfält med flera strömmar	34
10.3	Effektiv gröntid	37
10.4	Högersvängande strömmar	37
10.5	Busshällplatser	38
10.6	Körfältsfördelning	38
10.7	Gröntidsfördelning	38
10.8	Fördröjning och kölängd	39

10.9	Trafikstyrda korsningar	42
10.10	Samordning	42
10.11	Andra modelltyper	43
11.	<i>Sammanställning av kunskapsbrister</i>	45
11.1	Översikt	45
11.2	Forskningsproblem för trafiksignaler enligt HCM.....	46
11.2.1	Dokumenterade forskningsområden.....	46
11.2.2	Odokumenterade forskningsområden	48
11.2.3	Kostnader.....	49
12.	<i>Sammanfattning och rekommendation för fortsatt arbete</i>	51
	<i>Referenser</i>	53