

Tage Severin Wærdahl

Tilpassing av direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder

For bruk på norske motorveier

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Arvid Aakre

Juni 2019

Tage Severin Wærdahl

Tilpassing av direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder

For bruk på norske motorveier

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Arvid Aakre
Juni 2019

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Forord

Denne avsluttende masteroppgaven er skrevet av Tage Severin Wærdahl ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng og er skrevet i løpet av vårsemesteret 2019. Forskningsspørsmålene i prosjektet, samt deler av litteraturstudiet ble utarbeidet i forbindelse med prosjektoppgaven som ble gjennomført høstsemesteret 2018. Det ble funnet nødvendig å gjøre enkelte modifikasjoner og en generell begrensning av oppgaven fra beskrivelsen i prosjektoppgaven, da databehandlingen tok mer tid enn ventet.

Takk til hovedveileder Arvid Aakre ved Trafikkteknisk senter ved NTNU for hjelp og råd gjennom prosessen fra utarbeiding av oppgaven, innspill og bistand med anskaffelse av trafikkdata og for tilbakemeldinger før innlevering. Videre rettes det også en takk til Torbjørn Haugen ved Statens vegvesen for prepareringen og tilgjengeliggjøringen av trafikkdataen i prosjektet, samt utfyllende informasjon om utstyret for datainnsamlingen.

Videre vil jeg takke min venn Knut Ringstad for engasjerende diskusjon og bidrag til oppgaven, og til Emily Tucker M.S.E for veiledning over internett, angående Markovkjeder i relasjon til utledningen av uttrykket for forventet trafikkgjennomstrømming.

Trondheim, juni 2019



Tage Severin Wærdahl

Sammendrag

Direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder er gitt økt oppmerksomhet de siste årene, i sammenheng med den økende tilgjengeligheten av pålitelig trafikkdata. Den stokastiske metodologien går i korte trekk ut på å estimere en sannsynlighetsfordeling for sammenbrudd i trafikkstrømmen ved en strekning, på grunnlag av observasjoner fra strekningen. Metodologien har hovedsakelig vært utviklet i Tyskland, og anvendt på tyske motorveier. En forutsetning for direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder er en definisjon av et sammenbrudd i trafikkstrømmen, samt en metode for å detektere et fra trafikkdata. Videre må det velges et egnet aggregeringsintervall, slik at årsakssammenhengen mellom sammenbruddet i trafikkstrømmen og trafikkvolumet som utløste sammenbruddet er tilstede. Det er flere forhold som skiller tyske- og norske motorveier, som berettiger en gjennomgang av gyldigheten til anbefalingene og konklusjonene fra tidligere studier for norske motorveier.

I prosjektet ble det lokalisert to kritiske delstrekninger med to tilhørende sløyfedetektorer, der metodologiens anvendbarhet ble analysert. En sammenbruddsdefinisjon og tilhørende deteksjonsalgoritme ble hentet fra litteraturen og tilpasset etter strekningen. Trafikkdataen fra de utvalgte sløyfedetektorene ble aggregert med ni ulike aggregeringsintervall, som så ble evaluert etter hvor godt de plukker ut de virkelige sammenbruddene i trafikkstrømmen, samtidig som de unngår å identifisere naturlige hastighetsfluktuasjoner som sammenbrudd. Sannsynlighetsfordelingene produsert med de ulike aggregeringsintervallene ble videre transformert til en sammenlignbar sannsynlighetsfordeling, og påliteligheten til metodologien ble undersøkt ved å sammenligne resultatene produsert med aggregeringsintervaller av lignende varigheter. Videre ble det undersøkt hvordan karakteristikker ved strekningen som analyseres påvirker påliteligheten til den estimerte sannsynlighetsfordelingen.

Den utvalgte deteksjonsalgoritmen med en hastighetsterskel på 60 [km/t] ser ut til å være velegnet for deteksjon av sammenbrudd på norske motorveier. Det ble funnet at deteksjonsalgoritmen gjorde en betydelig mengde feil når den ble benyttet på trafikkdata aggregert med et aggregeringsintervall på to minutter eller mindre, men den begrensende faktoren ser i større grad ut til å være avstanden mellom observasjonspunktet og sammenbruddhendelsen. Videre synes en sammenligning av sannsynlighetsfordelingene laget med de ulike aggregeringsintervallene å vise at intervallområde 3-10 minutter produserer relativt konsekvente resultat, mens sannsynlighetsfordelingene laget med aggregeringsintervall utenfor dette området ser ut til å produsere avvikende resultater. Avslutningsvis ble bruksområdene og anvendbarheten til metodologien diskutert, og veiledende retningslinjer for direkte empirisk kapasitetsestimering i Norge er foreslått.

Summary

Direct empirical capacity estimation methods have gained increasing attention in recent years, in conjunction with the increasing availability of reliable traffic data. In short, the stochastic methodology involves estimating a probability distribution for a breakdown of flow in the traffic stream, on the basis of observations of the traffic stream. The methodology has mainly been developed in Germany and applied to German freeways. A prerequisite for direct empirical capacity estimation methods is a definition of a breakdown in traffic flow, along with a method for detecting one from traffic data. Furthermore, a suitable aggregation interval must be selected so that the causal relationship between the breakdown of traffic flow and the traffic volume that triggered the collapse is present. There are several factors that distinguish German and Norwegian freeways, which justify a review of the validity of the recommendations and conclusion of previous studies for Norwegian freeways.

In the project, two critical subsections of the freeway were located, where the applicability of the methodology was analyzed. A breakdown definition and detection algorithm were obtained from the literature and modified to fit the section. The traffic data from the selected loop-detectors were aggregated with nine different aggregation intervals, which were evaluated according to how well they picked out actual breakdowns of the traffic flow, all while avoiding identifying natural speed fluctuations as breakdowns. The probability distribution functions produced with the different aggregation intervals were further transformed into a comparable probability distribution, so that the reliability of the methodology could be examined by comparing the results produced with aggregation intervals of similar durations. Furthermore, it was investigated how the characteristics of the section being analyzed affect the reliability of the estimated probability distribution.

The selected detection algorithm with a speed threshold of 60 [km/h] appears suitable for detection of breakdowns of traffic flow on Norwegian freeways. The detection algorithm was found to make a significant amount of error when applied to traffic data aggregated with an aggregation interval of two minutes or less. The limiting factor does, however, seem to be the distance between the point of observation and the breakdown event. Furthermore, a comparison of the probability distributions made with the various aggregation intervals appears to show that interval range 3-10 minutes produces relatively consistent results, while the probability distributions made with aggregation intervals outside this range appear to produce aberrant results. Finally, the applications of the methodology are discussed, and some guiding principles for direct empirical capacity estimation of Norwegian freeways are proposed.

Oppgavens oppbygging

Denne masteroppgaven omhandler tilpassing av direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder for bruk på norske motorveier, og er delt inn i to hoveddeler: én vitenskapelig artikkel og ett tilleggskdokument. Den vitenskapelige artikkelen inneholder en introduksjon med oversikt over prosjektets forskningsspørsmål og relevans, en begrenset litteraturstudie, en beskrivelse av de viktigste metodene som ble benyttet til å besvare oppgaven, de viktigste resultatene og diskusjon rundt disse, samt en konklusjon og anbefaling. Tilleggskdokumentet inneholder de samme punktene, men går mer i dybden på flere områder. En mer utfyllende litteraturstudie med bakgrunnen for de utvalgte metodene dekkes i tilleggskdokumentet, inkludert en mer utfyllende del om bruksområder og relevansen til metodologien. En analyse for å lokalisere kritiske delstreknings der metodologien kan anvendes effektivt er inkludert og diskutert. Videre inkluderer tilleggskdokumentet en ytterligere analyse av kapasitetseffekter av sesong og nedbør, som ikke er dekket i den vitenskapelige artikkelen, samt en utledning og diskusjon av et uttrykk for forventet trafikkgjennomstrømming. Hele litteraturstudiet og erfaringer fra samtlige analyser danner grunnlaget for konklusjonene i prosjektet, men den vitenskapelige artikkelen er likevel utformet slik at den skal være lesbar uavhengig fra tilleggskdokumentet. Den vitenskapelige artikkelen og tilleggskdokumentet er skrevet i sin helhet av kandidaten, med forslag og veiledning fra veileder.

Den vitenskapelige artikkelen inneholder et begrenset litteratur- og metodekapittel, som ikke dekker alle aspekter ved metodologien. Følgelig er artikkelen egnet for lesere med en allerede grunnleggende forståelse av emnet. Tilleggskdokumentet dekker det samme som den vitenskapelige artikkel, men inneholder også en grundigere redegjøring av metodologien, samt mer utfyllende beskrivelser av gjennomføringen. Følgelig er tilleggskdokumentet bedre egnet for lesere med liten eller ingen erfaring med direkte empirisk kapasitetsestimering.

Følgende dokumenter er vedlagt i opplistet rekkefølge på slutten av oppgaven:

1. Masteravtale
2. Beskrivelse av datatypene i Datainn. Levert av Statens Vegvesen.
3. Informasjon om sløfededektorene i prosjektet.
4. Diagram med beregnet forsinkelse fra metoden presentert i ([Chen et al. 2004](#)), brukt til lokaliseringen av kritiske delstreknings.
5. Matematisk utledning av uttrykket for forventet trafikkgjennomstrømming.
6. Mann Whitney U test (hypotesetest) for vurdering av statistisk signifikans i analysen av kapasitetseffekter av ikke-strekningsspesifikke faktorer.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Summary	iii
Oppgavens oppbygging	iv
Scientific article	1
1 Introduction	1
1.1 Research questions	2
2 Stochastic capacity estimation	4
3 Method	8
3.1 Selection of freeway section	8
3.2 Breakdown detection	9
3.3 Distribution function fitting	11
4 Results and discussion	12
4.1 Breakdown detection	12
4.2 Capacity distribution functions	15
5 Conclusion	16
5.1 Recommendations	18
Bibliography	19

Tilleggsdokument	21
1 Innledning	22
1.1 Bakgrunn	22
1.2 Forskningsspørsmål	23
1.3 Datagrunnlag	25
2 Litteraturstudie	26
2.1 Kapasitet som stokastisk variabel	26
2.2 Trafikkdynamikk	32
2.3 Trafikkpålitelighet	34
2.4 Sammenbruddsdeteksjon	35
2.4.1 Deteksjonsalgoritme	35
2.4.2 Lokalisering av observasjoner	36
2.5 Tilfartskontroll	36
2.5.1 Tidsbestemte tilfartskontrollstrategier	37
2.5.2 Lokale tilfartskontrollstrategier	38
2.6 Flaskehalslokalisering	41
2.6.1 Introduksjon	41
2.6.2 Algoritme	41
3 Metode	43
3.1 Datagrunnlag	43
3.2 Lokalisering av kritiske delstrekninger	44
3.2.1 Kritiske delstrekninger	46
3.3 Sammenbruddsdeteksjon	47
3.4 Matematiske operasjoner	49
3.4.1 Tilpasning av sannsynlighetsfordeling	49
3.4.2 Intervalltransformasjoner	49
3.5 Forventet trafikkgjennomstrømmning	50
3.6 Hypotesetesting	52
4 Resultater og diskusjon	54
4.1 Trafikkdynamikken på strekningen	54
4.2 Ulike aggregeringsintervall	56
4.2.1 Sammenbruddsdeteksjon	56
4.2.2 Sannsynlighetsfordelinger	60
4.3 Forventet trafikkgjennomstrømmning	63
4.4 Kapasitetseffekter av ikke-strekningsspesifikke faktorer	65
4.4.1 Sesong	66
4.4.2 Nedbør	67

5 Konklusjoner, anbefalinger og videre arbeid	68
5.1 Konklusjoner	68
5.2 Anbefalinger	70
5.3 Erfaringer fra arbeidet	71
5.4 Videre arbeid	73
Bibliografi	75
Appendiks 1: Masteravtale	
Appendiks 2: Beskrivelse av datatypene i Datainn. Levert av Statens Vegvesen.	
Appendiks 3: Informasjon om sløfededektorene i prosjektet.	
Appendiks 4: Lokalisering av kritiske delstrekninger	
Appendiks 5: Matematisk utledning av uttrykket for forventet trafikkgjennomstrømming	
Appendiks 6: Hypotesetester	

Figurer

Scientific article	ix
1 Speed-volume relationship	5
2 Systematic bottleneck	6
3 Speed-flow diagram, Blommenholm, January	7
4 Breakdown event, three aggregation intervals	12
5 Transformed 30-minutes breakdown probability distribution functions.	15
Tilleggsdokument	21
1 Hastighet-volum forhold.	27
2 Hastighet-volum diagram, Høvik Bru, Januar.	30
3 Sammenligning av produktgrensemetoden og tilpasset Weibull-fordeling.	31
4 Trafikkdynamikk under sammenbrudd og gjenopprettelse.	32
5 Strekning med og uten distinkt flaskehals.	36
6 Tilfartskontrollstrategier.	37
7 Skjematisk fremstilling av sløfededetektor.	43

8	Hastighetsprofil, østgående korridor.	45
9	Kart med utvalgte sløyfedetektorer.	47
10	To ulike sammenbruddhendelser, østgående retning.	55
11	Sammenbruddhendelse, tre aggregeringsintervaller.	57
12	Utklipp fra deteksjonsalgoritmen.	59
13	Intervallavhengige sannsynlighetsfordelinger.	61
14	Transformerte 30-minutter sannsynlighetsfordelinger.	62
15	Forventet trafikkgjennomstrømming.	64
16	Forventet trafikkgjennomstrømming, ulik antatt varighet av sammenbrudd.	65
17	Estimerte sannsynlighetsfordelinger med ulike ikke-strekningsspesifikke forhold.	66
18	Beregnet forsinkelser i relasjon til flaskehalser på delstrekningen (Chen et al. 2004), vestgående retning.	
19	Beregnet forsinkelser i relasjon til flaskehalser på delstrekningen (Chen et al. 2004), østgående retning.	
22	Tilstandsmaskin, Markov-prosess.	
23	Oppsett for bestemmelse av likevektstilstandsvektoren \mathbf{q}	

Formelliste

Scientific article	ix
2.1Capacity distribution function $F_c(q)$	4
2.2Weibull distribution function $F_c(q)$	7
2.3Weibull density function $f_c(q)$	8
3.1Likelihood function	11
3.2General interval-transformation function	11
Tilleggsdokument	21
2.1Sannsynlighetstetthetsfunksjonen $f_c(q)$	27
2.2Sannsynlighetsfordelingsfunksjonen $F_c(q)$	27
2.3Direkte estimering av sammenbruddssannsynligheter.	27
2.4Levetidsfordelingsfunksjonen	28
2.5Produktgrensemetoden (PLM).	29
2.6Produktgrensemetoden (PLM), overført til kapasitetsanalyse.	29
2.9Weibull-fordeling, Forventningsverdi $E(c)$	32
2.10 Weibull-fordeling, varians $\sigma^2(c)$	32
2.11 Weibull-fordeling, median $\mu(c)$	32

2.13Beregning av skalaparamter for hel strkening, med antagelse om lik etterspørsel og formparameter.	34
2.14Beregning av grønnfase fra rampesats $r(k)$	38
2.15Etterspørsel-kapasitets tilfartskontrollstrategi.	38
2.18Algoritme for lokalisering av flaskehalser.	42
2.19Total forsinkelse tilskrevet flaskehalsen mellom tidene t_1 og t_2	42
3.1Rimelighetsfunksjonen	49
3.2Log-rimelighetsfunksjonen	49
3.4Trafikkeffektivitetsparameter	50
3.5Generell sammenheng for forventet trafikkgjennomstrømming	51
3.7Endelig uttrykk for beregning av forventet trafikkgjennomstrømming	52
3.8Formel for U-verdi i Mann-Whitney U test	52

Del 1: Vitenskapelig artikkel

Adaptation of direct capacity estimation methods for use on Norwegian freeways

Key words: Freeway capacity; Traffic congestion; Breakdown probability; Stochastic capacity

Tage Severin Wærdahl

NTNU – Department of Civil and Transport Engineering

Abstract: Direct empirical capacity estimation methods have gained increasing attention in recent years, in conjunction with the increasing availability of reliable traffic data. In short, the stochastic methodology involves estimating a probability distribution for a breakdown of flow in the traffic stream, based on observations of the traffic stream. In the project, two critical subsections of the freeway were located, where the applicability of the methodology was investigated. A breakdown definition and detection algorithm were obtained from the literature and modified to fit the section. The traffic data from the selected loop-detectors were aggregated with nine different aggregation intervals, which were evaluated according to how well they picked out actual breakdowns of the traffic flow, all while avoiding identifying natural speed fluctuations as breakdowns. The probability distribution functions produced with the different aggregation intervals were further transformed into a comparable probability distribution so that the reliability of the methodology could be examined, by comparing the results produced with aggregation intervals of similar durations. Furthermore, it was investigated how the characteristics of the section being analyzed affect the reliability of the estimated probability distribution. Finally, the applications of the methodology are discussed, and some guiding principles for direct empirical capacity estimation of Norwegian freeways are proposed.

1 Introduction

Introduction In the introduction, the outline of the project is presented, including the research questions that are investigated, along with a brief introduction to the possible applications stochastic capacity estimation methods may facilitate within traffic engineering.

The stochastic nature of freeway capacity has gained increasing attention in recent times, in conjunction with the increased availability of extensive traffic data. This probabilistic approach provides an improved understanding of the variability of freeway traffic flow and has wide-ranging applications within traffic engineering.

The main asset of the methodology is the ability to describe the performance or the effects of various external factors on the performance of the facility, rather than prescribing the performance. The concept grants the possibility to demonstrate the capacity effects of e.g., wet road surfaces (Dehman 2012), darkness (Brilon & Geistefeldt 2009), adaptive variable speed limits (Geistefeldt 2011) or the impact of work zones. A better understanding of what influences the capacity and possible measures to increase it can facilitate more accurate economic appraisals and improved management strategies.

(Brilon & Geistefeldt 2009) applied the probabilistic nature of the breakdown of flow and derived, based on data from Germany, that the highest efficiency of a freeway is to be expected at a demand approximately $0.9 \times c$, where c is the traditionally defined capacity. (Elefteriadou et al. 2011) refined the concept to derive a pro-active ramp metering strategy under the threat of a breakdown of flow. Unlike traditional methods of capacity estimation, the stochastic methodology delivers continuous functions for breakdown probability and does therefore not suffer from challenges related to cutoff points like e.g., Level-of-service (LOS).

Lastly, the stochastic concept of capacity facilitates a new traffic quality assessment, namely traffic reliability, which refers to the variability of travel times. One can assess the reliability by analyzing the probability that a freeway link is not congested, i.e., that the travel time does not exceed an acceptable level. Questions like these are of increasing importance in modern logistics chains. With the stochastic concept, it is possible to assess this kind of freeway reliability for a freeway link consisting of several sections. (Brilon et al. 2005)

One should see the methodology as a toolbox for directly describing the performance of a freeway facility, and it is expected that the methodology gains increased relevance alongside the

increased availability of high-quality traffic data. Some possible applications have been listed, but considering the methods are in their infancy, more should be expected in the future. A drawback of the methodology is the large sample sizes required to accurately estimate the capacity distribution functions, especially if one is to make statistically significant claims. Since the methods must be applied to large data sets to produce any meaningful results, the algorithms should be able to work independently, without the need for judgment on a case to case basis.

1.1 Research questions

The stochastic capacity estimation methods have been primarily developed in Germany and applied to German freeways. Several aspects differ between German and Norwegian freeways, that may have ramifications on the methodology. It might be anything from different traffic- and safety culture, to the presence of a speed limit. Furthermore, the investigated German freeways are larger than most found in Norway, as the case is for the freeway in question in this project. A large-scale investigation of 15 freeway sections concluded that the shape parameter α in the Weibull distribution typically ranges from 9 to 15. This magnitude seems to be characteristic for 3-lane German freeways. (As cited in [Brilon et al. \(2005\)](#)) In the literature, the analyzed sections seem to be hand-picked bottlenecks, so the applicability of the methodology on two sections of a different character is considered.

- Do the conclusions from Germany hold for Norwegian freeways?

The shape of the fitted capacity distribution function is investigated at various sections where the breakdown occurs and compared to values from previous trials. The shape parameter of the Weibull distribution denotes the variability of volumes that lead to a breakdown of flow and is used to compare the Norwegian 2-lane freeway to the German 3-lane freeways. If low values are estimated for α , one can conclude that the breakdowns of flow are too dependent on coincidences, and the stochastic methodology provides little value.

In stochastic capacity estimation, the duration of the observation intervals must be chosen such that the causal relationship between the breakdown of flow and the traffic volume that triggers the breakdown is present. With ideal loop detector placement, the observation period should be 1 minute or even less but considering the availability of reliable loop detector data; it concluded that 5-minute intervals were a good compromise. (As cited in [Brilon et al. \(2005\)](#))

In this project, data from eight loop-detectors along a 10-km section of E 18 (vestkorridoren) between Asker and Lysaker is analyzed. The loop-detector records the speed and time of passing of every vehicle, which then is aggregated to the desired observation interval. The proximity of the loop-detectors may make the use of shorter time intervals sensible, considering the traffic flow possibly is monitored close to the breakdown event. However, the use of short interval lengths comes with a separate set of challenges. In this project, a range of 9 different time intervals surrounding 5-minutes is tested: 30- seconds, 1- minute, 2-minutes, 3-minutes, 5-minutes, 10- minutes, 15-

minutes, 20-minutes, and 30-minutes. The accuracy and the functional interval range is assessed by comparing the results produced from the various aggregation intervals.

A prerequisite to stochastic capacity estimation is a definition of a breakdown of traffic flow and a method for detecting one from traffic data. Longer intervals consistently detect most real breakdowns, while shorter intervals are more prone to missing real breakdowns and to classify natural speed fluctuations as breakdowns. If the observation interval is set too long e.g., 1-hour the causality between the breakdown and the traffic volume that caused the breakdown is quite clearly not present. Similarly, if the observation interval is too short, multiple intervals may pass between the breakdown occurs and when it is observed at the loop detector, also essentially eliminating the causality. There seems to be a trade-off between detecting the correct breakdowns and preserving the causality in the breakdown event that needs to be investigated further.

- What time interval and breakdown criteria are suitable for stochastic capacity estimation of Norwegian freeways?

A suitable breakdown criterion was obtained from the literature and modified to fit the section. Each aggregation interval is evaluated in terms of how well they detect real breakdowns and avoid identifying natural speed fluctuations as breakdowns. The capacity distribution functions produced with each observation interval is converted to a comparable distribution function. If a distribution function made with a certain interval length deviate significantly from the others, it can be concluded that it does not adequately represent the causality in the breakdown event. The validity of the methodology is examined in two separate sections with different characteristics. Lastly, the relevant application areas and overall usefulness of the methodology on Norwegian freeways is discussed, and some principles of use on Norwegian freeways is outlined.

- What function should stochastic capacity estimation methods serve in the future revisions of the capacity handbook?

For the project, traffic data obtained from nine loop-detectors in the periods 11th to 25th of January 2018, and eight detectors from 3rd to 16th of September 2018, is aggregated and analyzed. From the traffic data, two critical subsections of the freeway were located. Further, the traffic data from the loop-detectors in conjunction with the critical subsections is aggregated with the nine different aggregation intervals, which form the basis of the analysis. Further, it was decided to treat the capacity in January and September independently, as there seems to be a significant difference in the estimated capacity values for the two months. (Wærdahl 2019).

2 Stochastic capacity estimation

In most traffic engineering guidelines, including the HCM ([Highway Capacity Manual 2016](#)), the capacity of a freeway section is defined as the maximum flow rate that can reasonably be expected to traverse a facility under prevailing conditions. For well-defined external conditions, such as the geometric layout, driver population, vehicle composition, the capacity is treated as a constant value. Several authors e.g., ([Elefteriadou et al. 1995](#)), ([Minderhoud et al. 1997](#)) have however demonstrated that even under constant external conditions, different capacities can be observed on free-ways in reality.

The definition can be modified without changing the original meaning too much: Capacity is the maximum flow rate that achieves acceptable traffic performance of the facility and beyond which – in case of greater demand – proper operation fails. ([Brilon & Geistefeldt 2009](#)) The failure of proper operation leading to non-acceptable flow conditions is called a breakdown of flow. The breakdown is usually characterized by a rather sudden average speed reduction from an acceptable level (of about 60-70 [km/h]) to a much lower value representing congested conditions. Furthermore, a congested freeway has a much lower throughput, compared to what it is capable of under proper operation.

A breakdown can be caused by various unpredictable events like sudden speed reductions of single vehicles, sudden lane changes that lead to deceleration of following vehicles and, in consequence, a local concentration that could initiate a complete breakdown of flow. Thus, a breakdown is a result of the combination of macroscopic traffic conditions and “random” human behavior. With this in mind, it is not hard to fathom that the capacity, in this sense, is by no means a constant value and could more accurately be expressed as a stochastic variable.

With the modified definition, the capacity distribution function is defined as:

$$F_c(q) = p(c \leq q) \quad (2.1)$$

where p is the probability $[0, 1]$, c is the capacity [veh/h] and q is the traffic volume [veh/h]. The distribution function can be estimated from real traffic data, in the form of pairs of values of flow rates [veh/h] and associated average speeds [km/h] during predetermined observation intervals. The observed traffic volume is below capacity if the traffic is fluent, represented by the average speed being above a certain threshold. If the average speed drops below the threshold value, the traffic flow is congested. Thus, if one observes a drop of average speed to below the threshold value,

the flow must have exceeded capacity during the time between these observations. The threshold value marks the gap between the upper and the lower branch of the speed-flow diagram and should be determined based on the speed-flow diagram of the section of interest. For stochastic capacity analysis, the following types of intervals need to be distinguished. The notation is kept equivalent as in (Brilon et al. 2005)

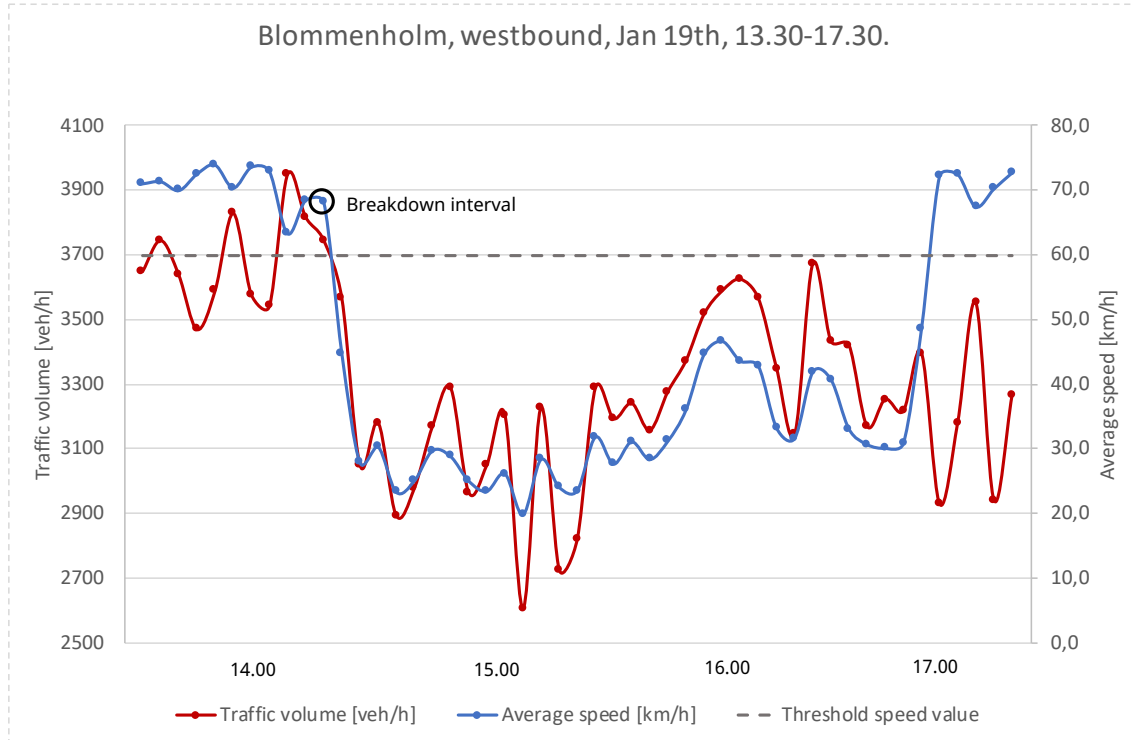


Figure 1: Relationship between average speed $[km/h]$ and traffic throughput $[veh/h]$ during a breakdown event.

- B : Traffic in interval i is fluent, but the observed flow causes a breakdown of flow. Meaning the average speed drops down to a level of less than the specific threshold value in the following time interval $i + 1$. The volume in interval i is regarded as a realization of the capacity c .
- F : Traffic is fluent in interval i and in the following interval $i + 1$. This interval i contains a censored value. Its information is that the actual capacity in interval i is greater than the observed volume q_i
- C 1: Traffic is congested in interval i , meaning the average speed is below the threshold value. As this interval provides no information about the capacity, it is disregarded in the calculation.
- C 2: Traffic is fluent in interval i , but the observed volume causes a breakdown. However, in

contrast to classification B, traffic is congested at a downstream cross section during preceding intervals. In this case, the breakdown at the observed cross section is due to tailback from downstream. As this interval also does not contain information about the capacity of the section of interest, it is also disregarded.

To accurately estimate the capacity of the section of interest, one must make sure the breakdown is the result of oversaturation within the section, and not the result of tailback from congestion further downstream. To ensure this premise, one option is to make the observations slightly upstream of a clearly distinguishable bottleneck (figure 2a), where tailback from downstream should not occur as greater capacities are always available in the following section. (Brilon et al. 2005) The second option, necessary when the section has no systematic bottleneck, is to make additional observations upstream and downstream of the section of interest. One can then identify at which section the breakdown first occurs.

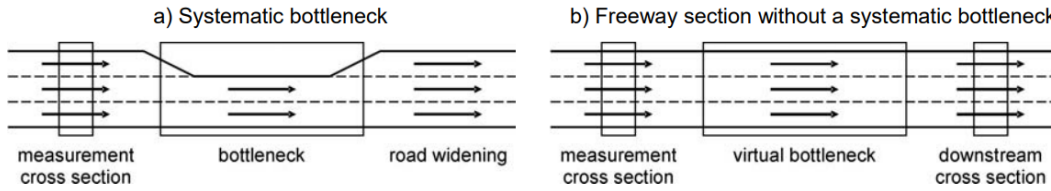


Figure 2: Section with and without a systematic bottleneck (Brilon et al. 2005)

To make further use of the concept of stochastic capacity, it is necessary to know more about the properties of the capacity distribution function. Its determination is, however, not a trivial task. As explained, the capacity is not directly measurable. Rather, we can determine when the flow must have exceeded capacity during the time between two observations. Additionally, higher flow volumes are less likely to be observed in the field, considering there is also a higher probability that, before they occur, the breakdown has already happened during preceding intervals at lower volumes. (Brilon et al. 2005)

The first practicable estimation method was outlined in 1986, the method, and others are explained and assessed in (Minderhoud et al. 1997). The presented method makes use of statistics of lifetime data analysis, where a breakdown of flow is regarded as the failure event, and traffic volume is analogous to the time parameter. The use of lifetime data analysis was chosen because it can be used to estimate distribution functions based on samples that include censored data. The lifetime data analysis method is quite tedious. Furthermore, a drawback of the method is, that despite large sample sizes, a complete distribution function is not necessarily estimated, since the highest flow volumes observed, are not necessarily followed by a breakdown.

To overcome this shortcoming, a parametric estimation based on the Maximum-Likelihood estimation technique (MLE) can be applied. (Geistefeldt & Brilon 2009) To make use of MLE, the type of distribution function must be predetermined. By comparing different types of plausible distribution functions like Weibull, Normal and Gamma, based on the value of the likelihood function, the Weibull distribution turned out to be the function that best fitted the observations at all freeway sections under investigation. (As cited in Brilon et al. (2005)) To estimate the parameters of the distribution functions, the likelihood function 3.1 was used.

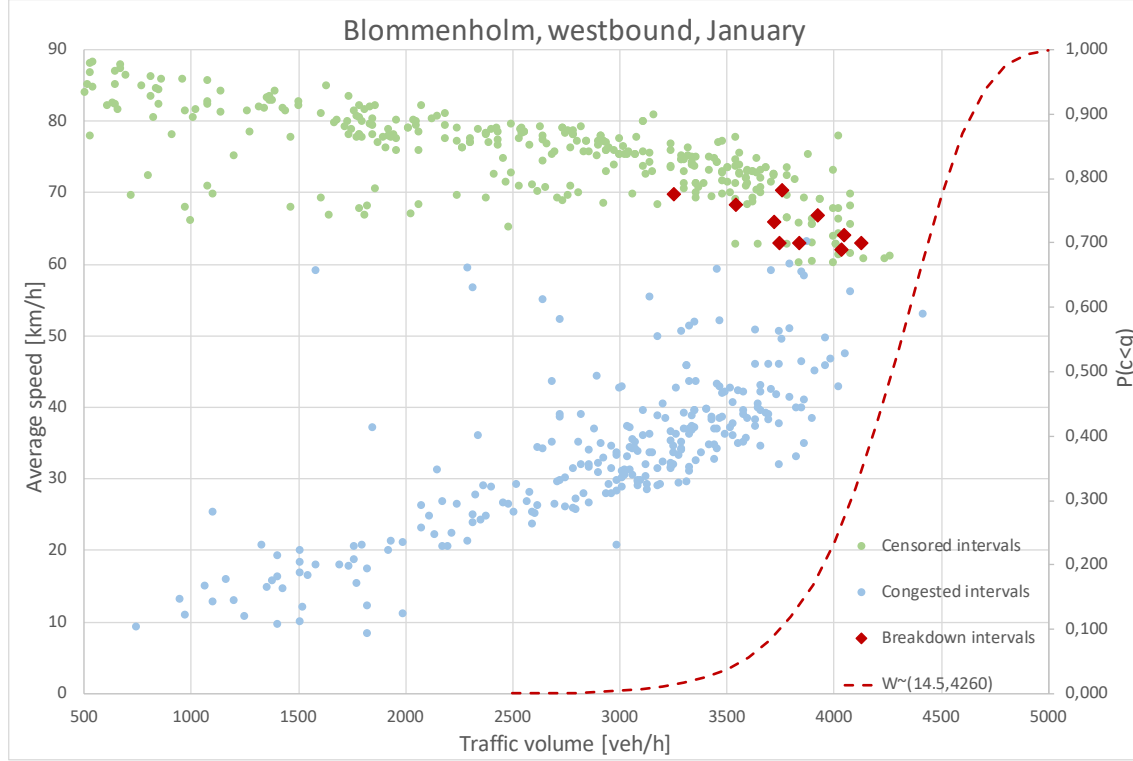


Figure 3: Speed-flow diagram with highlighted interval classifications and estimated Weibull probability distribution function. Intervals cataloged in January between 13-18 are included, along with some additional low-volume intervals to visualize the complete curve.

The Weibull distribution- and density functions are:

$$F_c(q) = P(q \leq c) = 1 - e^{-(\frac{q}{\beta})^\alpha} \quad (2.2)$$

$$f_c(q) = \frac{\delta F}{\delta q} = \frac{\alpha}{\beta^\alpha} \times q^{\alpha-1} \times e^{-(\frac{q}{\beta})^\alpha} \quad (2.3)$$

where α = shape parameter, β = scale parameter og q = traffic volume [veh/h].

The shape parameter α mainly determines the variance of the distribution function, where the variance decreases with increasing shape parameter. The scale parameter β is proportional to both the mean value and the standard deviation of the distribution function. The scale parameter β represents the systematic factors that affect the road capacity, such as the number of lanes, slope, driver population characteristics, etc.

3 Method

3.1 Selection of freeway section

For stochastic capacity analysis, a quite high number of breakdown events should be analyzed. In most days, one can observe only one breakdown event at a single location in one direction. The breakdown then acts as an active bottleneck, and soon the congestion spreads like a ripple upstream. Taking this into consideration, one needs to locate the critical section of the freeway one is evaluating. That is, a section that frequently causes a breakdown of flow.

An analytical method for systematic identification of freeway bottleneck (Outlined in [Chen et al. \(2004\)](#)) was applied to the traffic data. Two critical subsections of the freeway were located. Further, speed data from all loop-detectors was compared to establish which days a breakdown occurred within the chosen subsections.

In the westbound direction, a systematic bottleneck (see figure 2a) was detected west of the loop-detector named and located at Blommenholm. Downstream of the loop-detector, in connection with the exit at Sandvika, the freeway narrows from three to two lanes, often resulting in a breakdown of flow at this merge. Indeed, 19 of the total 25 breakdowns of flow detected at this loop-detector seem to have been caused within the subsection (9 in January and 10 in September). In the eastbound direction, a critical section was located east of the loop-detector named and located at Høvik Bru. In contrast to the westbound direction, the section has no distinct bottleneck. Data from additional loop-detectors in close proximity downstream of Høvik Bru seem to suggest that the breakdowns occur at different locations downstream of the detector. A rigorous investigation of the data from all detectors revealed that 13 out of the total 20 breakdowns of flow detected at this detector, were caused within a 1,5 km long subsection downstream of Høvik Bru. (7 in January and 6 in September)

In the eastbound direction, two of the lanes are open to regular traffic, while the third lane is reserved for public transport and electric vehicles. Between 07-09 only electric vehicles with at least one passenger are allowed. This rule change takes effect during the period most breakdowns occur, with about two-thirds occurring before the rule change, complicating the estimation process for this section. To handle both breakdowns that occurred before and after the rule change, it was

decided to apply the breakdown detection algorithm based on only speed data from the two lanes open to all public traffic, while including the traffic volume from all three lanes. Considering that the system being analyzed is not constant, it is not an ideal candidate for reliable stochastic capacity estimation.

The situation at the two critical sub-sections differs from one another. In the westbound direction, at Blommenholm, the loop-detector is located 4-500 meters upstream of a distinct bottleneck, where the location of the breakdown is assumed to be known. While for the easterly direction, all that is known is that the breakdown event occurs somewhere 1.5 km downstream of the loop-detector at Høvik Bru. How the methodology handles these deviations and what impact it has on the accuracy of the results is evaluated by comparing the estimated distribution functions from both sections. From the analysis, the applicability of the methodology in two contrasting situations is discussed. For both directions, it was ensured that only breakdowns initiated within the section were included in the analysis of the given section.

3.2 Breakdown detection

A prerequisite of the stochastic capacity estimation methodology is the accurate detection of breakdowns of flow. Even though reduced throughput is the adverse effect we ultimately want to avoid, the average speed is the parameter used in most breakdown detection algorithms. As one can see from figure 1 these parameters coincide fairly well, although the average speed tends to fluctuate less than the traffic volume, when graphed like this.

Many relatively similar breakdown criteria's of slightly different degrees of complexity have been used in the literature over the years, and there does not appear to be a consensus on what breakdown criterion that should be utilized. As an example, in (Brilon et al. 2005), a breakdown is defined as a drop in the average speed to below a threshold value of 70 [km/h]. As one can see from figure 1 the use of this criterion would produce multiple breakdown intervals from a single breakdown event, considering the average speed at the point of observation lingers around 70-80 [km/h] for extended periods before the breakdown. As the purpose of this project is to examine the range of usable aggregation intervals and the variation in the results they produce, it is vital to choose a detection algorithm that works consistently.

As cited in (Geistefeldt & Brilon 2009), the current criteria were considered to be too uncritical in the detection process. In an attempt to avoid that natural fluctuations in the speed level are identified as breakdowns, four consecutive intervals are considered. Furthermore, a minimum speed reduction of 10 [km/h] from the two preceding to the two succeeding intervals is used as an additional criterion. The method categorizes whether the traffic flow is under fluent or congested conditions, and automatically distinguishes the data that does not contain information about the capacity under normal conditions. The interval is considered a breakdown interval only if all five

criteria are met.

$$\begin{aligned}
 &\text{a } v(i-1) > v_t \\
 &\text{b } v(i) > v_t \\
 &\text{c } v(i+1) \leq v_t \\
 &\text{d } v(i+2) \leq v_t \\
 &\text{e } 0.5 \times [v(i-1) + v(i)] - 0.5 \times [v(i+1) + v(i+2)] > 10 \text{ km/h}
 \end{aligned}$$

where $v(i)$ = average speed in interval i and v_t is the speed threshold.

If instead:

$$\begin{aligned}
 &\text{f } v(i) > v_t \\
 &\text{g } v(i+1) > v_t
 \end{aligned}$$

the interval is regarded as a non-breakdown interval and is classified as a censored value. If the interval does not fulfill either criteria (a-e) or (f-g) the interval represents a congested condition. With these set of criteria, the method automatically determines the duration of the identified breakdown. Especially in the lower range of the aggregation intervals, the detection algorithm is prone to make mistakes in the detection of breakdowns of flow. As the purpose of this project is to test the methodology with a wide range of different aggregation intervals, it was found necessary to utilize the more sophisticated set of criteria presented in (Geistefeldt & Brilon 2009). A speed threshold of 60 [km/h] was found to be appropriate for the analyzed facility, after a visual analysis of multiple breakdown events. The value is somewhat lower compared to what has usually been utilized. A higher value was, however, found to produce too many false positive breakdown identifications. Typically, the average speed drops significantly lower than 60 [km/h] when a breakdown is initiated. However, using a lower value for the speed threshold makes the algorithm respond “slower,” and was found to more often catalog intervals from an already congested state. A 60 [km/h] speed threshold value was found to avoid both these pitfalls effectively and was chosen for the analysis.

There are two possible types of errors the breakdown detection algorithm may make. Firstly, it can fail to detect an actual breakdown event (Type-I error), or it can mistakenly identify natural speed fluctuations as a breakdown of flow (Type-II error). One could feasibly tweak the algorithm to detect every breakdown event consistently (eliminating Type-I errors), but that would involve increasing the sensitivity making Type-II errors more prevalent, and vice versa.

3.3 Distribution function fitting

The parameters α and β of the Weibull distribution function is estimated by using maximum likelihood estimation (Geistefeldt & Brilon 2009). This is done by maximizing the likelihood function 3.1 or the log-likelihood, since the log is strictly increasing.

$$L = \prod_{i=1}^n f_c(q_i)^\delta \times [1 - F_c(q_i)]^{1-\delta} \quad (3.1)$$

Likelihood function where $f_c(q_i)$ is the density function, $F_c(q_i)$ is the distribution function, n is the number of intervals, $\delta = 1$ if interval i contains a uncensored value (classification B) and $\delta = 0$ if interval i contains a censored value. In practice, this can be done by writing a piece of code, or by using a program that performs iterative calculations, e.g. Microsoft Excel.

The capacity distribution function 2.1 is defined as the probability of a breakdown of flow during a predefined interval duration at flow rate q . Considering the estimated distribution function is directly dependent on the chosen interval length, distribution functions made with different interval lengths are not directly comparable. To overcome this, one can transform the distribution functions to fit a different interval duration. A theoretical approach to the transformation of the distribution function to different interval durations is presented in (Wu & Geistefeldt 2014). If we assume that breakdowns occurring in succeeding intervals are independent of each other, then the probability of fluent traffic during e.g. 30-minutes calculated from 5-minute intervals is:

$$P_{30}(c > q) = (P_5(c > q))^6 = (1 - F_{c,5}(q))^6$$

Using the Weibull-distribution 2.2, this is converted into:

$$P_{30}(c > q) = e^{-6 \times (\frac{q}{\beta_{c,5}})^\alpha}$$

$$F_{c,30}(q) = 1 - e^{-6 \times (\frac{q}{\beta_{c,5}})^\alpha}$$

In general, the transformation-function:

$$F_{c,T}(q) = 1 - e^{-\frac{T}{\Delta} \times (\frac{q}{\beta_{c,\Delta}})^\alpha} \quad (3.2)$$

General interval-transformation function is used to transform the distribution function between different interval durations, where T is the output interval duration, Δ is the input interval length, and $\frac{T}{\Delta}$ is the fraction of the interval durations. To compare the different interval durations, each distribution function is transformed into its equivalent 30-minutes capacity distribution function.

There is not any real justification of saying that a function made with a certain interval length is more or less valid than any other. It is to be expected, however, that as long as the causality is present, different interval lengths should deliver comparable results. On the other hand, if the method delivers eminently divergent results for similar interval lengths, it can be concluded that the results are too dependent on fortuity, and provides little knowledge about the actual prevailing capacity of the freeway.

4 Results and discussion

4.1 Breakdown detection

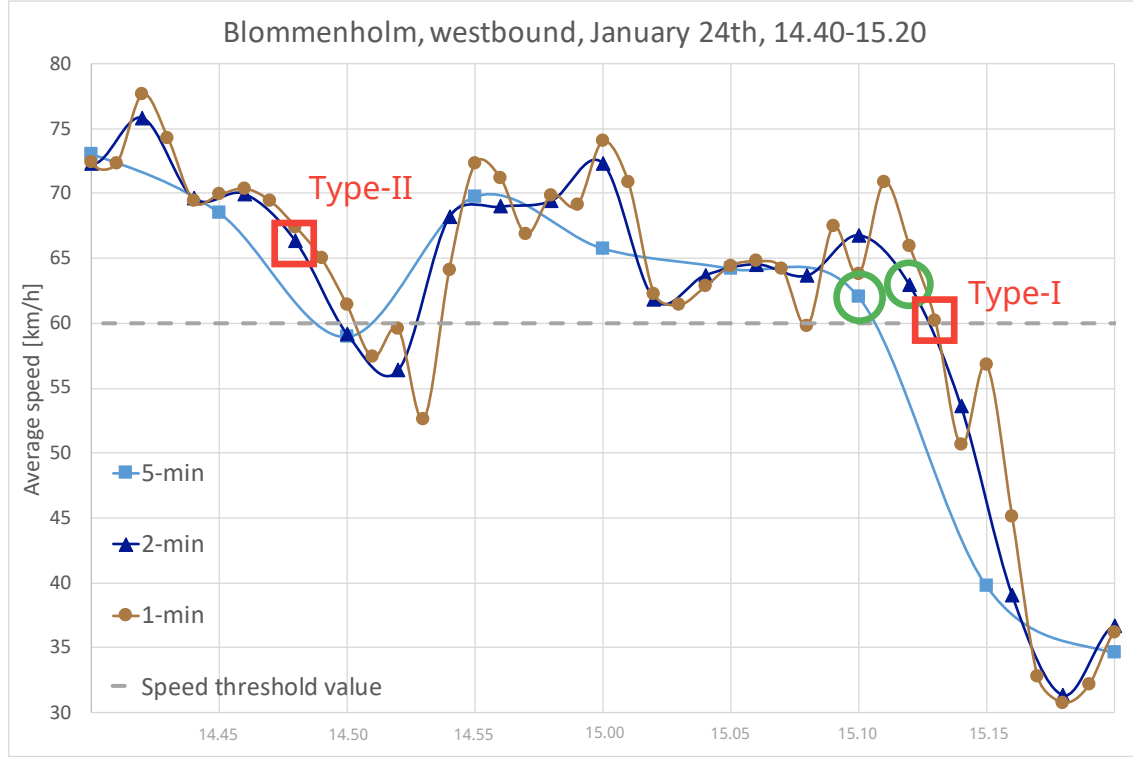


Figure 4: Average speed during a breakdown event, aggregated with three different interval lengths.

The challenge of the breakdown detection algorithm is for it to be sensitive enough to detect the drop in average speed associated with a breakdown of flow, while simultaneously avoiding identifying speed-fluctuations as breakdowns. To assess how well the detection algorithm handles the range of aggregation intervals, all 32 identified breakdown events is analyzed in detail. Each aggregation interval is evaluated after how well the algorithm detected the actual breakdowns of flow all while avoiding cataloging speed-fluctuations as breakdowns. An actual breakdown was defined as a state with an average speed below 50 [km/h] and reduced throughput to below 3200 [veh/h] for at least 20 minutes. The actual breakdowns were quite easily discernible, which seems to corroborate earlier findings in e.g. (Lorenz & Elefteriadou 2001): “For the most part, speed drops in the traffic stream were observed to last either a very short time (less than 1 or 2 min, with no residual effects) or a very long time (complete breakdowns of the freeway facility lasting more than an hour).”

Figure 4 displays the average speed aggregated with one-, two- and five-minute intervals during

a breakdown of flow at Blommenholm in January. The actual breakdown occurs at 15.10-15.15 and is correctly detected by the algorithm for the two and five-minute intervals. For the one-minute interval, the algorithm fails to detect the breakdown (type-I error) as criteria e is not met. While for the two-minute interval, a speed-fluctuation is incorrectly identified as a breakdown (type-II error), as all criteria in the detection algorithm are met. The example demonstrates the challenge of fine-tuning the algorithm, as avoiding one type of error goes at the expense of the other.

A breakdown detection algorithm that makes more type-I errors will tend to overestimate the capacity of the freeway while making more type-II errors will tend to underestimate the capacity. As displayed in table 1, the breakdown detection algorithm makes about an equal amount of type-I errors as type-II errors. This indicates that the algorithm at times can be both too sensitive and too insensitive, and there is no clear way of improving it. By using interval lengths of 15-minutes or longer, the algorithm makes no errors. This observation may advocate for the use of longer intervals in the analysis. However, longer intervals includes more irrelevant data that were not involved with the breakdown, attenuating the causal relationship. This is also the case at the other extreme. If a very short interval length is used, it is a challenge of connecting the breakdown with the traffic that caused it. Indeed, the example shows that, even though both the two and five-minute interval detect a breakdown, it considers a completely different set of vehicles to be the cause of the breakdown. This discrepancy demonstrates the care needed when choosing an appropriate interval length for the analysis.

The consequence of the errors in the detection algorithm must be weighed against the effect of the attenuated causal relationship when using a longer aggregation interval. What counts as an acceptable error rate is largely situational, and as evident from the results, there is no clear point from which the algorithm makes too many errors. The chosen detection algorithm is the most sophisticated found in the literature to date. Nonetheless, it makes a significant amount of errors if used with short interval lengths. The capabilities of the detection algorithm seem to be limiting the lower range of useable interval lengths. If the purpose of the analysis is merely to find the time the breakdown occurs, one should use an as long interval length as the level of detail one is requesting.

When a breakdown is initiated, the traffic conditions move from a relatively free-flowing state to a congested state characterized by lower speeds and traffic throughput. This change in traffic conditions propagates as a shockwave in the traffic stream, and the shockwave is what ultimately is detected at the loop-detector. In order to associate the breakdown event with the traffic volume that caused the breakdown, there must be given sufficient time for the breakdown to be initiated and for the shockwave to be observed at the loop-detector.

To determine what sufficient time is for the analyzed subsections, the typical characteristics of the shockwaves were assessed. A theoretical approach was initially attempted, but as the section is heavily disturbed and rather complex, a more pragmatic approach was used to determine the range

Interval length	Blommenholm _westbound		Høvik Bru _eastbound		Total errors
	Type I-error	Type II-error	Type I-error	Type II-error	
30-min	0	0	0	0	0
20-min	0	0	0	0	0
15-min	0	0	0	0	0
10-min	1	1	0	1	3
5-min	1	1	2	1	4
3-min	2	2	1	3	8
2-min	3	4	3	5	15
1-min	4	4	4	7	19
30-sec	8	6	12	11	37

Table 1: Breakdown identification errors sorted by type.

of shock wave speeds resulting from a breakdown of flow. The shock wave from the breakdown event is detected as a breakdown as it passes each new loop-detector. As the distance between the loop-detectors is known, the velocity of the shockwaves as it moves through the traffic stream can be determined. An assessment of the variability of the shockwaves after a breakdown event in the westbound direction, at Blommenholm, indicate that a five-minute interval is a sufficient time in most situations. In the eastbound direction, at Høvik Bru, the shock wave behaves more irregularly. Since the shock wave may travel both upstream and downstream, it is sometimes difficult to determine where the breakdown was initiated. In cases like at Høvik Bru, where the location of the breakdown event is uncertain, a longer aggregation interval should be considered. In this case, it is concluded that a ten-minute aggregation interval is sufficient in most situations.

With an ideal positioning of the loop-detector, in the immediate vicinity of the breakdown event, it may be appropriate to use very short aggregation intervals. The findings indicate that the gap between the loop-detector and the breakdown event is largely the limiting factor in this project. Nevertheless, it was also found that the detection algorithm makes a significant amount of errors when paired with very short aggregation intervals, and therefore seem to be limiting the lower range of useable aggregation intervals.

4.2 Capacity distribution functions

To investigate the variability of the result when using various interval lengths, the interval-dependent distribution functions were all transformed to its equivalent 30-minutes capacity distribution function with the use of equation 3.2 and plotted in figure 5. Considering that both parameters of the Weibull distribution (α and β) are individually determined, there is no clear way to compare the results produced from the different aggregation intervals. One could, for example, compare the median value for each estimated probability distribution, but distinctly different distributions may have the same median value, so the comparison is considered unsuitable. It was therefore decided

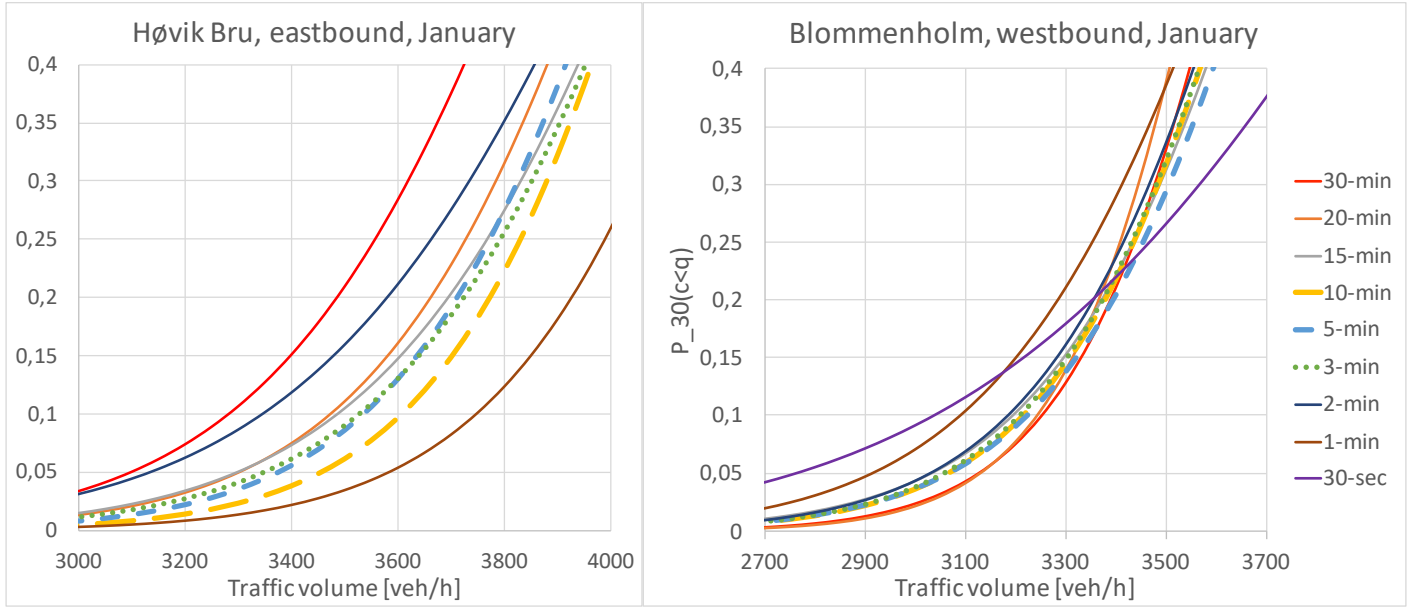


Figure 5: Transformed 30-minutes breakdown probability distribution functions.

to assess the maximum deviation between the probability distributions produced with different aggregation intervals at the same traffic volume.

The results indicate that the interval range of 3-15 minutes delivers fairly consistent results. In the westbound direction, at Blommenholm, the 30-minutes distribution functions made from the interval range of 3-15 minutes deviate no more than three percent of each other for both two-week sets of traffic data, while in the eastbound direction, at Høvik Bru, the deviation for the same interval range is roughly twice as big. The distribution functions made with an interval length outside of this range generally deviate significantly from the rest, including intervals of similar length. This finding suggests that the use of an interval length outside the range 3-15 minutes does not deliver consistent results and should not generally be considered in stochastic capacity estimation methods. These findings seem to corroborate the conclusion cited in (Brilon et al. 2005) that a 5-minute interval is a good compromise.

Over both analyzed data sets, the variability of the results seems to be lower in the westbound direction, at Blommenholm, where there exists a distinct bottleneck downstream of the detector. This finding seems to suggest that the capacity can be determined more precisely at a section with a distinct bottleneck compared with a section where the breakdown location is unknown. To further complicate the matter, in the eastbound direction, the rules of the facility change at about the time

most breakdowns happen, with about two-thirds happening before the change. Further, at most breakdown events, the speed drops at all three lanes simultaneously, but not always. It was decided to average the speed of only the two lanes open to all traffic but include the volume in the third lane in the calculations. All these disturbances and inconsistencies are likely a part of the reason for the higher variability in the results in this direction of the facility. Admittedly, some further adaptations or adjustment to handle these disturbances could potentially improve the variability of the results. However, as the goal of the thesis is to test the applicability of the methodology and provide some general guidelines for use on Norwegian freeways, it was decided not to include too many section specific ad-hoc adaptations. Altogether, the traffic stream in the eastbound direction of the facility behaved too unpredictably for the algorithm to work independently. For capacity estimation of freeway sections without a distinct bottleneck, extensive work must be done to determine where the breakdowns first occur. Considering the large amount of traffic data that should be analyzed, this is a large and time-consuming task. Based on the experience of working with the two characteristically different sections, the methodology is only recommended for use in estimating the capacity of distinct bottlenecks. It is unclear if larger data sets would result in a lower variability between the estimated probability distributions, but from the results of the project, it seems that a methodological uncertainty of at least a couple of percent is to be expected.

5 Conclusion

- *Do the conclusions from Germany hold for Norwegian freeways?*

The detection algorithm was found easily modifiable to the section and found effective when used on traffic data aggregated with a time interval of three minutes or more. The analyzed sections all seem to have a shape parameter within the same range as found for 3-lane German freeways. If anything, the variability of volumes that lead to a breakdown of flow seems to be slightly lower. More breakdowns should be analyzed before reaching a definitive conclusion on this matter. The dynamics of the facility imposed some modifications, but all in all, the methodology appears to be applicable for use on Norwegian freeways.

- *What time interval and breakdown criteria are suitable for stochastic capacity estimation of Norwegian freeways?*

The general speed-level at the analyzed freeway facility before a breakdown is initiated is lower compared with most studies in the field. For this reason, most breakdown criteria found in the literature were unsuited without further modifications. The set of breakdown criteria presented in (Geistefeldt & Brilon 2009) was selected in the project due to its automatic categorization of intervals and simple modification. A threshold speed value of 60 [km/h] was found to be appropriate for the facility, and is expected to be a more appropriate value for Norwegian freeways. The fact that the speed lingers around the threshold speed level for extended periods increases the chance

a speed fluctuation is picked up as a breakdown. However, the issue rarely appears when using the recommended time interval. The average speed usually only drops below 60 [km/h] when a breakdown is initialized, and then usually to a significantly lower level. Overall, the chosen detection algorithm with a threshold speed value of 60 [km/h] was found effective in detecting the breakdown of flow in almost every case.

The most suitable aggregation interval will depend mainly on the distance between the point of observation and the breakdown event. Where the location of the breakdown event is uncertain or far from the observation point, it is appropriate to use a longer aggregation interval. It has further been demonstrated how the estimated probability distributions are inherently dependent on the chosen methods and aggregation interval. For this reason, it is advantageous to define a norm, as to make results from different studies comparable.

It was found that the detection algorithm, paired with an interval length of two minutes or less, produced a considerable amount of errors. A comparison of the distribution functions made with each interval length indicates that the interval range of 3-10 minutes produces fairly consistent results in all analyzed datasets. To make the methodology applicable for a wider range of situations, including where the loop-detector is not as ideally positioned, it is concluded that a 10-minute interval is a good compromise that can handle several different situations, and is expected to produce a consistent estimation of the capacity.

- *What function should stochastic capacity estimation methods serve in the future revisions of the capacity handbook?*

The stochastic methodology for estimating the capacity of a freeway has broad potential applications in both research and management. Essentially, the methodology facilitates a set of objective measurements of a complex sociotechnical system, which cannot easily be simulated.

In research, the methodology grants the possibility of probing the effects of various external factors on the capacity of the freeway. This is useful in both validating and modifying aspects of the capacity handbooks, to better reflect the systems it is meant to describe. As an example, an analysis of six months of traffic data from the detector at Blommenholm (westbound), seem to suggest that the prevailing capacity is significantly lower in the three winter months compared to the three spring months ([Wærdahl 2019](#)).

Furthermore, the methodology has applications for improved insights and management of a freeway facility. A probabilistic view of the breakdowns of flow, and what influences the probability of a breakdown may facilitate improved traffic forecasting. By combining the breakdown probability distributions for subsequent freeway sections, it was derived the concept of traffic reliability of a freeway facility, meaning the probability that a freeway link is not congested under a given traffic volume. ([Brilon et al. 2005](#)) If the model is combined with the expected or prevailing traffic volume

on the freeway, one could feasibly make a traffic forecasting. To the author's knowledge, a predictive model of this type is yet to be developed. This type of information is not only valuable to the governing authority, but also for any user looking to improve strategic decisions. In contrast to e.g., weather forecasting, the performance of a freeway facility is something that ultimately is under our control. Optimally, the models can be used as part of an active strategy to avoid the breakdowns altogether as outlined in e.g. (Elefteriadou et al. 2011)

As for the proposition made by (Lorenz & Elefteriadou 2001) to define freeway capacity as a function of breakdown probability, it is in the authors view that such a definition becomes far too complex for it to have some intuitive value, and additionally, a capacity definition of this type presupposes the determination of a number of assumptions that may hinder further development. As a tool for analysis, however, the methodology shows promise, and could potentially facilitate a better understanding and more effective operation of freeway facilities in Norway. As the supply of traffic data is expected to rise, alongside the increased number of sensors on both vehicles and infrastructure, the methodology is expected to have increased relevance in the future.

5.1 Recommendations

- The set of breakdown criteria presented in (Geistefeldt & Brilon 2009) with a speed threshold of 60 [km/h] is found effective in detecting breakdowns in the traffic flow, and is recommended for breakdown detection on Norwegian freeways.
- It is concluded that a 10-minute aggregation interval is well suited to handle a wider range of possible analysis situations, and is therefore recommended for capacity estimation on Norwegian freeways.
- The methodology seems unable to work independently when the traffic stream behaves unpredictably. For this reason, the methodology is as yet only recommended for capacity estimation in relation to a distinct bottleneck.
- When establishing new loop-detectors, it is advantageous for the methodology if the detectors are located close to where the breakdown events usually occur.

Bibliography

- Brilon, W. & Geistefeldt, J. (2009), 'Implications of the random capacity concept for freeways', *(International Symposium on Freeway and Tollway Operations, Honolulu)* . http://www.verkehr.bi.ruhr-uni-bochum.de/download/literatur/ISF02_Brilon_Geistefeldt_Cit.pdf.
- Brilon, W., Geistefeldt, J. & Regler, M. (2005), 'Reliability of freeway traffic flow: A stochastic concept of capacity', *Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory* pp. 125–144. https://www.ruhr-uni-bochum.de/verkehrswesen/download/literatur/ISTTT16_Brilon_Geistefeldt_Regler_final_citation.pdf.
- Chen, C., Skabardonis, A. & Varaiya, P. (2004), 'Systematic identification of freeway bottlenecks', *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* -(1867), 46–52. <https://doi.org/10.3141/1867-06>.
- Dehman, A. (2012), 'Effect of inclement weather on two capacity flows at recurring freeway bottlenecks', *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* , <https://doi.org/10.3141/2286-10>.
- Elefteriadou, L., Kondyli, A., Washburn, S., Brilon, W., Jacobson, L., Hall, F. & Persaud, B. (2011), 'Proactive ramp management under the threat of freeway-flow breakdown', *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **16**, 4–14. DOI: [10.1016/j.sbspro.2011.04.424](https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2011.04.424).
- Elefteriadou, L., Roess, R. & McShane, W. (1995), 'Probabilistic nature of breakdown at freeway merge junctions', *Transportation Research Record* **1484**. <https://trid.trb.org/view/451862>.
- Geistefeldt, J. (2011), 'Capacity effects of variable speed limits on german freeways', *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, *6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service* **16**, 48–56. DOI: [10.1016/j.sbspro.2011.04.428](https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2011.04.428).
- Geistefeldt, J. & Brilon, W. (2009), 'A comparative assessment of stochastic capacity estimation methods', *Transportation and Traffic Theory 2009: Golden Jubilee*. Springer, Boston, MA pp. 583–601. https://doi.org/10.1007/978-1-4419-0820-9_29.
- Highway Capacity Manual* (2016), Transportation Research Board, Washington D.C.
- Lorenz, M. & Elefteriadou, L. (2001), 'Defining freeway capacity as function of breakdown probability', *Transportation Research Record* **1776** -(01-3343), 43–51. <https://doi.org/10.3141/1776-06>.

- Minderhoud, M., Botma, H. & Bovy, P. (1997), 'Roadway capacity estimation methods explained and assessed', *Transportation Research Record. Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.* -(1572). DOI: [10.3141/1572-08](https://doi.org/10.3141/1572-08).
- Wu, N. & Geistefeldt, J. (2014), 'Modeling reliability in freeway networks', *Journal of the Transportation Research Board* **2**(2422), 71–78. DOI: [10.3141/2422-08](https://doi.org/10.3141/2422-08).
- Wærdahl, T. (2019), 'Tilpassing av direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder for bruk på norske motorveier (del 2: Tilleggsdokument)', *NTNU - Masteroppgave* .

Del 2: Tilleggsdokument

1 Innledning

I innledningen vil det redegjøres for bakgrunnen for oppgaven, og det gis det en kort innføring i hvilke mulige bruksområder direkte kapasitetsestimeringsmetoder kan fasilitere innen trafikkteknikk. Videre presenteres hvilke forskningsspørsmål som forsøksvis besvares i prosjektet og overordnet fremgangsmetode for å besvare disse på.

1.1 Bakgrunn

Direkte empiriske kapasitetsestimeringsmetoder er blitt gitt økt oppmerksomhet de siste årene, i sammenheng med den økende tilgjengeligheten av pålitelig trafikkdata. Den probabilistiske tilnærmingen gir en utvidet forståelse av kapasitetsbegrepet, og fungerer som et verktøy for å beskrive variabiliteten av de trafikkvolumer som leder til sammenbrudd i trafikkstrømmen. Metodologien er et redskap med omfattende applikasjoner innen trafikkteknikk.

Den viktigste egenskapen til den direkte tilnærmingen er evnen til å observere kapasiteten til et anlegg istedenfor å foreskrive kapasiteten basert på erfaringsverdier. På denne måten kan effekten av ulike eksterne faktorer på ytelsen til anlegget vurderes. Den direkte tilnærmingen gir mulighet til å beskrive kapasiteteffekten av f.eks. våt veibane ([Dehman 2012](#)), mørke ([Geistefeldt & Brilon 2009](#)), variable fartsgrenser ([Geistefeldt 2011](#)) eller byggearbeid på veien. En utvidet forståelse av hva som påvirker kapasiteten og mulige tiltak for å øke den, kan legge til rette for mer presise økonomiske vurderinger eller forbedrede styringsstrategier.

([Brilon & Geistefeldt 2009](#)) anvendte den stokastiske metodologien og konkluderte, basert på trafikkdata fra tyske motorveier, at den høyeste effektiviteten oppnås ved en trafikketterspørsel på ca $0,9 \times c$, hvor c er veiens tradisjonelt definerte kapasitet. Konseptet er videreutviklet i ([Elefteriadou et al. 2011](#)) der det utledes en proaktiv tilfartskontrollstrategi, hvis formål er å unngå sammenbrudd i trafikkstrømmen gjennom å begrense antallet kjøretøy på hovedveien. I motsetning til tradisjonelle metoder for kapasitetsestimering, leverer den stokastiske metodologien kontinuerlige funksjoner for sammenbrudds sannsynlighet, og lider derfor ikke av utfordringer knyttet til avskjæringspunkter slik f.eks. «Level-of-service» (LOS) gjør. I ([Lorenz & Elefteriadou 2001](#)) er det argumentert for og foreslått å forkaste dagens kapasitetsdefinisjon til fordel for en som inkorporerer en sannsynlighetskomponent i kapasitetsdefinisjonen.

Til slutt kan den stokastiske tilnærmingen åpne for et nytt ytelsesmål for motorveier, nemlig trafikkpålitelighet. Trafikkpålitelighet refererer i dette tilfellet til variasjonen i reisetiden, og vurderes ved å estimere sannsynligheten for at en motorveiforbindelse ikke er overbelastet, dvs. reisetiden ikke

overskrider et akseptabelt nivå. Dette er spørsmål av økende betydning i moderne logistikk-kjeder. Med den stokastiske tilnærmingen er det mulig å vurdere trafikkpåliteligheten for en motorveiforbindelse bestående av flere seksjoner. (Brilon et al. 2005)

Den stokastiske tilnærmingen for å beskrive veiens kapasitet bør sees på som en verktøykasse, der ytelsen til det samme anlegget kan sammenlignes under ulike forhold. Noen mulige bruksområder er presentert, men tatt i betraktning at metodologien er utviklet relativt nylig, er det forventet at flere bruksområder vil introduseres i fremtiden. En ulempe med tilnærmingen er behovet for store mengder trafikkdata for å anslå rimelige sannsynlighetsfordelinger, spesielt om en ønsker å påvise statistisk signifikans i resultatene. Tatt i betraktning at metodene bør anvendes på store datasett for å produsere meningsfulle resultater, bør metoden være i stand til å arbeide «selvstendig», uten at det er behov for skjønnsmessig innblanding fra sak til sak.

1.2 Forskningsspørsmål

Den stokastiske metodologien for estimering av kapasiteten til en motorvei har hovedsakelig vært utviklet i Tyskland, og anvendt på tyske motorveier. Det er flere forhold som er ulike på tyske- og norske motorveier, som mulig kan ha en innvirkning på metodologien. Dette kan være alt fra en ulik trafikk- og sikkerhetskultur til tilstedeværelsen av en fartsgrense. Videre er de undersøkte tyske motorveiene en del større enn de som finnes i Norge, slik at metodologiens anvendbarhet på mindre motorveier bør undersøkes. En storskala undersøkelse av 15 motorveiseksjoner konkluderte med at form-parameteren α i Weibull-fordelingen typisk ligger mellom 9 og 15. Dette intervallet ser ut til å være typisk for tre-felts tyske motorveier. Gjengitt i (Brilon et al. 2005). I litteraturen virker de analyserte strekningene å være håndplukkede flaskehalser, så metodologiens anvendbarhet på to strekninger av ulik karakter vurderes.

- Er konklusjonene fra tyske studier gyldige også for norske motorveier?

Formen på den estimerte sannsynlighetsfordelingen vil bli undersøkt ved seksjoner av motorveien der sammenbrudd i trafikkstrømmen skjer hyppig, og sammenlignet med verdier fra tidligere studier. Formparameteren α i Weibull-fordelingen angir variabiliteten (variabiliteten reduseres ved økende verdi av α) av trafikkvolum som leder til sammenbrudd i trafikkstrømmen, og vil bli benyttet til å sammenligne norske og tyske motorveier. Dersom det blir estimert svært lave verdier for α kan en anta at sammenbruddene i trafikkstrømmen i større grad er forbundet med tilfeldigheter, og at probabilistisk estimering av kapasiteten dermed er lite formålstjenlig.

Ved direkte kapasitetsestimering må det velges et aggregeringsintervall slik at årsakssammenhengen mellom sammenbruddet i trafikkstrømmen og trafikkvolumet som utløste sammenbruddet er tilstede. Med ideell plassering av sløfydetektoren kan det være hensiktsmessig å benytte et aggregeringsintervall på ett minutt eller mindre, men tatt i betraktning tilgjengeligheten av pålitelig trafikkdata, er et fem minutters aggregeringsintervall funnet å være et godt kompromiss. (Brilon et al. 2005)

I dette prosjektet analyseres trafikkdata fra åtte sløyfedetektorer langs en 10-km seksjon av E 18 (vestkorridoren) mellom Asker og Lysaker. Sløyfedetektorene registrerer hastigheten og tidspunktet for passering av hvert enkelt kjøretøy, som deretter aggregeres med ulike aggregeringsintervall. Nærheten av sløyfedetektorer på strekningen kan mulig rettferdiggjøre bruk av et kortere aggregeringsintervall, tatt i betraktning at trafikkstrømmen kan observeres nær sammenbruddhendelsen. Bruken av korte aggregeringsintervall kommer dog med et eget sett med utfordringer. I dette prosjektet vil trafikkdataen aggregeres med ni ulike aggregeringsintervall: 30 sekunder, 1 minutt, 2 minutter, 3 minutter, 5 minutter, 10 minutter, 15 minutter, 20 minutter og 30 minutter. Påliteligheten til metodologien kan videre undersøkes ved å sammenligne resultatene produsert med de ulike aggregeringsintervallene.

En forutsetning for direkte kapasitetsestimering er en definisjon av et sammenbrudd i trafikkstrømmen, samt en metode for å detektere et fra trafikkdata. Uavhengig av valgt deteksjonsalgoritme vil lengre aggregeringsintervaller konsekvent plukke opp de fleste sammenbruddhendelser, mens et kortere aggregeringsintervall er mer tilbøyelig til å gjøre feil i denne prosessen. Dersom aggregeringsintervallet er for langt, f.eks. én time, vil årsakssammenhengen mellom sammenbruddet og trafikkstrømmen som forårsaket sammenbruddet ganske tydelig ikke være tilstede. Tilsvarende, dersom aggregeringsintervallet er for kort, kan mulig flere intervaller passere mellom sammenbruddet skjer og når det observeres ved sløyfedektoren. Det ser ut til at det er en avveining mellom det å oppdage de korrekte sammenbruddene i trafikkstrømmen og bevare kausaliteten i sammenbruddhendelsen som bør undersøkes nærmere. Videre vil det forsøksvis utarbeides noen enkle retningslinjer for direkte estimering av kapasiteten på norske motorveier, samt hvilke avveininger som bør gjøres ved valg av intervallvarighet.

- Hvilket aggregeringsintervall og sammenbruddkriterium er egnet for direkte estimering av kapasiteten til norske motorveier?

Et egnet sammenbruddkriterium ble hentet fra litteraturen og modifisert etter strekningen. Trafikkdynamikken på strekningen påtvang enkelte tilpasninger som blir redegjort for i metodekapittelet. Aggregeringsintervallene ble evaluert etter hvor godt de plukker ut de virkelige sammenbruddene i trafikkstrømmen, samtidig som de unngår å identifisere naturlige hastighetsfluktuasjoner som sammenbrudd. Sannsynlighetsfordelingene produsert med de ulike aggregeringsintervallene ble videre transformert til en sammenlignbar sannsynlighetsfordeling. Dersom sannsynlighetsfordelingen produsert med et gitt aggregeringsintervall avviker vesentlig fra de andre, kan det konkluderes med at kausaliteten i sammenbruddhendelsen ikke tilstrekkelig er tilstede. Påliteligheten til metodologien kan undersøkes ved å sammenligne resultatene produsert med aggregeringsintervaller av lignende varigheter. Videre ble det undersøkt hvordan karakteristikk ved strekningen som analyseres påvirker påliteligheten til den estimerte sannsynlighetsfordelingen.

For å teste ut de utarbeidede retningslinjene for direkte estimering av kapasiteten på norske mo-

torveier, ble metodologien anvendt på seks måneder med trafikkdata fra sløyfedektoren på Blommenholm, med formål om å teste kapasitetseffekten av sesong og nedbør. Metodologien ble praktisert «selvstendig», med det menes at ingen ytterligere tilpasninger eller modifiseringer ble gjort, og heller ingen forsøk på å luke ut feilregistreringer ble foretatt. Hensikten er å etterligne slik en storskala analyse hadde vært gjennomført, der det ikke er mulighet for å praktisere skjønn i hver sammenbruddhendelse. Analysen demonstrerer videre behovet for store datasett om en ønsker å beskrive kapasitetseffekten av mer sjeldne fenomen.

I oppgaven utledes et uttrykk for forventet trafikkgjennomstrømming, som relaterer den momentane trafikkmengden på veien til en verdi for forventet trafikkgjennomstrømming i det lange løp ved denne trafikkmengden. Utrykket er noe forenklet fra et lignende uttrykk i litteraturen, men er i motsetning til sitt søsteruttrykk godt egnet til å fremstilles grafisk. Videre kan uttrykket tjene som beslutningsgrunnlag i operasjonelle avgjørelser, da det synliggjøres hva det «optimale» trafikkvolumet på veien er til enhver tid. Ved å observere forskjellen på det optimale- og rådene trafikkvolumet kan en f.eks. vurdere den mulige nytten ved tilfartskontroll av typen presentert i litteraturstudiet. Videre vurderes påliteligheten til uttrykket og svakhetene ved uttrykket redegjøres for.

Avslutningsvis vil bruksområdene og anvendbarheten til metodologien diskuteres.

- Hvilken funksjon bør direkte empiriske estimeringsmetoder tjene i fremtidige revisjoner av kapasitetshåndboken?

1.3 Datagrunnlag

I prosjektet ble det bestilt og mottatt to parti med trafikkdata som dannet grunnlaget for analysene. Det første partiet med trafikkdata som ble bestilt inneholdt trafikkdata fra ni sløyfedektorer for periodene 11-25 januar 2018, og fra åtte i perioden 3-16 september 2018. Basert på dette partiet med trafikkdata ble de kritiske delstrekningene lokalisert. Videre ble trafikkdataen fra sløyfedektorene på Blommenholm og Høvik Bru aggregert med ni ulike aggregeringsintervall, som dannet datagrunnlaget for sammenligningen av ulike aggregeringsintervall. Det andre partiet med trafikkdata som ble bestilt inneholdt sløyfedektordata kun for sløyfedektoren på Blommenholm for perioden 1. mars 2018 - 31. mai 2018 og 1. desember 2018 - 28. februar 2019. Dette partiet med trafikkdata dannet grunnlaget for analysen av kapasitetseffekten av ikke-strekningsspesifikke faktorer. (kapittel 4.4) Utfyllende beskrivelse av datatypene fra Datainn kan finnes i (appendiks 2). En skjematisk fremstilling av strekningen, med tilgjengelig data finnes i (appendiks 3)

2 Litteraturstudie

2.1 Kapasitet som stokastisk variabel

I de fleste kapasitetshåndbøker, inkludert ([Highway Capacity Manual 2016](#)) er kapasiteten til en strekning definert som det maksimale antall kjøretøy som med rimelighet kan ventes å passere en vegstrekning i løpet av et gitt tidsrom under rådene veg- og trafikkforhold. For veldefinerte eksterne forhold, som den geometriske utformingen, førerpopulasjonen, kjøretøyets sammensetning, blir kapasiteten behandlet som en konstant verdi. Dermed er et kapasitetssammenbrudd sett på som et deterministisk fenomen, som forekommer når volumet overgår kapasiteten.

Flere forskere, blant annet ([Minderhoud et al. 1997](#)) og ([Lorenz & Elefteriadou 2001](#)) m.fl har demonstrert at den maksimale trafikkgjennomstrømningen av en strekning varierer – også under konstante eksterne forhold. For å bestemme variabiliteten til kapasiteten, observeres et sammenbrudd av trafikkstrømmen og trafikkvolumet i tidsintervallet før sammenbruddet. Slike metoder for å bestemme kapasiteten, eller sannsynlighetsfordelingen til kapasiteten kalles direkte empiriske estimeringsmetoder.

Definisjonen kan modifiseres uten å endre den opprinnelige betydningen for mye: Kapasitet er det maksimale trafikkvolumet der anlegget oppnår akseptabel ytelse, hvor i tilfelle av høyere etterspørsel vil føre til at systemet blir overbelastet. ([Geistefeldt & Brilon 2009](#)) En overbelastning av systemet kjennetegnes ved lave hastigheter, ofte som et resultat av et kapasitetssammenbrudd. Et sammenbrudd er karakterisert ved et relativt brått hastighetsfall fra et akseptabelt nivå ($60\text{--}70[\text{km}/\text{t}]$) til en adskillig lavere verdi som representerer de overbelastede forhold. En overbelastet motorvei har langt lavere trafikkgjennomstrømming sammenlignet med hva veien er i stand til under normal drift, og videre er tilstanden ofte svært vanskelig å løse opp når den først har fått bre seg, ofte varende flere timer etter initiering.

Et sammenbrudd kan skyldes ulike uforutsigbare hendelser som f.eks. plutselige hastighetsreduksjoner av enkeltkjøretøy, plutselige feltendringer som fører til retardasjon av følgende kjøretøy og som følge, en lokal konsentrasjon av kjøretøy som kan initiere et fullstendig sammenbrudd av trafikkstrømmen. Dermed er et kapasitetssammenbrudd et resultat av kombinasjonen av trafikkforhold på makronivå og «tilfeldig» menneskelig adferd. Med en slik forståelse av kapasitetsbegrepet er kapasiteten på ingen måte en konstant verdi, men kan uttrykkes mer nøyaktig som en stokastisk variabel.

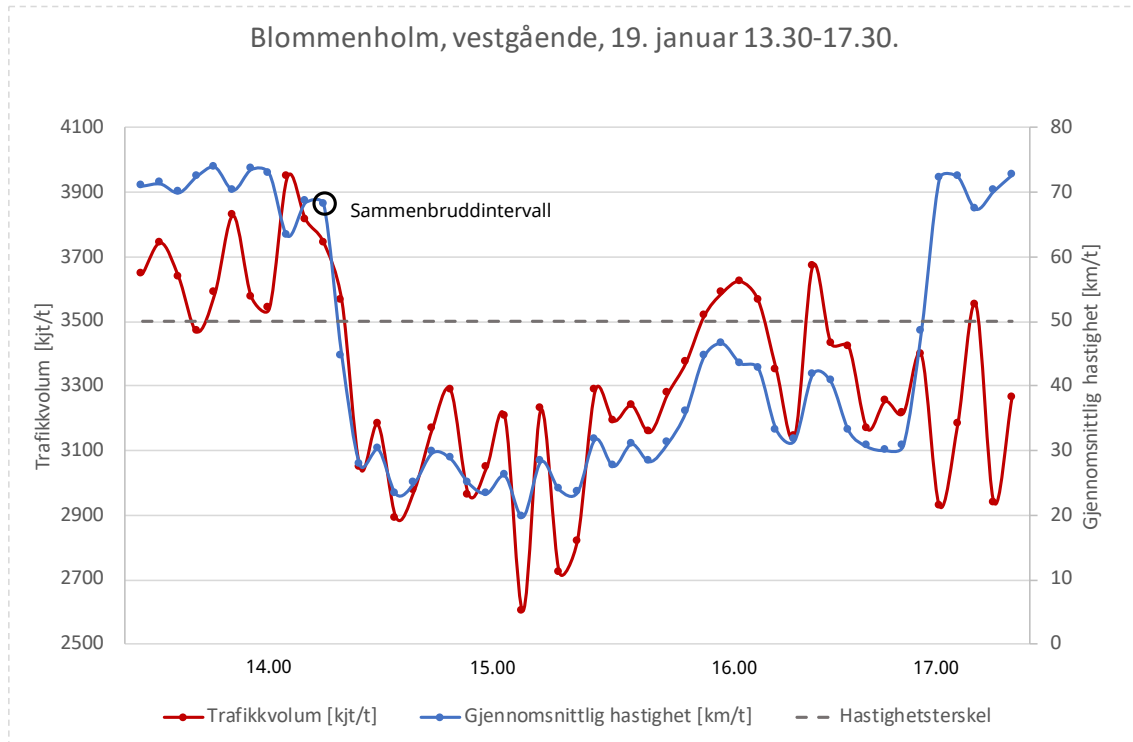
Med den modifiserte definisjonen kan sannsynlighetstetthetsfunksjonen $f_c(q)$ og sannsynlighetsfordelingsfunksjonen $F_c(q)$ defineres som:

$$f_c(q) = p(c = q) \quad (2.1)$$

$$F_c(q) = p(c \leq q) \quad (2.2)$$

Med den gitte definisjonen, der et trafikkvolum høyere enn kapasiteten fører til et kapasitetssammenbrudd, representerer sannsynlighetsfordelingsfunksjonen $F_c(q)$ sannsynligheten for et kapasitetssammenbrudd som en funksjon av trafikkvolumet. (Geistefeldt & Brilon 2009) De stokastiske egenskapene til kapasiteten til en strekning kan bestemmes ved å analysere overgangen fra fritt-flytende til overbelastede forhold, betegnet som et kapasitetssammenbrudd. Et kapasitetssammenbrudd indikerer at trafikkvolumet har overskredet kapasiteten, slik at trafikkvolumet observert rett før sammenbruddet er anleggets øyeblikkelige kapasitet. Trafikkvolumet som fører til et sammenbrudd kan variere, selv under konstante eksterne forhold.

For empirisk estimering av sannsynlighetstetthetsfunksjonen $f_c(q)$ og sannsynlighetsfordelings-



Figur 1: Forholdet mellom gjennomsnittlig hastighet [km/t] og trafikkgjennomstrømmingen [kjt/t] under en sammenbruddhendelse.

funksjonen $F_c(q)$ har to metodikker blitt utviklet. (Geistefeldt & Brilon 2009)

1. Direkte estimering av kapasitetssammenbruddssannsynligheter, ved å allokere observerte trafikkvolumer i grupper og bestemme forholdet mellom antall intervaller med et kapasitetssammenbrudd og totalt antall intervaller for hver gruppe.
2. Estimering av den sannsynlighetsfordelingsfunksjonen basert på statistiske modeller for sensurert data. Hver ikke-overbelastet trafikkobservasjon er en sensurert verdi. Det vil si at kapasiteten må være høyere enn det observerte volumet.

Begge metodikkene kan baseres på samme kapasitetsdefinisjon, og baseres på grunnlag av trafikkdata, i form av par av verdier av trafikkvolum og hastighet ved et forutbestemt tidsintervall.

Direkte estimering av sammenbruddssannsynligheter

For denne type analyse blir trafikkdata allokert til grupper med definerte volumintervaller. For hver gruppe bestemmes antall intervaller etterfulgt av et kapasitetssammenbrudd n_i sammen med det totale antallet observasjoner med gitt trafikkvolum N_i . Sammenbruddssannsynligheten beregnes som forholdet mellom antall intervaller som resulterer i sammenbrudd og det totale antall observasjoner i gruppen.

$$F_c(q) = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3)$$

Estimering av sannsynlighetsfordelingsfunksjonen basert på statistiske modeller for sensurert data

(Minderhoud et al. 1997) vurderte flere fundamentalt ulike metoder for kapasitetsestimering på motorvei, og anbefalte bruk av estimeringsmetoder basert på sensurerte data. Metoden presentert er basert på tankesettet bak statistisk levetidsanalyse. Levetidsanalyse, i sin grunnleggende formulering forsøker å beskrive egenskapene til varigheten av et menneskeliv, men metoden benyttes vanligvis for å analysere holdbarheten til tekniske komponenter.

Levetidsfordelingsfunksjonen er gitt ved:

$$F(t) \approx 1 - S(t) \quad (2.4)$$

der $F(t) = p(T \leq t)$ = Levetidsfunksjonen (distribution function of lifetime), T = levetiden, $S(t) = p(T > t)$ = Overlevelsesfunksjonen (Survival function).

Levetidsfordelinger er ofte estimert på bakgrunn av forsøk med begrenset varighet. Følgelig overstiger levetiden til flere personer i forsøket varigheten av eksperimentet og kan derfor ikke måles. Det er kun mulig å si at disse levetidene er lengre enn varigheten til eksperimentet. Denne type data kalles "sensurerte data". Dersom et kapasitetssammenbrudd sammenlignes med et "dødsfall" i levetidsanalyse, kan metoden benyttes til å estimere kapasiteten. Hele analogien mellom kapasitetsanalyse og levetidsanalyse er gjengitt i tabellen.

	Levetidsanalyse	Kapasitetsanalyse
Parameter	Tid t	Trafikkvolum q
Feilhendelse	Død ved tid t	Kapasitetssammenbrudd ved trafikkvolum q
Levetidsvariabel	Levetid T	Kapasitet c
Sensurering	Levetiden er lengre enn varigheten til forsøket	Kapasiteten er høyere enn etterspørselen
Overlevelsesfunksjonen	$S(t) = 1 - F(t)$	$S_c = 1 - F_c(q)$
Tetthetsfunksjonen	$f(t)$	$f(q)$
Fordelingsfunksjonen	$F(t)$	$F(q)$

Tabell 1: Analogien mellom levetids- og kapasitetsanalyse

De statistiske metodene for levetidsanalyse kan benyttes til å estimere tetthetsfunksjonen basert på forsøk som inkluderer sensurerte data. En ikke-parametrisk metode for å estimere overlevelsesfunksjonen, den såkalte produktgrensemetoden (Product limit method eller PLM) ble først presentert i (Kaplan & Meier 1958):

$$\hat{S}(t) = \prod_{j:t_j < t} \frac{n_j - d_j}{n_j} \quad (2.5)$$

der $\hat{S}(t)$ = beregnet overlevelsesfunksjon, n_j = antall individer med en levetid $T \geq t_j$ og d_j = antall dødsfall ved tiden t_j .

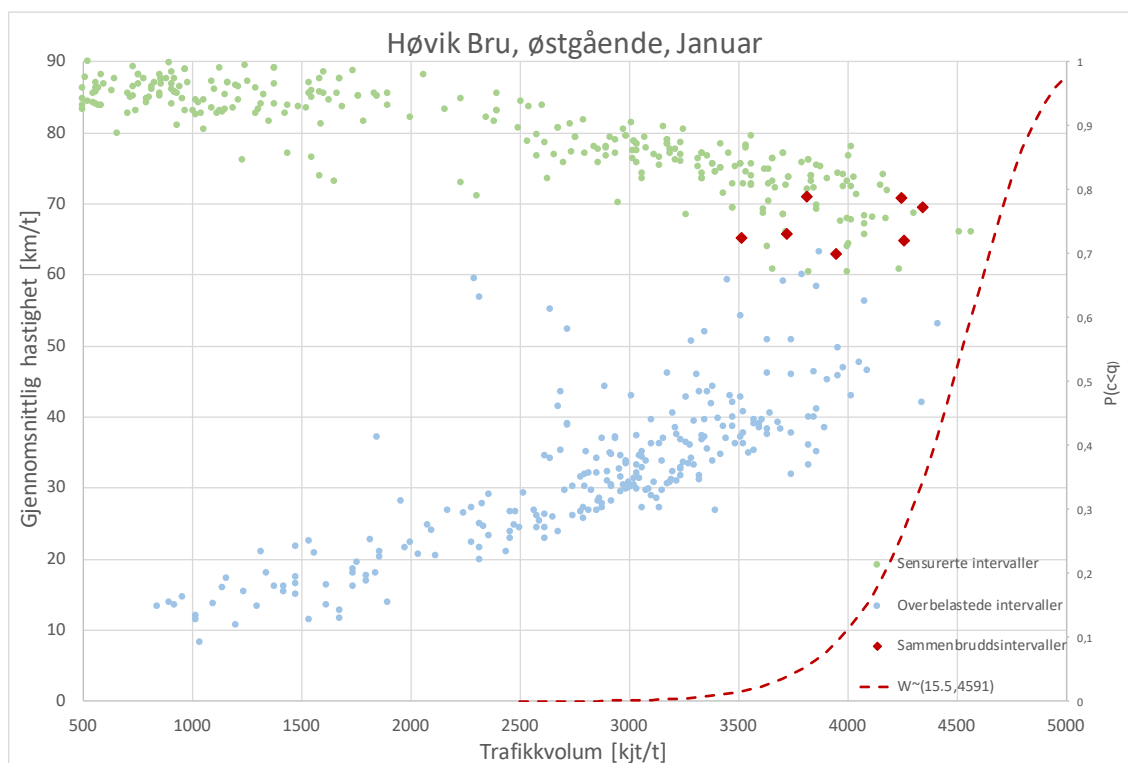
Vanligvis vil hver observerte levetid være brukt som en t_j -verdi, og dermed vil d_j alltid være lik 1. Overført til kapasitetsanalyse, funksjon 2.5 sammen med funksjon 2.4 kan skrives som (Geistfeldt & Brilon 2009):

$$F_c(q) \approx 1 - \prod_{i:q_i < q} \frac{k_i - d_i}{k_i}; i \in B \quad (2.6)$$

der $F_c(q)$ = sannsynlighetsfordelingsfunksjonen til kapasiteten c , q = trafikkvolumet, q_i = trafikkvolumet i interval i , k_i = antall intervaller med trafikkvolum $q \geq q_i$, d_i = antall kapasitetssammenbrudd ved volum q_i og B = settet med sammenbruddintervaller.

For å benytte funksjon 2.2 må hvert observert trafikkvolum (q) klassifiseres i henhold til om:

B : Trafikken er frittflytende i tidsintervallet i , men det observerte volumet forårsaker et kapasitetssammenbrudd, dvs. gjennomsnittshastigheten faller under en terskelverdi i neste tidsintervall $i + 1$. (Eller ved bruk av annen definisjon av kapasitetssammenbrudd)



Figur 2: Hastighet-volum diagram med uthevede intervallklassifiseringer og estimert sannsynlighetsfordeling. Intervaller katalogisert i januar mellom 13-18 er inkludert, sammen med en håndfull intervaller ved lavt trafikkvolum for å visualisere den komplette kurven.

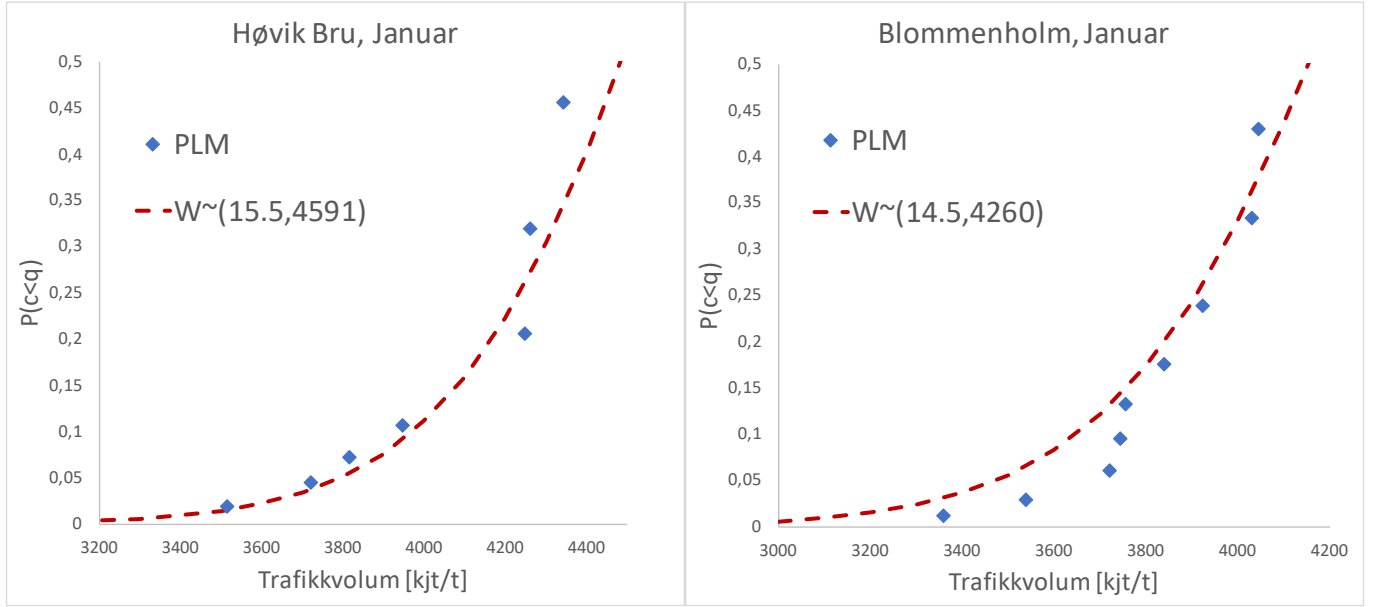
F : Trafikken er frittflytende i intervallet i og i det følgende intervallet $i + 1$. Dette intervallet inneholder en sensurert verdi, dens informasjon er at den faktiske kapasiteten i intervallet er større enn det observerte volumet q_i .

C 1: Trafikken er overbelastet i intervallet i , dvs. gjennomsnittshastigheten er under terskelverdien. Dette intervallet gir ingen informasjon om kapasiteten, og inkluderes ikke videre i analysen.

C 2: Trafikken er frittflytende i intervallet i , men det observerte volumet resulterer i et sammenbrudd. I motsetning til klassifisering B er trafikken imidlertid overbelastet nedstrøms for tverrsnittet under intervallet i eller $i - 1$. I dette tilfellet skyldes sammenbruddet kø nedstrøms av observasjonspunktet, og intervallet inkluderes ikke videre i analysen.

Produktgrensemetoden (PLM) er relativt langtekkelig, spesielt ved bruk av større datasett. Videre leverer metoden sannsynlighetsfunksjoner med ulik form, noe som gjør det utfordrende å bruke resultatene som sammenligningsgrunnlag. En annen potensiell svakhet ved produktgrensemeto-

den er at den maksimale verdien av sannsynlighetsfunksjonen vil kun nå én derom det maksimale observerte trafikkvolumet q_{max} er klassifisert som en B-verdi, dvs. etterfulgt av et kapasitetssammenbrudd. Ellers vil sannsynlighetsfunksjonen ende opp med en verdi av $F_c(q) < 1$, ved sin øvre ende.



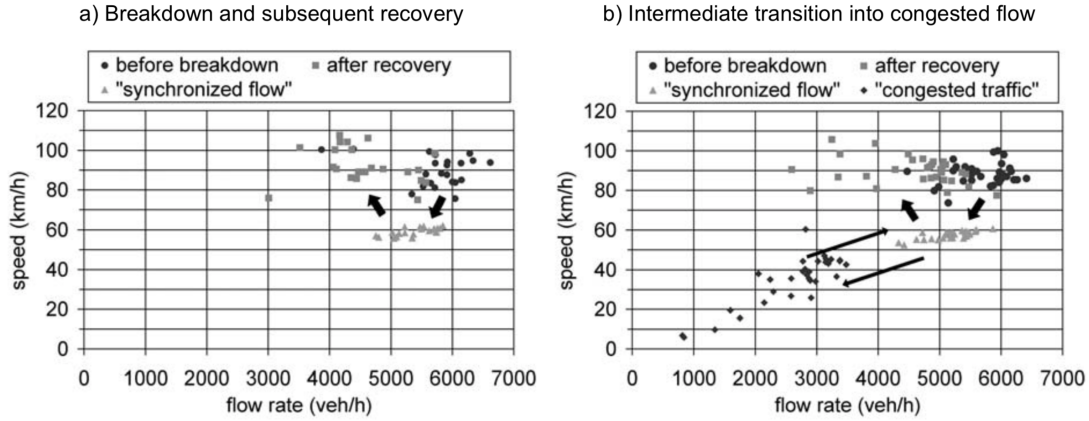
Figur 3: Sammenligning av estimerte sannsynlighetsfordelinger fra produktgrensemetoden og tilpassing av Weibull-fordeling.

For å overkomme denne svakheten ved produktgrensemetoden (PLM) evaluerte [Brilon et al. \(2005\)](#) ulike matematiske funksjoner for tilpasningen av sannsynlighetsfordelingen til kapasiteten. Plausibele sannsynlighetsfordelinger som Weibull-, Normal- og Gamma- ble testet ved bruk av en sannsynlighetsmaksimeringsestimator (MLE). Rimelighetsfunksjonen eller dens naturlige logaritme (log-likelihood) maksimeres for å kalibrere parameterne av sannsynlighetsfordelingsfunksjonen. Ved å sammenligne de ulike plausible sannsynlighetsfordelingene basert på verdien til rimelighetsfunksjonen kom [Brilon et al. \(2005\)](#) frem til at Weibull-fordeling passet best til de empiriske dataene. Weibull tetthets- og fordelingsfunksjon er gitt ved følgende funksjoner:

$$F_c(q) = P(q \leq c) = 1 - e^{-\left(\frac{q}{\beta}\right)^\alpha} \quad (2.7)$$

$$f_c(q) = \frac{\delta F}{\delta q} = \frac{\alpha}{\beta^\alpha} \times q^{\alpha-1} \times e^{-\left(\frac{q}{\beta}\right)^\alpha} \quad (2.8)$$

der α = formparameter, β = skalaparameter og q = trafikkvolumet $[kjt/t]$.



Figur 4: Typiske trafikkdynamikkmønstre under sammenbrudd og gjenoppretelse av trafikkstrømmen. (Brilon et al. 2005)

Forventningsverdien $E(c)$, variansen $\sigma^2(c)$ og medianen $\mu(c)$ av Weibull-fordelingen er gitt ved:

$$E(c) = \beta \times \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad (2.9)$$

$$\sigma^2(c) = \beta^2 \times \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)\right]^2 \right\} \quad (2.10)$$

$$\sigma(c) = \alpha \times (\ln 2)^{\frac{1}{\beta}} \quad (2.11)$$

der $\Gamma(x)$ = Gammafunksjonen i punktet x .

Formparameteren α bestemmer hovedsakelig variansen til fordelingsfunksjonen. Variansen synker med en økende formparameter. Skalaparameteren β er proporsjonal med både middelveien og standardavviket til fordelingsfunksjonen. Skalaparameteren β representerer de systematiske faktorene som påvirker veiens kapasitet, som for eksempel antall kjørefelt, helning og egenskaper ved sjåførpopulasjonen.

2.2 Trafikkdynamikk

Til nå har kun den øvre delen av hastighet-volum diagrammet vært diskutert, dvs. tilstander med frittflytende trafikkforhold. Imidlertid må den nedre delen av diagrammet som representerer overbelastede forhold også vurderes. Trafikkdynamikken i den nedre delen av hastighet-volum diagram-

met var undersøkt, og er gjengitt i (Brilon et al. 2005). Basert på mer enn 120 sammenbrudd ved to tyske motorveier, er konklusjonen at det er tre ulike trafikktilstander som bør skilles:

- A Frittflytende trafikk ved høye hastigheter (f.eks $v > 70$ km/t) og lavt volum. I denne tilstanden kan trafikkvolumet variere 0 til det maksimale volumet. Dette er den stigende delen av volumtetthet-diagrammet.
- B En forbigående tilstand med gjennomsnittlig hastighet rundt 60 [km/t] ved relativt høye volum. Denne tilstanden blir i litteraturen kalt "synkronisert strøm". I denne trafikktilstanden er kjøretøyene tvunget til å kjøre med ganske like hastigheter i alle filer.
- C Overbelastet trafikk med lave hastigheter og lave volumer

I (Brilon et al. 2005) ble det konkludert med at et sammenbrudd fra frittflytende trafikk (A) ofte først er etterfulgt av trafikktilstanden "synkronisert strøm" (B). Derfra kan hastighet og trafikkvolum avta videre til en overbelastet trafikktilstand (C). Gjenopprettelsen tilbake til en frittflytende trafikktilstand (A) skjer ikke direkte fra (C), men går oftest innom trafikktilstanden (B). Overgangene mellom disse trafikktilstandene skjer vanligvis relativt plutselig, dvs. innen relativt korte tider og avstander.

Den samme empiriske studien av tyske motorveier viste at en gjenopprettet trafikktilstand etter et sammenbrudd har betydelig lavere trafikkgjennomstrømming sammenlignet med trafikktilstanden før sammenbruddet. Denne effekten kalles i litteraturen et "kapasitetsfall", selv om det i denne anledning kan skape noe forvirring. Begrepet "kapasitetsfall" beskriver her det midlertidige fallet i trafikkvolumet etter et sammenbrudd. Det er flere ulike hypoteser om grunnen til "kapasitetsfall"-fenomenet: (Brilon et al. 2005)

- A Det er en flaskehals nedstrøms for studieområdet: Trafikktilstanden til det studerte området vil forbli frittflytende inntil seksjonen mellom området og flaskehalsen fylles opp til en overbelastet tilstand. Etter dette vil maksimalt trafikkvolum være flaskehalsens kapasitet.
- B Ulik føreroppførsel: Førere i en frittflytende tilstand aksepterer kortere tidsluker, siden de forventer å kunne passere kjøretøy i front. Når de har gitt opp denne ideen, bytter de til en mer sikkerhetsbevisst kjørestil med lengre tidsluker.
- C Begrensede akselerasjonsmuligheter: Helt i fronten av det overbelastede området må sjåførene akselerere. Noen kjøretøy har imidlertid begrenset akselerasjonskraft, noe som åpner en større tidsluke foran dem.

Hvilken grunn som har størst effekt kan avhenge av karakteristikken av strekningen, men er uansett ikke enkelt å påvise empirisk. Ved å sammenligne fordelingsfunksjonen til kapasiteten før og etter et kapasitetssammenbrudd ble det funnet et gjennomsnittlig kapasitetsfall på 250 [kj/t] for en 3-felts tysk motorvei. (Brilon et al. 2005) Det bør imidlertid nevnes at resultatene for kapasitetsfallet varierte stort mellom de undersøkte strekningene, slik at det ble konkludert at kapasitetsfallfenomenet fremviser kaotiske egenskaper.

2.3 Trafikkpålitelighet

(Brilon et al. 2005) lanserer trafikkpålitelighet som et nytt ytelseskriterium for motorveier. I denne sammenheng refererer begrepet «pålitelighet» hovedsakelig til reisetidens variabilitet. Imidlertid brukes begrepet med ulik mening andre steder i litteraturen. Trafikkpåliteligheten vurderes ved å analysere sannsynligheten for at en lenke ikke er overbelastet, dvs. at reisetiden ikke overstiger et akseptabelt nivå. Et slikt ytelseskriterium har relevans i moderne nærings- og logistikk-kjeder, der ønsket om å operere «akkurat i tide» står sentralt.

Med den stokastiske metodologien er det mulig å vurdere denne typen pålitelighet for en motorveilenke bestående av flere seksjoner eller delstrekninger. Sannsynligheten for et sammenbrudd ved en enkel delstrekning representeres ved formel 2.2. Sannsynligheten for at lenken ikke opplever sammenbrudd representerer da den komplementære hendelsen:

$$P_{free}(q) = 1 - F_c(q)$$

For analysen av n etterfølgende delstrekninger, er sannsynligheten for at ingen av delstrekningene utløser et sammenbrudd produktet av sannsynlighetsfordelingen for hver delstrekning:

$$P_{free,1+2+\dots+n}(q_1, q_2, \dots, q_n) = \prod_{i=1}^n [1 - F_{c,i}(q_i)]$$

der q_i er trafikketterspørselen ved delstrekning i , og $F_{c,i}(q_i)$ er sannsynlighetsfordelingsfunksjonen for delstrekning i .

Ved å benytte Weibull-fordelingen for å estimere sannsynlighetsfordelingen ved hver delstrekning, kan dette skrives som:

$$P_{free,1+2+\dots+n}(q_1, q_2, \dots, q_n) = e^{-(\frac{q_1^\alpha}{\beta_1^\alpha} + \frac{q_2^\alpha}{\beta_2^\alpha} + \dots + \frac{q_n^\alpha}{\beta_n^\alpha})} = e^{-\sum_{i=1}^n (\frac{q_i^\alpha}{\beta_i^\alpha})}$$

Sannsynligheten for overbelastning for hele systemet, er igjen den komplementære hendelsen av ligning 2.3:

$$F_{c,1+2+\dots+n}(q_1, q_2, \dots, q_n) = 1 - e^{-\sum_{i=1}^n (\frac{q_i^\alpha}{\beta_i^\alpha})} \quad (2.12)$$

I det særegne tilfelle der trafikketterspørselen og formparameteren ($\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha_n$) settes til å være identisk ved alle delstrekninger ($q_1 = q_2 = \dots = q_n$), kan sannsynligheten for overbelastning i hele systemet representeres ved en Weibull-fordeling med skalaparameteren $\beta_{1+2+\dots+n}$:

$$\beta_{1+2+\dots+n} = (\frac{1}{\beta_1^\alpha} + \frac{1}{\beta_2^\alpha} + \dots + \frac{1}{\beta_n^\alpha})^{\frac{-1}{\alpha}} = \sum_{i=1}^n (\frac{1}{\beta_i^\alpha})^{\frac{-1}{\alpha}} \quad (2.13)$$

Ligning 2.3 til 2.13 baserer seg på antagelsen om at sammenbruddhendelser skyldes overbelastning ved den aktuelle delstrekningen, og at sannsynlighetsfordelingene dermed er statistisk uavhengige. Denne antagelsen synes å være rimelig hvis lengden av hver seksjon er tilstrekkelig stor, men ytterligere undersøkelser for å fastslå denne antagelsen er berettiget. I tilfelle av overbelastning i én seksjon, anses hele systemet som overbelastet i henhold til den anvendte definisjonen. Dermed kan en ignorere eventuelle effekter (som f.eks. kapasitetsfall) av overbelastningshendelser i foregående seksjoner, eller «spill-back» fra sammenbruddhendelser nedstrøms. (Brilon et al. 2005).

2.4 Sammenbruddsdeteksjon

2.4.1 Deteksjonsalgoritme

For å identifisere et sammenbrudd i kapasiteten på en vei basert på trafikkdata, må en konkret definisjon av et sammenbrudd defineres på grunnlag av de tilgjengelige kvantitative trafikkdataene. Et kapasitetssammenbrudd er generelt beskrevet som overgangen fra relativt frittflytende trafikk til overbelastning. Hvilket bruddkriterium som er best egnet vil selvfølgelig avhenge av hvilken type trafikkdata som er tilgjengelig i analysen. I litteraturen er det ingen felles enighet det mest egnede bruddkriteriet, isteden ser det ut til at det defineres et unikt kriterium fra prosjekt til prosjekt. Slike metodeavvik gjør det vanskelig å direkte sammenligne resultater fra ett prosjekt til et annet.

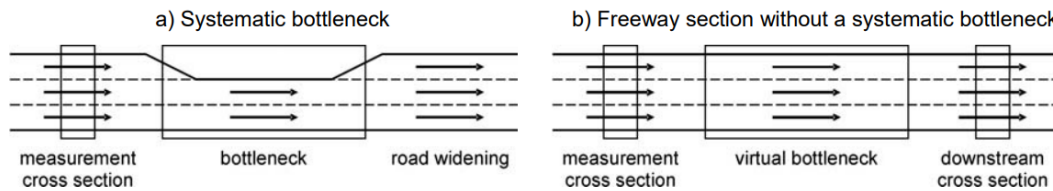
Historisk har det vært en overgang fra å bruke hastighetsdata fra enkeltkjøretøy til aggregerte hastighetsdata for alle kjøretøy over et visst tidsintervall. Selv om fallet i trafikkgjennomstrømmingen [kjt/t] er den negative konsekvensen vi ønsker å unngå, har hastighet hovedsakelig vært benyttet for å detektere sammenbrudd i trafikken. (Kondyli et al. 2013)

I (Elefteriadou et al. 1995) ble et kapasitetssammenbrudd derfinert som dersom minst ett kjøretøy er tvunget til å redusere sin hastighet med 16 [km/t] eller mer. I (Lorenz & Elefteriadou 2001) ble det definert som et hastighetsfall til under 88 [km/t] på samtlige filer i minst 5 minutter. I (Brilon et al. 2005) ble det definert som et hastighetsfall på minst 10 [km/t], og under en hastighetsterskel på 72 [km/t] i minst 5 minutter.

(Geistefeldt & Brilon 2009) vurderte de eksisterende bruddkriteriene som for ukritiske i sin utvalgelse, og utviklet et mer sofistikert sett med kriterier for å oppdage kapasitetssammenbrudd. For å unngå at korte hopp i hastigheten skal klassifiseres som sammenbrudd blir fire suksessive intervaller undersøkt, med krav om et hastighetsfall på 10 [km/t]. Den fullstendige algoritmen er presentert i kapittel 3.3. Da det i dette prosjektet er hensikten å teste metodikken med et bredt spekter av ulike tidsintervaller ble det funnet nødvendig å benytte kriteriene presentert av (Geistefeldt & Brilon 2009). Spesielt ved korte tidsintervaller var det for tidligere kriterier en særlig utfordring med mange falske positive utslag. Det valgte kriteriet er videre lett modifiserbart til strekningen, og etterspør trafikkdata som er tilgjengelig i prosjektet.

2.4.2 Lokalisering av observasjoner

For å estimere kapasitetsfordelingsfunksjoner basert på data målt ved et bestemt tverrsnitt, må det sikres at alle kapasitetssammenbrudd observert ved dette tverrsnittet ble forårsaket på veien under observasjon. Ved klart gjenkjennelige flaskehalsar som vist i Figur 5a) bør kapasitetssammenbrudd observert direkte oppstrøms av flaskehalsen kun oppstå ved kapasitetssammenbrudd i flaskehalsen selv, siden det alltid vil være høyere kapasitet nedstrøms for flaskehalsen. Ved veier uten klare flaskehalsar som vist i figur 5b), bør kapasitetssammenbrudd på grunn av "spill-back" utelukkes ved å analysere et andre tverrsnitt nedstrøms for strekningen som analyseres. Dersom hastighetsdataene i tverrsnittet nedstrøms for strekningen indikerer overbelastede trafikforhold ved tidspunktet et kapasitetssammenbruddet identifiseres i det analyserte tverrsnittet, vurderes ikke dette kapasitetssammenbruddet i analysen.



Figur 5: Strekning med og uten distinkt flaskehals (Brilon et al. 2005).

Innen et studieområde kan det potensielt være flere kritiske punkter der trengsel kan oppstå. Hver kritisk delstrekning har en viss sannsynlighet for å være den første som utløser et kapasitetssammenbrudd, som videre kan påvirke resten av korridoren. Selv om flere kritiske delstrekninger kan påvirke operasjonene og gjenopprettelsen til normal drift, fokuserer denne typen undersøkelser på utløserne av sammenbruddhendelsene og adresserer ikke strekningenes interaksjoner.

Når et kapasitetssammenbrudd initieres forplanter trafikktilstanden seg ofte både oppstrøms og nedstrøms for initieringslokasjonen. Ofte blir forplantningen av trafikktilstanden fra et tidligere sammenbrudd klassifisert som nye sammenbrudd ved hver detektor som passerer. Den kritiske delstrekningen der sammenbruddet ble initiert kan finnes ved å sammenligne tidspunktet kapasitetssammenbruddet oppstår ved de ulike tverrsnittene. Tverrsnittet der kapasitetssammenbruddet først oppdages vil være det kritiske tverrsnittet for analyseperioden. (Kondyli et al. 2013)

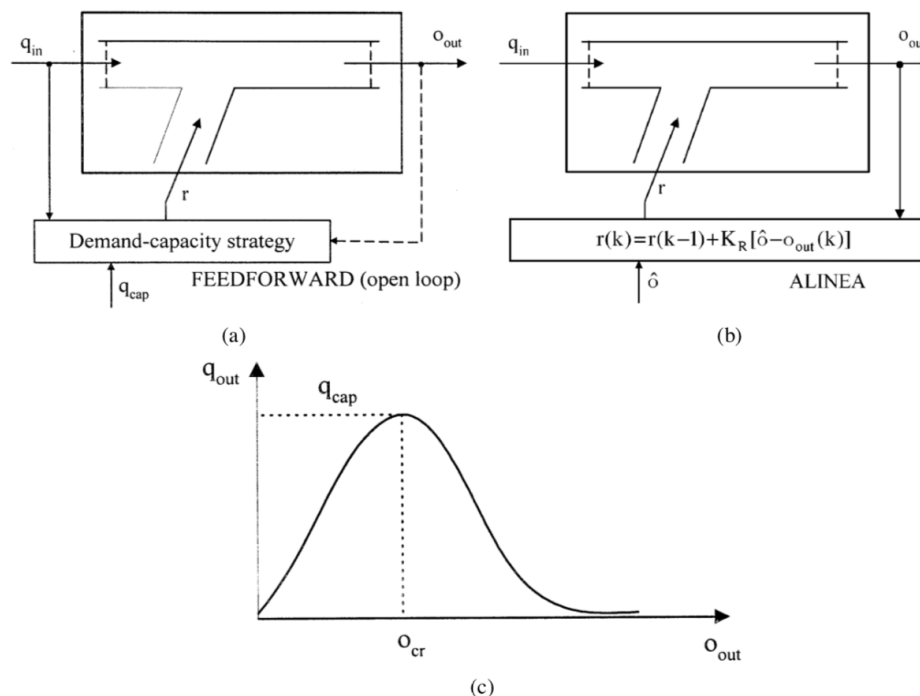
2.5 Tilfartskontroll

Motorveier er beryktet for å være steder med omfattende trafikale problemer, særlig i storbyområdene. Overbelastning av veiene reduserer kapasiteten ved den tilgjengelige infrastrukturen ved å redusere gjennomstrømningen på veiene. Dermed er, ironisk nok, infrastrukturen svakest utnyttet på tidene med det mest pressende behovet. Mange vil kanskje tenke på kø som en naturlov, men i

virkeligheten er det et problem det er mulig å løse eller forbedre med bedre organisering.

“Trafikksituasjonen på motorveier i dag ligner veldig mye på det urbane veinettet før innføringen av trafikklys: kaotiske interaksjoner, stadige sammenbrudd, redusert sikkerhet. Det virker som både myndigheter og brukerne fortsatt jager illusjonen om ubegrenset mobilitet som motorveier opprinnelig skulle gi.” (Papageorgiou & Kotsialos 2002)

En gjennomgang av eksisterende metoder for å beregne rampevolumer er hentet fra (Papageorgiou & Kotsialos 2002). En annen tilnærming til tilfartskontroll basert på fuzzylogikk har også vist potensiale. Fordelene ved fuzzylogikk er dens enkle oppsett. Parameterene justeres etter enkelte ytelseskriterier slik at det ikke er behov for en komplisert systemmodell. Tilnærmingen er også ikke like utsatt for problematiske oscilleringer i rampevolumer som ofte er en utfordring med andre metoder. Se f.eks. (Taylor & Meldrum 2000) for detaljer.



Figur 6: (a) Etterspørsel-kapasitetsstrategi. (b) ALINEA - Beleggsstrategi. (c) Sammenhengen mellom beleggsverdier og forventet trafikkgjennomstrømming. (Papageorgiou & Kotsialos 2002)

2.5.1 Tidsbestemte tilfartskontrollstrategier

Tidsbestemte rampestrategier er avledet fra historiske data, uten bruk av sanntidsmålinger av trafikken. Strategien ble utviklet på 60-tallet, og baserer seg på enkle statiske modeller. Metoden baserer

seg på å opprettholde den totale trafikkstrømmen på et nivå som er mindre enn eller lik kapasiteten på hver av motorveiens flaskehalser. Fra historiske data blir dette et optimaliseringsproblem som kan løses med linær programmering.

Ulempene ved tidsbestemte strategier er at de er basert på historiske data og ikke sanntidsdata. Dette er en grov og ofte feilaktig forenkling av virkeligheten på grunn av:

- Trafikketterspørsel er ikke konstant, selv ikke på samme tid ved ulike dager.
- Trafikketterspørsel påvirkes av ulike hendelser og eksterne forhold.
- Trafikketterspørsel forandres over tid, slik at modellene fort kan "eldes".
- Hendelser eller andre forstyrrelser påvirker trafikksituasjonen på uforutsette måter.

Tilfartskontroll kan være effektivt, men er også et følsomt kontrollmål. Dersom tilfartskontrollstrategien ikke er nøyaktig nok, kan strategien virke mot sin hensikt. Tidsbestemte tilfartskontrollstrategier er erfaringsmessig for upresise, og har ikke sett utstrakt bruk.

2.5.2 Lokale tilfartskontrollstrategier

Lokale tilfartskontrollstrategier benytter trafikkmålinger i nærheten av påkjøringsrampen for å beregne egnede påkjøringsvolumer. Felles for metodene er hensikten å stabilisere trafikkvolumet rundt en kjent egnet verdi, som kan estimeres ved hjelp av den stokastiske metodologien. Metodene benytter i hovedsak beleggstall som parametere. De kritiske verdiene kan estimeres med samme metodologi ved å bruke beleggstall istedenfor trafikkvolum i kalkulasjonene. Denne ekvivalensen er tydelig ved å f.eks. sammenligne figur 6(c) med resultatene i figur 15.

Tilfartskontrollstrategiene leverer en egnet rampesats, som deretter kan omregnes til en egnet grønt fase ved hjelp av følgende formel:

$$g = \left(\frac{r(k)}{r_{sat}} \right) \times c \quad (2.14)$$

Etterspørsel-kapasitetsstrategi

Strategien går ut på å tilføre kjøretøy til den målte trafikkstrømmen så mye at trafikkvolumet nedstrøms nærmer seg veiens kapasitet. Hvis imidlertid, belegget målt nedstrøms er over den kritiske verdien (dvs. at overbelastning fort kan oppstå) blir trafikkvolumet fra påkjøringsrampen redusert til et minimumsnivå, for forsøksvis unngå eller løse opp overbelastningen. Erfaringsmessig er strategier av denne typen kjent for å være sensitiv for ulike ikke-målbare forstyrrelser.

$$r(k) = \begin{cases} q_{cap} - q_{in}(k-1) & \text{hvis } o_{out} \leq o_{cr} \\ r_{min} & \text{ellers} \end{cases} \quad (2.15)$$

der q_{cap} = kapasiteten nedstrøms fra påkjøringsrampen, q_{in} = trafikkvolumet målt oppstrøms

fra påkjøringsrampen, o_{out} = beleggmåling nedstrøms fra påkjøringsrampen, o_{cr} = kritisk belegg (der trafikkvolumet maksimeres) og r_{min} = et minimum rampevolum, for å holde borgerne glade.

Beleggsstrategi

En mer robust metode for å opprettholde god trafikkflyt baserer seg på å benytte belegg som målverdi $\hat{o} = o_{cr}$, istedenfor å vurdere trafikkvolum direkte. «Feedback» kontrollstrukturen 2.16 ble gitt navnet "asservissement linéaire d'entrée autoroutière" (ALINEA). Mens etterspørsel-kapasitetsstrategien agerer på belegg målet først etter at grenseverdien er overskredet, og det på en ganske drastisk måte, vil ALINEA reagere på selv små forskjeller i $\hat{o} - o_{out}(k)$. På denne måten vil ALINEA unngå overbelastning ved å bedre stabilisere trafikkvolumet på veien.

For å kunne benytte belegg som målverdi, må en sammenheng mellom belegget nedstrøms av påkjøringsrampen og volumet sluppet gjennom ved rampen utledes. Med andre ord må en kontrollmekanisme som bestemmer $r(k) = R(\hat{o}, o_{out})$ utvikles, som vil ha som mål å holde o_{out} så nærme \hat{o} som mulig. For komplett utledning og utvidelser se (Papageorgiou et al. 1991).

$$r(k) = r(k-1) - K_R[\hat{o} - o_{out}(k)] \quad (2.16)$$

der $K_R > 0$ = reguleringsparameter og \hat{o} = ønsket beleggverdi (typisk, men ikke nødvendigvis $= o_{cr}$)

Forsøk i felt har vist at ALINEA er lite sensitiv for valg av K_R . (Papageorgiou et al. 1991) En verdi på $K_R = 70[kjt/t]$ ble funnet å gi gode resultater i virkelige eksperimenter. Verdien av \hat{o} kan endres om ønskelig, og på denne måten kan ALINEA bygges inn i et hierarkisk kontrollsystem, der beleggverdiene ved individuelle ramper kan styres fra et overordnet nivå.

Multivariate tilfartskontrollstrategier

Multivariate strategier for tilfartskontroll tilstreber det samme målet som lokale tilfartskontrollstrategier, nemlig å kontrollere trafikforholdene nær noen erfaringsmessige egnede verdier. Mens lokale tilfartskontrollstrategier er uavhengig utført for hver påkjøringsrampe basert på lokale målinger, benytter multivariate tilfartskontrollstrategier all tilgjengelig informasjon fra målinger gjort på hovedveien $o_i(k), i = 1, \dots, n$ til å samtidig beregne påkjøringsvolumer ved alle kontrollerte påkjøringsramper $r_i(k), i = 1, \dots, m$. Den multivariate reguleringsstrategien METALINE kan sees på som en generalisering og forlengelse av ALINEA, hvor påkjøringsvolumer er kalkulert fra: (Papageorgiou & Kotsialos 2002)

$$\mathbf{r}(k) = \mathbf{r}(k-1) - \mathbf{K}_1[\mathbf{o}(k) - \mathbf{o}(k-1)] + \mathbf{K}_2[\hat{\mathbf{O}} - \mathbf{O}(k)] \quad (2.17)$$

der $\mathbf{r} = [r_1 \dots r_m]^T$ er vektoren av m kontrollerbare rampevolumer, $\mathbf{o} = [o_1 \dots o_n]^T$ er vektoren av n målte beleggsverdier på strekningen, $\mathbf{O} = [O_1 \dots O_m]^T$ er en undergruppe av \mathbf{o} som inkluderer m valgte beleggslokasjoner som gis angitte målverdier $\hat{\mathbf{O}} = [\hat{O}_1 \dots \hat{O}_m]^T$. Typisk vil én mulig flaskehalslokasjon nedstrøms av hver kontrollerte påkjøringsrampe inkluderes i vektoren \mathbf{O} . Videre må reguleringsmatrisene \mathbf{K}_1 og \mathbf{K}_2 bestemmes, se f.eks (Diakaki et al. 1997) for detaljer.

Feltforsøk og simuleringsforsøk som sammenlignet effektiviteten til METALINE med ALINEA kom frem til følgende konklusjoner. (Papageorgiou et al. 1997)

- Mens ALINEA knapt krever noe design, krever METALINE relativt sofistikerte designprosedyrer som baserer seg på avanserte kontrollteoretiske metoder.
- For motorveier med høy tetthet av påkjøringsramper ble det funnet at METALINE ikke ga noen fordeler over ALINEA under normal overbelastning (ikke grunnet f.eks. ulykker)
- I tilfelle av overbelastning grunnet ekstraordinære hendelser, er METALINE funnet å være mer effektivt sammenlignet med ALINEA.

Håndtering av rampekøer

Tilfartskontroll av motorveier har iboende motstridene ytelseskriterier. Hovedformålet er å redusere eller unngå overbelastning på hovedveien gjennom en restriktiv rampesats. Samtidig ønsker en å redusere rampekøer eller unngå at rampekøen flyter over i det resterende veinettet gjennom en mer liberal rampesats. Vi vet at hovedmekanismen ved tilfartskontroll er å forhindre eller forsinke sammenbrudd på hovedveien. For vi vet at når det er brutt ut en kø-tilstand, er det svært vanskelig å returnere tilbake til normal tilstand. På samme måte er det viktig å forhindre store rampekøer, fordi det er vanskelig å løse opp store rampekøer uten å forårsake overbelastning på hovedveien. En kilde til oscillering er at algoritmene ofte baseres på terskelaktivering, som reagerer sterkt i den ene eller andre retningen.

En av hovedutfordringene med implementering av en effektiv tilfartskontrollstrategi er tilstrekkelig lagringskapasitet ved påkjøringsrampene til hovedveien. Ofte kan det være problematisk å utvide lagringskapasiteten ved en rampe grunnet fysiske, økonomiske eller sosiale begrensninger. Det kan dog være tilgjengelig lagringskapasitet ved andre påkjøringsramper oppstrøm fra den potensielle flaskehalsen som ikke er utnyttet til det fulle. HERO er en regelbasert koordinert tilfartskontrollstrategi som forsøker å utnytte lagringskapasiteten ved suksessive ramper, for å unngå overbelastning ved hovedveiens flaskehalser, og bedre rettferdigheten mellom rampene. (Papamichail & Papageorgiou 2008) Dersom kølengden ved en rampe overgår en predefinert terskelverdi, vil den tildeles rollen som «master», i mangel på et bedre norsk navn. Når terskelverdien er overgått vil rampen gradvis inkludere ramper oppstrøms for seg selv som sine «slaver». Strategien utnytter tilgjengelig lagringskapasitet ved ramper oppstrøms ved å sette en minimum kølengde ved hver av «slaverampene», som varer frem til kølengden ved «master»-rampen igjen blir mindre enn terskelverdien. Strategien kan supplere og koordineres med fuzzykontroll på noenlunde samme måte som koordinering med ALINEA, slik det er presentert i litteraturen.

De viktigste fordelene med heuristisk koordinering av rampekøer (HERO) som beskrevet av utviklerne er som følger: (Papamichail & Papageorgiou 2008)

- Forbedrer svakheten ved lokale rampestrategier ved å bedre utnytte tilgjengelig rampekapa-

sitet

- Ikke behov for avansert forstyrrelsesprediksjon
- Generisk oppsett som er anvendelig uten ytterligere kalibrering
- Bedrer rettferdigheten mellom påkjøringsramper, slik at enkelte ramper unngår å bli klare «tapere» i tilfartskontrollstrategien.
- Strategien er enkel og transparent. (Regelbasert)

2.6 Flaskehalslokalisering

2.6.1 Introduksjon

Enkelte motorveistrekninger opplever overbelastning rundt samme tid nesten hver dag. Disse er kalt gjentakende flaskehalser, og kan skyldes f.eks. fletting, filreduksjon, endring i gradient m.m. En transportingeniør som ønsker å finne flaskehalsene på en ukjent strekning kan kjøre langs strekningen i flere dager på forskjellige tidspunkt, og notere steder der trafikken oppstrøms går betydelig langsommere enn trafikken nedstrøms for den lokaliserte flaskehalsen. Ingeniøren kunne videre undersøke sin liste over flaskehalsplasseringer og deres aktiveringstider for å finne ut hvilke som er de mest alvorlige. Dette hadde vært en svært tidkrevende måte å identifisere og vurdere flaskehalser.

(Chen et al. 2004) presenterer en analytisk metode som etterligner vår imaginære transportingeniør. Metoden benytter trafikkdata (volumer og hastigheter) ved flere punkter langs en motorvei over flere dager. Metoden prosesserer dataen og lokaliserer flaskehalser fra hastighetsdifferensial, og bestemmer hvor hyppig den er aktivert og hvor stor forsinkelse den medfører. Hastighetsdataen er snittet over 5 minutter hentet fra stasjoner langs strekningen som analyseres. Algoritmen ser etter tilstedeværelsen av vedvarende hastighetsgradienter mellom par av oppstrøm- og nedstrøms-detektorer for å lokalisere flaskehalser. Metoden kan benyttes uten noe tidligere kjennskap med strekningen, men bidrar ikke til å diagnostisere årsaken til flaskehalsen.

2.6.2 Algoritme

Vi analyserer en strekning med n målestasjoner indeksert av $i = 1, \dots, n$, der hver stasjon leverer hastighet og volumdata snittet over 5-minuttsintervaller indeksert av $t = 1, 2, \dots$. Detektor i er lokalisert ved plassering x_i ; $v_i(x_i, t)$ er den målte hastigheten [km/t] og $q(x_i, t)$ er det målte volumet (kjt/t) ved intervall t . Med $x_i < x_j$ menes det at x_i ligger oppstrøm av x_j .

Algoritmen erklærer at det er en aktiv flaskehals mellom detektorene med plassering x_i, x_j med $x_i < x_j$ i løpet av perioden t hvis følgende fire ulikheter er oppfylt: (Chen et al. 2004)

$$x_j - x_i < 3,5km, \quad (2.18a)$$

$$(x_k, t) - v(x_l, t) > 0 \text{ hvis } x_i \leq x_k < x_l < x_j, \quad (2.18b)$$

$$v(x_i, t) - v(x_j, t) > 30km/t \quad (2.18c)$$

$$v(x_i, t) < 65km/t \quad (2.18d)$$

Tallene er avrundet etter konverteringen fra amerikanske enheter, og kan videre justeres og tilpasses strekningen som skal analyseres etter skjønn. x_i ligger oppstrøm fra x_j , mens det kan ligge flere detektorer ved x_k, x_l mellom disse. Begrensningen (2.18b), nemlig at hastigheten skal falle kontinuerlig er den distinkte karakteristikken av en aktiv flaskehals.

Beregning av forsinkelse

n detektorer deler motorveien inn i n segmenter. Vi sier at et segment er overbelastet ved tiden t hvis dens hastighet dukker under $65[km/t]$. Vi definerer det overbelastede området assosiert med en flaskehals som den kontinuerlige gruppen av overbelastede segmenter umiddelbart oppstrøm fra flaskehalsens plassering. For en aktiv flaskehals rett nedstrøms av segmentet j ved tiden t , er det overbelastede området settet med segmenter $B_j(t)$,

$$B_j(t) := \{i : v_k(t) < 65[km/t], \text{ for alle } i \leq k < j\}$$

Forsinkelsen $D_j(t)$ assosiert med flaskehalsen i løpet av denne perioden er summen av forsinkelsene i $B_j(t)$:

$$D_j(t) = \sum_{i \in B_j(t)} d_i(t)$$

Der $d_i(t)$ er forsinkelsen i segment i ved tiden t . Forsinkelsen til segmentet er definert som forskjellen mellom kjøretøytimer reist og det minimale antall kjøretøytimer nødvendig uten overbelastning. Dersom en antar $90[km/t]$ som hastighet under normale forhold uten overbelastning kan forsinkelse per segment beregnes av:

$$d_i(t) := l_i \times q_i(t) \times \left(\frac{1}{v_i(t)} - \frac{1}{v_{ref}} \right); v_{ref} = 90[km/t]$$

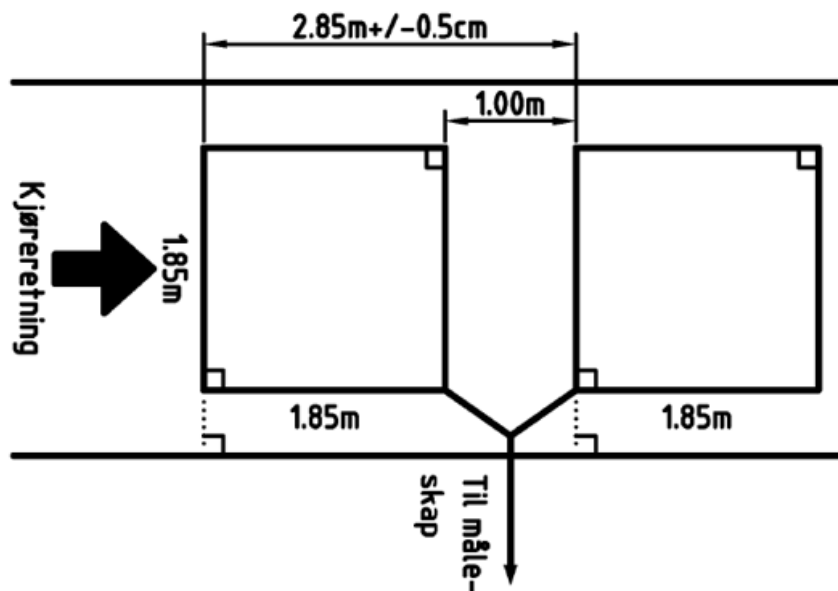
der $l_i, q_i(t)$ og $v_i(t)$ er henholdsvis segmentets lengde, volum og gjennomsnittlig hastighet ved tiden t . Referansehastigheten kan også tilpasses etter vurdering av trafikkdataene. Den totale forsinkelsen tilskrevet en flaskehals ved segmentet j som er aktiv mellom tidene t_1 og t_2 er:

$$D_j(t_1, t_2) = \sum_{t=t_1}^{t_2} D_j(t) \quad (2.19)$$

3 Metode

3.1 Datagrunnlag

Trafikkdataen i dette prosjektet er levert av Statens Vegvesen. Kjøretøyene på veien registreres ved hjelp av to induktive sløyfer som registrerer hastighet og lengde på kjøretøyet i det sløyfene passerer. Skjemtisk fremstilling av sløyfedektoren kan sees i figur 7. Dataen er ikke kvalitetssikret ved levering, så et forsøk på å ekskludere feilregistreringer ble gjennomført. Et punkt i datamaterialet kalles «speed quality», og angir ikke uventet kvaliteten på fartsmålingen. Et lavt tall indikerer god måling. Dersom det blir ulike utslag på sløyfene (f.eks. fra kjøretøy som passerer bare deler av sløyfa) vil dette også gi utslag på datapunktet «speed quality». Dersom farten har større usikkerhet enn 10 % blir både lengde og klassifisering så usikker at de kan forkastes. (Statens Vegvesen 2016) Registreringer med negative hastigheter og/eller med en «speed-quality» høyere enn 10 % ble slettet fra datasettet. I praksis gjaldt dette svært få datapunkter, slik at det er antatt at feilregistreringer ikke påvirker resultatene i nevneverdig grad.



Figur 7: Skjemtisk fremstilling av sløyfedektoren benyttet til innsamlingen av trafikkdata.

Dataen inkluderer videre et punkt ved navn kjøretøytype som klassifiserer kjøretøy i 4 kategorier (Motersykkel, personbil, lastebil/buss, personbil med henger) samt en kategori for uklassifiserte kjøretøy. At ulike typer kjøretøy har ulik påvirkning på trafikkstrømmen har lenge vært kjent. En metode for å beregne ekvivalensverdier for tyngre kjøretøy kan f.eks. finnes i ([Krammes & Crowley 1986](#)). I teorien kan hele metodologien gjennomføres med personbilekvivalenter istedenfor å telle alle kjøretøy likt. En slik analyse ville automatisk tatt hensyn til kjøretøyenes varierende påvirkning av trafikkstrømmen, og kunne mulig redusert variansen i resultatene. I litteraturen er det ikke funnet eksempler der disse to metodene er kombinert. Av hensyn til å gjøre resultatene i prosjektet sammenlignbart med resultater fra annen litteratur, er det valgt å heller ikke her differensiere mellom ulike kjøretøytyper i kapasitetsanalysen.

Aggregering av data

Trafikkdataen kommer i form av enkeltregistreringer av hvert passerte kjøretøy, i separate csv-filer for hver sløfyedetektor. Dataen ble videre aggregert ved hjelp av egenproduserte algoritmer, som sorterer registreringene etter fil, dato og tidspunktet kjøretøyet er registrert ved sløfyedetektoren. Rådataene ser ikke ut til å inneha noen bestemt lettfattelig struktur, slik at hele datasettet måtte kjøres igjennom ved hver aggregering. Aggregeringen av trafikkdataen var en relativt tidkrevende prosess, som til en viss grad hemmet mengden av trafikkdata som ble aggregert og analysert i prosjektet. Trolig kan denne prosessen effektiviseres betydelig ved bruk av et mer egnet program eller metode. Som tidligere beskrevet forutsetter metodologien relativt store datamengder for å produsere pålitelige resultater, slik at det hadde vært tidsbesparende om trafikkdataen kunne vært levert ferdig aggregert i fremtiden. Hvilket aggregeringsintervall som er best egnet for kapasitetsanalyser i Norge er et av forskningsspørsmålene som forsøksvis besvares i dette prosjektet.

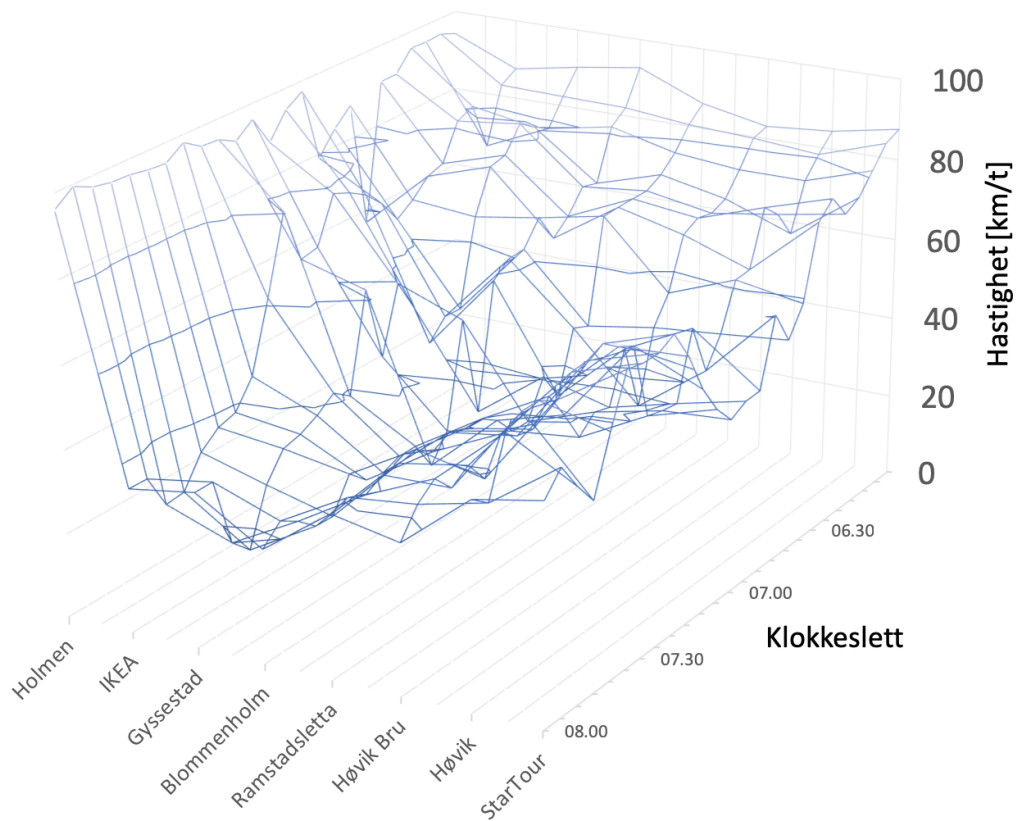
3.2 Lokalisering av kritiske delstrekninger

For direkte estimering av kapasitet bør et relativt høyt antall sammenbruddhendelser analyseres. I de fleste dager kan en observere bare én sammenbruddhendelse ved én enkelt delstrekning i én retning, tatt i betraktning at et enkelt sammenbrudd ofte kan føre til at hele systemet bryter sammen. Av denne grunn var det nødvendig å lokalisere kritiske delstrekninger, dvs. en strekning som ofte utløser sammenbrudd i trafikkstrømmen. To kritiske delstrekninger ble valgt, én i hver retning. I vestgående retning oppstår kapasitetsproblemene i ettermiddagsrushet, mens i østgående retning er det større utfordringer i forbindelse med morgenrushet.

For identifisering av flaskehalser ved E18 ble fremgangsmetoden fra ([Chen et al. 2004](#)) benyttet med enkelte mindre modifikasjoner. «Kravet» om avstand mellom registreringspunkter ble så vidt overgått i to tilfeller, men kravet virker litt vilkårlig satt i utgangspunktet, slik at analysen gjennomføres likevel. Spesielt er det lang avstand mellom registreringspunktene «Holmen» og «IKEA», slik at validiteten til beregninger gjort for delstrekningen Holmen-Gyssestad bør vurderes i etterkant. En kvalitativ analyse av hastighetsprofiler fra denne delstrekningen tilsier at dette ikke er en kritisk delstrekning på E18 i hverken retning med tanke på flaskehalser. Lengden på delstrek-

ningen Gyssestad-Ramstadsletta overgår «kravet» med så knapp margin at analysen gjennomføres uten ytterligere tilpasninger. Videre ble terskelverdien i den tredje ulikheten redusert fra $30[km/t]$ til $20[km/t]$. Med en terskelverdi på $30[km/t]$ syntest algoritmen å være for lite sensitiv i sitt søk, og registrerte kun en håndfull flaskehalser fra ukesvis med trafikkdata. Med en lavere terskelverdi ble det åpenbart oppdaget flere flaskehalser, men «alvorlighetsgraden» av de oppdagede flaskehalsene tas hensyn til i forsinkelsesberegningene som til slutt danner sammenligningsgrunnlaget mellom delstrekningene. Til slutt ble referansehastigheten som benyttes i forsinkelsesberegningene redusert med $5[km/t]$ til $85[km/t]$, som passet bedre med referansetrafikken på strekningen.

E18 Holmen-Høvik, østgående korridor, 06.Sep kl 06.00-08.00.



Figur 8: Hastighetsprofil, østgående korridor.

Fra hastighetsprofilen i figur 8 kan en se hvordan trafikksituasjonen går fra en frittflytende forhold rundt kl 06.00 til forhold med betydelig lavere hastigheter kort tid i etterkant. En aktiv flaskehals

kan skimtes ved å gjenkjenne at hastigheten faller inn mot flaskehalsen, og øker igjen etter den er passert. Hvor og når sammenbruddet oppstår er bortimot umulig å lese av for et menneske. Algoritmen derimot lar seg ikke vippe av pinnen av visuelle forstyrrelser, og finner både hvor flaskehalsen oppstår og beregner forsinkelsen relatert til flaskehalsen. Fremgangsmetoden har sitt hovedfokus på å lokalisere hvor flaskehalsene oppstår, og dernest en vurdering av konsekvensen av de oppdagede flaskehalsene. Forsinkelsesberegningene tar kun hensyn til flaskehalser som oppfyller kriteriene satt i algoritmen, og kun tapt tid frem til flaskehalsen er passert. Dette gir derfor ikke en fullstendig beregning av all forsinkelsen relatert til hver flaskehals, og i enda mindre grad beregning av all forsinkelse i systemet. Verdien for forsinkelsen relatert til flaskehalsene bør derfor i hovedsak benyttes til å sammenligne delstrekningene, eller uttrykkes ettertrykkelig med dette forbeholdet.

Resultatene fra analysen er fremstilt grafisk i (appendiks 4), der den beregnede forsinkelsen for hver delstrekning hver dag er inkludert. Delstrekningene slik det er oppdelt i analysen kan fremstå noe forvirrende. Det skyldes måten algoritmen ser etter tilstedeværelsen av vedvarende hastighetsgradienter mellom par av oppstrøm- og nedstrøms detektorer for å lokalisere flaskehalser. Dette betyr i praksis at algoritmen lokaliserer flaskehalser mellom tre etterfølgende detektorer og ikke to som står rett etter hverandre. Dette betyr at den første delstrekningen er definert som strekningen mellom sløyfedetektor 1 og 3, den andre delstrekningen mellom detektor 2 og 4 osv. F.eks. i vestgående retning skiller delstrekningen «Ramstadsletta-Gyssestad» seg ut som en strekning som ofte skaper problemer. Mellom sløyfedetektorene på Ramstad og Gyssestad ligger også sløyfedetektoren Blommenholm, som er funnet å ligge rett oppstrøm fra den kritiske flaskehalsen på delstrekningen. I vestgående retning skiller én delstrekning seg tydelig ut, mens i østgående retning er den beregnede forsinkelsen spredt jevnere over flere delstrekninger.

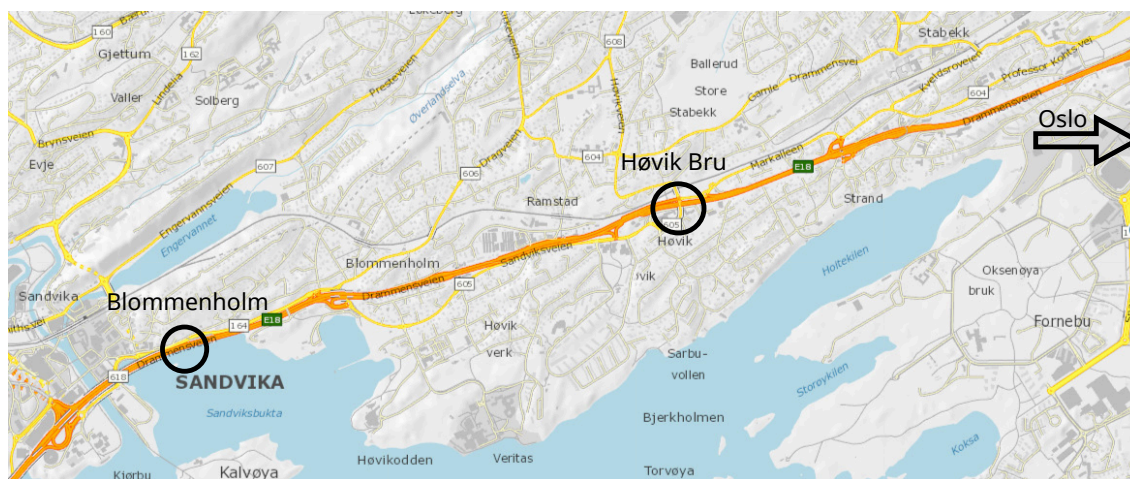
3.2.1 Kritiske delstrekninger

Blommenholm, vestgående

I vestgående retning skiller én delstrekning seg tydelig ut som en strekning som skaper problemer. Faktisk kan rundt 90% av forsinkelsen beregnet med metoden fra (Chen et al. 2004) tilskrives delstrekningen Ramstadsletta-Blommenholm-Gyssestad. På delstrekningen finnes en distinkt flaskehals i forbindelse med avkjøringen til E16 ved Sandvika. (se figur 5a) Her reduseres antall filer på hovedveien fra tre til to, noe som ser ut til å være en fremtredende kilde til sammenbrudd i trafikkstrømmen i denne retningen. Flaskehalsen ligger 4-500 meter nedstrøms fra sløyfedetektoren som ligger på- og er oppkalt etter Blommenholm. En vurdering av alle sammenbruddhendelsene viser at 19 av 25 (9 i januar og 10 i september) sammenbrudd i trafikkstrømmen kan tilskrives flaskehalsen nedstrøm av detektoren på Blommenholm.

Høvik Bru, østgående

I østgående retning, ble en kritisk delstrekning lokalisert øst for sløyfedetektoren som ligger ved og er oppkalt etter Høvik Bru. I motsetning til i vestgående retning har ikke denne delstrekningen en distinkt flaskehals. Data fra ytterligere sløyfedetektorer nedstrøms for Høvik Bru synes å vise



Figur 9: Kart over studieområde, med utvalgte sløfededetektorer.

at sammenbruddet oppstår ved ulike steder på strekningen. En nøye vurdering av hver sammenbruddhendelse avdekket at 13 av totalt 20 sammenbruddhendelser som ble detektert ved denne sløfededetektoren ble initiert ved delstrekningen som strekker seg 1,5 km nedstrøms for sløfededektoren ved Høvik Bru. (7 i januar og 6 i september)

Situasjonen ved de to kritiske delstrekningene skiller seg fra hverandre. I vestgående retning er det antatt at avstanden mellom sløfededetektor og sammenbruddhendelse er konstant og kjent, mens i østgående retning vet en bare at sammenbruddhendelsen skjer et sted 1,5 km oppstrøm av sløfededektoren ved Høvik Bru. Hvordan metodologien håndterer disse ulike situasjonene, og hvilket utfall det får på resultatet fra analysen vil forsøksvis besvares i prosjektet. For begge retninger ble det sørget for at kun sammenbrudd som ble initiert innenfor delstrekningen ble inkludert i analysen for den gitte delstrekning. Dette ble gjort ved å se på hastighetsdata fra ytterligere sløfededetektorer oppstrøms og nedstrøms, der en kan avgjøres hvor sammenbruddet først oppstår.

3.3 Sammenbruddsdeteksjon

Det ser ikke ut til å være en enighet i litteraturen om hvilket bruddkriterium som bør benyttes i kapasitetsanalyser. Unike kriterier eller sett med kriterier har blitt utviklet og brukt opp igjennom, ofte særskilt tilpasset strekningen eller analysen som gjennomføres. Da et av formålene med dette prosjektet er å undersøke spekteret av brukelige intervaller og variasjonen i resultatene de produserer, er det viktig velge en algoritme som er konsekvent i sin deteksjon.

I dette prosjektet ble det valgt å benytte en deteksjonsalgoritme presentert i ([Geistefeldt & Brilon 2009](#)). Algoritmen er den mest sofistikerte som er funnet i litteraturen, og er lett modifiserbar for strekningen som skal analyseres. Algoritmen kategoriserer om trafikkstrømmen er under flytende

eller overbelastede forhold, og skiller automatisk ut dataen som ikke inneholder noen informasjon om kapasiteten under normale forhold. I et forsøk på å unngå at naturlige svingninger i hastighetsnivået blir identifisert som sammenbrudd, vurderes fire påfølgende intervaller. Videre brukes en minimumshastighetsreduksjon på 10 [km / h] fra de to foregående til de to etterfølgende intervaller som et ekstra kriterium. Intervallet regnes kun som et oppdelingsintervall hvis alle fem kriterier er oppfylt.

$$\begin{aligned} \text{a } & v(i-1) > v_t \\ \text{b } & v(i) > v_t \\ \text{c } & v(i+1) \leq v_t \\ \text{d } & v(i+2) \leq v_t \\ \text{e } & 0.5 \times [v(i-1) + v(i)] - 0.5 \times [v(i+1) + v(i+2)] > 10 \text{ km/h} \end{aligned}$$

where $v(i)$ = average speed in interval i and v_t is the speed threshold.

For å unngå korte hopp i hastigheten blir identifisert som kapasitetsbrudd analyseres fire påfølgende intervaller. Videre brukes en minimum hastighetsreduksjon på 10 km/h for de to intervallene før og etter et kapasitetssammenbrudd som et tilleggskriterium. Intervallet regnes kun som et sammenbruddintervall dersom alle de fem kriteriene er møtt. Dersom isteden:

$$\begin{aligned} \text{f } & v(i) > v_t \\ \text{g } & v(i+1) > v_t \end{aligned}$$

er intervallet betraktet som et ikke-sammenbruddintervall og behandles som en sensurert verdi. Hvis et intervall hverken oppfyller kriteriene (a-e) eller (f-g) inkluderes det ikke i modellen. Dette er hovedsakelig de intervallene som representerer overbelastede forhold, som ikke inneholder informasjon om kapasiteten under normale forhold.

En hastighetsterskel på 60 [km/t] ble funnet å være hensiktsmessig for det analyserte anlegget. Dette er noe lavere sammenlignet med hastighetsterskelen som vanligvis har vært benyttet. En høyere verdi for hastighetsterskelen ble funnet å produsere for mange falske positive sammenbruddidentifiseringer, da naturlige hastighetsfluktuasjoner ble identifisert som sammenbrudd i trafikkstrømmen. Typisk faller hastigheten langt under 60 [km/t], slik at det kunne tenkes at en lavere terskel kan benyttes for å forsikre seg mot falske positive utslag. Ved bruk av en lavere hastighetsterskel reagerer imidlertid algoritmen «langsommere», og ble funnet å oftere katalogisere intervaller fra en allerede overbelastet tilstand. En hastighetsterskel på 60 [km/t] ble funnet egnet i å unngå begge disse fallgruvne. Fallet i den gjennomsnittlige hastigheten forbundet med et sammenbrudd i trafikkstrømmen ble funnet å være regulært og som regel lett identifiserbart, da den gjennomsnittlige hastigheten vanligvis kun falt under hastighetsterskelen når et sammenbrudd var initiert, og da vanligvis til en betydelig lavere verdi.

Spesielt i det lavere spekteret av intervaller er det en særskilt utfordring med å detektere de kor-

rette sammenbruddene. Det er to typer feil deteksjonsalgoritmen kan gjøre: Først, algoritmen kan feile i å oppdage faktiske sammenbrudd i trafikkstrømmen (Type-1 feil), eller den kan feilaktig klassifisere en naturlig hastighetsfluktuasjon som et sammenbrudd i trafikkstrømmen (Type-II feil). Det er ingen triviell løsning på denne utfordringen, tatt i betraktning at disse type feil er iboene motstridene. En kunne justert algoritmen for å konsekvent oppdage alle sammenbrudd (eliminerer Type-I feil), men det ville innebære å øke følsomheten så mye at Type-II feil ble mer utbredt, og omvendt.

3.4 Matematiske operasjoner

3.4.1 Tilpasning av sannsynlighetsfordeling

Parameterne til Weibull-fordelingsfunksjonen α og β , kan estimeres ved å benytte en sannsynlighetsmaksimeringsestimator. (Geistefeldt & Brilon 2009) Dette gjøres ved å maksimere rimelighetsfunksjonen 3.1 eller alternativt logaritmen av rimelighetsfunksjonen 3.2, siden logaritmen er strengt voksende. Dette grepet reduserer beregningstiden betraktelig, ved at en kan beregne summen fra hvert intervall istedenfor å måtte beregne produktet.

$$L = \prod_{i=1}^n f_c(q_i)^\delta \times [1 - F_c(q_i)]^{1-\delta} \quad (3.1)$$

$$L^* = \ln(L) = \sum_{i=1}^n \left[\delta_i \times \ln[f_c(q_i)] + (1 - \delta_i) \times \ln[1 - F_c(q_i)] \right] \quad (3.2)$$

der $f_c(q_i)$ er sannsynlighetstetthetsfunksjonen, $F_c(q_i)$ er sannsynlighetsfordelingsfunksjonen, n er antall intervaller, $\delta = 1$ dersom intervall i er et sammenbruddsintervall (klassifisering B) eller $\delta = 0$ dersom intervall i inneholder en sensurert verdi.

I praksis kan dette gjøres ved å skrive en egen kode, eller ved å benytte et program som kan utføre iterative beregninger som f.eks. Microsoft Excel. Microsoft Excel bruker en ikke ubetydelig tid på å sette opp problemet og estimere verdier for parameterne i fordelingsfunksjonen, spesielt ved store datasett. Tidsbruken kan kortes noe ned ved å starte beregningen med en plausible verdi for β . Trolig kan prosessen effektiviseres betydelig ved bruk av en mer egnet kode eller program.

3.4.2 Intervalltransformasjoner

Sannsynlighetsfordelingen 2.2 er definert som sannsynligheten for et sammenbrudd i trafikkstrømmen under et intervall av forhåndsdefinert varighet ved en trafikketterspørsel q . De estimerte sannsynlighetsfordelingen er dermed direkte avhengig av valgt intervallvarighet, og dermed er sannsynlighetsfordelinger laget med ulike varigheter ikke direkte sammenlignbare. En måte å gjøre sannsynlighetsfordelingene laget med ulike varigheter sammenlignbare er å transformere funksjonene til samme intervallvarighet.

En teoretisk tilnærming til transformasjonen av distribusjonsfunksjonen til forskjellige intervallvarigheter presenteres i (Wu & Geistefeldt 2014). Dersom en antar at sammenbrudd som oppstår i etterfølgende intervaller er uavhengige fra hverandre, kan sannsynligheten for flytende trafikk i f.eks. 30 minutter beregnet fra fem minutters intervaller beregnes slik:

$$P_{30}(c > q) = (P_5(c > q))^6 = (1 - F_{c,5}(q))^6$$

Ved å bruke Weibull-fordelingen 2.2, kan 3.4.2 skrives som:

$$P_{30}(c > q) = e^{-6 \times (\frac{q}{\beta_{c,5}})^\alpha}$$

$$F_{c,30}(q) = 1 - e^{-6 \times (\frac{q}{\beta_{c,5}})^\alpha}$$

Generelt, kan en benytte transformasjonsfunksjonen:

$$F_{c,T}(q) = 1 - e^{-\frac{T}{\Delta} \times (\frac{q}{\beta_{c,\Delta}})^\alpha} \quad (3.3)$$

til å transformere distribusjonsfunksjoner mellom ulike intervallvarigheter, hvor T er utgangsintervallet, Δ er inngangsintervallet og $\frac{T}{\Delta}$ er brøken av intervallvarighetene. For å gjøre resultatene for de ulike intervallvarighetene sammenlignbare, vil hver sannsynlighetsfordelingsfunksjon bli transformert til sin tilsvarende 30-minutter sannsynlighetsfordelingsfunksjon. Variabiliteten mellom resultatene fra de ulike intervallvarighetene kan så vurderes.

3.5 Forventet trafikkgjennomstrømmning

I (Brilon et al. 2005) er det foreslått å benytte parameteren:

$$E = q \times v \times T \quad (3.4)$$

der E er trafikkeffektiviteten $[\frac{kjt-km}{t}]$, q er trafikkvolumet $[kjt/t]$, v er den gjennomsnittlige hastigheten ved strekningen og T er analyseperioden, som et mål på å karakterisere effektiviteten av en trafikkstrøm. Ved å benytte konseptet om probabilistiske kapasiteter, der det etterspurte trafikkvolumet kombineres med dens tilhørende sannsynlighet for at trafikkvolumet leder til sammenbrudd, utledet (Brilon et al. 2005) et uttrykk for å beregne forventet effektivitet E_{exp} gitt en trafikketterspørsel q_e . Utrykket for E_{exp} er av betydelig størrelse, og skrevet med en notasjon som gjør det vanskelig å plote i et visualiseringsverktøy. Av denne grunn ble det besluttet å utlede et nytt uttrykk som baserer seg på det samme konseptet om å kombinere det etterspurte trafikkvolumet med dets tilhørende sannsynlighet for at trafikkvolumet leder til sammenbrudd. Det utledede uttrykket er noe forenklet da det i motsetning til parameteren 3.4 ikke inkluderer hastighet i effektivitetsparameteren. Til gjengjeld er uttrykket konsist og lettfattelig, og leverer verdier med samme enhet som inngangsdataen. Utrykket tar inn et etterspurt trafikkvolum, det gjennomsnittlige trafikkgjennomstrømmningen etter et kapasitetssammenbrudd, samt den typiske varigheten av sammenbruddet. Det

etterspurte trafikkvolumet kombineres med den estimerte sannsynligheten for at det gitte trafikkvolumet leder til sammenbrudd, og leverer en verdi for forventet trafikkgjennomstrømming over en lengre periode. En "muntlig"utledning følger i avsnittene som følger. Sammenhengen 3.6 er ikke triviell, og kan muligens virke tvilsom ved første øyekast. Det endelige uttrykket 3.7 er derfor også bekreftet med en annen tilnærming. (se Appendiks 5)

Utledning

Gitt at sannsynligheten for en endring fra frittflytende trafikk til en kø-situasjon som funksjon av etterspurt trafikkvolum innen et intervall, samt egenskapene til kø-situasjonen er kjent, kan forventet gjennomstrømning beregnes som en funksjon av etterspurt trafikkvolum. Varigheten av kø-situasjonen er definert som antall intervaller fra sammenbrudd fra frittflytende trafikk, til gjenopprettingen til frittflytende trafikk.

Hvis en definerer trafikken til enten å være i frittflytende tilstand (der det etterspurte trafikkvolumet håndteres uten fall i hastighet) eller i en køtilstand kan forventet trafikkgjennomstrømning beregnes etter følgende formel:

$$q_{exp} = P(e) \times q_e + P(k) \times q_k \quad (3.5)$$

der $q_{exp}[k,jt/t]$ er forventet trafikkgjennomstrømmning, $q_{e,k}$ er trafikkgjennomstrømmning i henholdsvis normalsituasjon og køsituasjon og $P(e, k)$ er forventet andel intervaller i henholdsvis normal- og køsituasjon ved etterspurt trafikkmengde q_e .

For å kunne benytte formel 3.5 må $P(e, k)$ beregnes på grunnlag av sannsynlighetsfordelingsfunksjonen $F_c(q)$ som er estimert fra trafikkdata. Med andre ord, vi kjenner sannsynligheten for et kapasitetssammenbrudd over et intervall gitt etterspurt trafikkmengde, men formelen etterspør forventet andel intervaller i hver situasjon gitt etterspurt trafikkmengde. Dette kan løses ved å bruke sammenhengen:

$$\begin{aligned} P(e) + P(k) &= 1 \\ P(k) &= F_c(q_e) \times V_k \times P(n) \end{aligned} \quad (3.6)$$

der $P(n, k)$ er forventet andel intervaller i henholdsvis normal- og køsituasjon ved etterspurt trafikkmengde, $F_c(q_e)$ er sannsynligheten for en endring fra normal- til en køsituasjon ved etterspurt trafikkvolum q_e og V_k er gjennomsnittlig varighet av køsituasjonen i antall intervaller.

Av ligningene 3.5 og 3.6 kan andelen intervaller med køsituasjon utledes basert på tidligere beregnede verdier for $F_c(q_e)$ og V_k .

$$\begin{aligned} P(k) &= F_c(q_e) \times V_k \times (1 - P(k)) \\ P(k) &= \frac{F_c(q_e) \times V_k}{1 + F_c(q_e) \times V_k} \end{aligned}$$

Den nye funksjonen for $P(k)$ kan så settes inn i 3.5 slik at vi får en sammenheng mellom forventet gjennomstrømmning og det etterspurte trafikkvolumet q_e :

$$q_{exp} = q_e \times \left(1 - \frac{F_c(q_e) \times V_k}{1 + F_c(q_e) \times V_k}\right) + q_k \times \frac{F_c(q_e) \times V_k}{1 + F_c(q_e) \times V_k} \quad (3.7)$$

Sagt med ord kan formel 3.7 forstås som at forventet trafikkgjennomstrømmning er etterspurt trafikkmengde ganget med sannsynligheten for at den etterspurte trafikkmengden ikke leder til kapasitetssammenbrudd, pluss trafikkgjennomstrømmning under køsituasjon ganget med sannsynligheten for at det etterspurte trafikkvolumet leder til kapasitetssammenbrudd.

3.6 Hypotesetesting

For analyser som forsøker å estimere kapasitetseffekten av en bestemt faktor (f.eks. regn, mørke, fartsgrenser eller lignende), er det relevant å undersøke om resultatene fra undersøkelsen kan sies å være statistisk signifikante. For å avdekke om resultatene er signifikante kan en benytte en hypotesetest. For kapasitetsanalyser av denne typen er det ønskelig å undersøke om de estimerte sannsynlighetsfordelingene kan sies å være signifikant ulike, ved f.eks. å undersøke om snittet av fordelingene er ulike, om to uavhengig sett med data er valgt fra populasjoner med ulik fordeling eller tilsvarende formuleringer. For å teste formuleringer av denne typen går kanskje tankene fort til å benytte en uavhengig t-test. Testen er dog ikke egnet, da fordelingene som skal testes bryter med en av de fundamentale antagelsene for t-testen, nemlig at de underliggende fordelingene skal være normal-fordelt. Tatt i betraktning at fordelingene er antatt å være Weibull-fordelt, trengs en ikke-parametrisk test (som ikke antar normalitet). En egnet hypotesetest heter Mann-Whitney U test (går også under flere andre navn), og er en ikke-parametrisk hypotesetest som undersøker om det er like sannsynlig at en tilfeldig valgt verdi fra en fordeling vil være mindre eller større enn en tilfeldig valgt verdi fra den andre fordelingen. Formelt kan formuleringen skrives:

H 0: Fordelingene av begge populasjoner er like.

H 1: Fordelingene av populasjonene er ulike.

Mann-Whitney U test

Testen innebærer å beregne en verdi, vanligvis betegnet U, hvis fordeling under nullhypotesen er kjent. Metodens gang er som følger:

1. Sorter begge gruppene i ett sett, og tilordne numeriske rangeringer til alle observasjonene, start med 1 for den minste verdien.
2. Legg sammen de numeriske rangeringene for hver gruppe separat, betegnes R_1 og R_2 .
3. U_1 er så gitt ved:

$$U_1 = R_1 - \frac{n_1(n_1 + 1)}{2} \quad (3.8)$$

Det spiller ingen rolle hvilken gruppe som betegnes som 1 og 2, fordi U_2 beregnes etter tilsvarende

formel som 3.8. Den minste U-verdien benyttes til å slå opp i tabellen. Hvis $U \leq U_{tabell}$ avvises H_0 . For mindre prøver er fordelingen for U tabulert, men for prøvestørrelser over ~ 20 (som er tilfelle i dette prosjektet) kan ikke fordelinger for U slås opp i tabell. Ved tester med store prøvestørrelser kan en utnytte at den beregnede U-verdien selv er omtrentlig normalfordelt. Dette kommer av sentralgrenseteoremet, som sier at en sum av uavhengige og identisk fordelte tilfeldige variabler går mot en normalfordeling når antallet går mot uendelig. En z-verdi som kan slås opp under antagelsen om normalfordeling kan beregnes på bakgrunn av den oppnådde U-verdien. (Hole 2015).

$$z_u = \frac{U_{obt} - \frac{n_1 \times n_2}{2}}{\sqrt{\frac{n_1 \times n_2 (n_1 + n_2 + 1)}{12}}} \quad (3.9)$$

Tatt i betraktning at sannsynlighetsfordelingene for kapasitetssammenbrudd er estimert ikke bare på bakgrunn av de intervallene som ledet til sammenbrudd, men også alle de sensurerte intervallene (som ikke ledet til sammenbrudd), vil en hypotesetest som kun vurderer trafikkvolumet i sammenbruddsintervallene, ikke være fullstendig tilfredstillende. Kanskje finnes det en mer egnet hypotesetest for fordelinger estimert med sensurerte verdier, men dette er isåfall ikke kjent for undertegnede. Den presenterte hypotesetesten er likevel vurdert som god nok i dette prosjektet, og vil benyttes til å vurdere om resultatene fra kapasitetsanalysen i kapittel 4.4 er statistisk signifikante.

4 Resultater og diskusjon

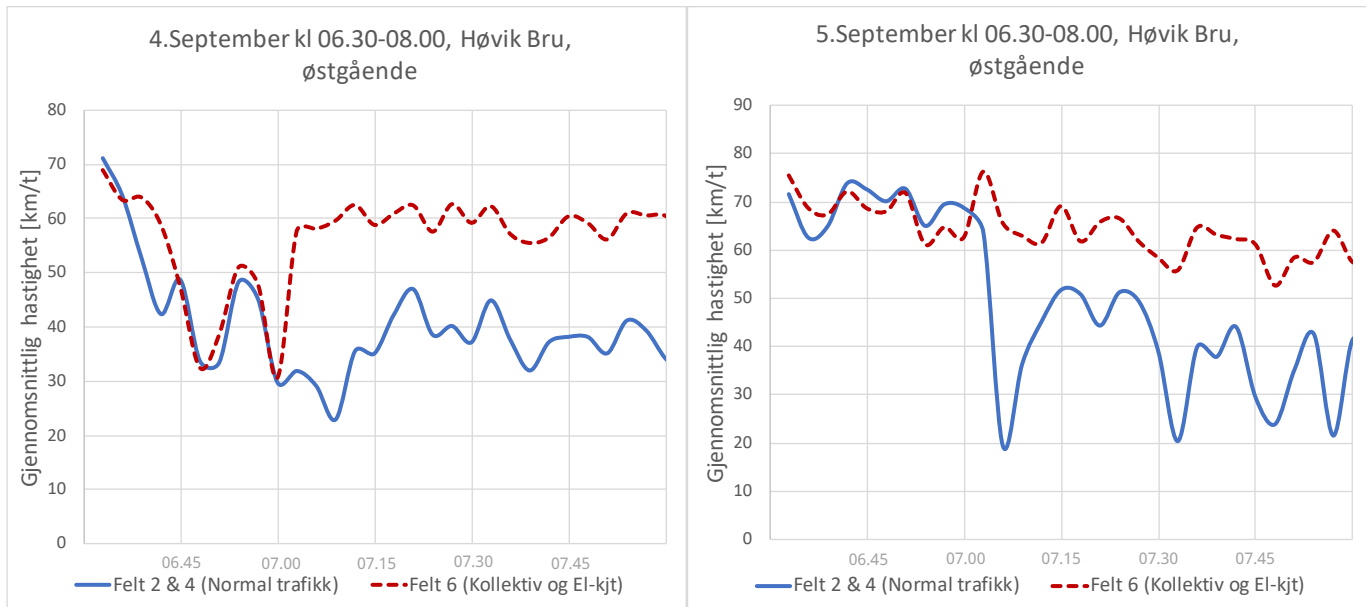
4.1 Trafikkdynamikken på strekningen

Under gjennomføringen av analysen ble det gjort en rekke kvalitative observasjoner angående trafikkdynamikken på strekningen, som direkte påvirker gjennomføringen av metoden. Da metodologien og beskrivelsene av trafikkdynamikken i litteraturen er basert på tyske motorveier, ble det funnet nødvendig å ettergå antagelsene og konklusjonene for å se om de også er gyldige for norske motorveier. Videre ble det forsøksvis undersøkt om avvikene skyldes generelle eller streknings-spesifikke forskjeller.

Den første, kanskje mest åpenbare skilnaden mellom norske og tyske motorveier, er det generelle hastighetsnivået. Det øvre spekteret av hastighets-volum diagrammet er langt flatere for den analyserte strekningen (se figur 2) sammenlignet med diagrammer fra tyske motorveier. Dette faktum gjør metodologien noe mer sårbar for å plukke opp feilaktige sammenbrudd, da den gjennomsnittlige hastigheten «oppholder» seg i lengre tid nær hastighetsterskelen. Problemet ser imidlertid ut til å opptre sjeldent ved bruk av det anbefalte aggregeringsintervallet.

I [Brilon et al. \(2005\)](#) ble det konkludert med at det er tre ulike trafikktilstander som bør skilles. En tilstand med frittflytende trafikk (høye hastigheter, lave volum), en forbigående tilstand som ble kalt «synkronisert strøm» (høye volum, hastigheter rundt 60 $[km/t]$) og til slutt en overbelastet tilstand (lave hastigheter, lave volum). Denne tredelingen av trafikktilstander er ikke tydelig i dataen for dette prosjektet. Et typisk sammenbrudd på strekningen karakteriseres ved et hastighetsfall fra rundt 60-70 $[km/t]$ til et sted mellom 20-50 $[km/t]$, vanligvis i løpet av bare noen få minutter. Før sammenbruddet har hastigheten vanligvis driftet rundt 60-80 $[km/t]$ i lengre perioder. For de analyserte sammenbruddene i dette prosjektet ser det ut til at trafikken går direkte fra en frittflytende tilstand til en overbelastet tilstand, uten å gå igjennom tilstanden «synkronisert strøm». Dersom tilstanden «synkronisert strøm» likevel er tilstede, foregår den ved en lavere hastighet og volum, som gjør det vanskelig å «skille» tilstanden fra overbelastede forhold. Av denne grunn ble det besluttet å definere kun to trafikktilstander i dette prosjektet. En nøyere vurdering av trafikkdynamikken på strekningen og gyldigheten til denne antagelsen synes å være berettiget, men vil ikke undersøkes nærmere i dette prosjektet.

Et annet fenomen beskrevet i litteraturen er det såkalte «kapasitetsfallet», som betegner den reduserte trafikkgjennomstrømmingen etter gjenoppbyggelsen av et kapasitetssammenbrudd. Fenomenet ser ut til også å være synlig i dataen i dette prosjektet, men tatt i betraktning at også trafikketterspørselen som regel er ulik senere på ettermiddagen, er det utfordrende å kvantifisere varigheten og



Figur 10: (a) Sammenbruddhendelse før regelendring. (b) Sammenbruddhendelse etter (eller på grunn av?) regelendring.

effekten av fenomenet. I dette prosjektet er trafikktilstanden definert til å være gjenopprettet når den gjennomsnittlige hastigheten igjen går over 60 [km/t], og dermed er effekten av fenomenet utelatt i f.eks. beregningene for forventet trafikkgjennomstrømming. En nøyere vurdering av dette fenomenet vil trolig være mer egnet på en strekning med færre forstyrrelser enn strekningen i dette prosjektet. En siste generell observasjon for strekningen omhandler sammenbruddets typiske varighet. For begge retninger ser det ut til at trafikktilstanden gjenopprettes til en frittflytende tilstand omtrentlig på samme tid hver hverdag. Det ser ikke ut som det er noen klar sammenheng mellom starttidspunktet av sammenbruddet og varigheten til den overbelastede tilstanden. Trolig kan normaliseringen av trafikktilstanden tilskrives den reduserte etterspørselen på veien, og kan dermed antas å være uavhengig av sammenbruddhendelsen. Dette leder til konklusjonen om at ikke bare en unngåelse, men også enhver utsettelse av sammenbruddhendelsen vil være positivt for systemet.

I vestgående retning analyseres flaskehalsen nedstrøms for detektoren på Blommenholm. I forbindelse med avkjøringen fra E18 til E16 ved Sandvika reduseres antall filer på hovedveien fra tre til to felt i noen hundre meter før veien igjen utvides til tre felt. Avviklingen relatert til denne avkjøringen ser ut til å være en utbredt kilde til sammenbrudd i denne retningen. For de analyserte sammenbruddene er det en ukjent og trolig ulik andel av trafikken som kjører av fra hovedveien, som vil påvirke den momentane kapasiteten. Det er flere andre faktorer som potensielt kan påvirke den momentane kapasiteten i den ene eller andre retningen, men da avviklingskapasiteten beskrives

probabilistisk, vil slike avvik på et vis «bakes inn» i den endelige estimeringen. Effekten av to slike faktorer (sesong og nedbør) er forsøksvis avdekket i delkapittel 6.4 for denne delstrekningen.

I østgående retning, ved Høvik Bru, er det en betraktelig annerledes situasjon sammenlignet med situasjonen i vestgående retning. I østgående retning vurderes ikke én enkelt flaskehals, men heller en strekning på 1,5 km nedstrøms fra sløyfedektoren ved Høvik Bru. Strekningen har ytterligere sløyfedektorer nedstrøms fra Høvik Bru som ser ut til å vise at sammenbruddet initieres på ulike steder ved strekningen gang til gang. Strekningen er relativt uforstyrret, da den inkluderer én vanlig av- og påkjøring og én av- og påkjøring til en bensinstasjon. Likevel utpeker strekningen seg ut som en som ofte forårsaker sammenbrudd i denne retningen.

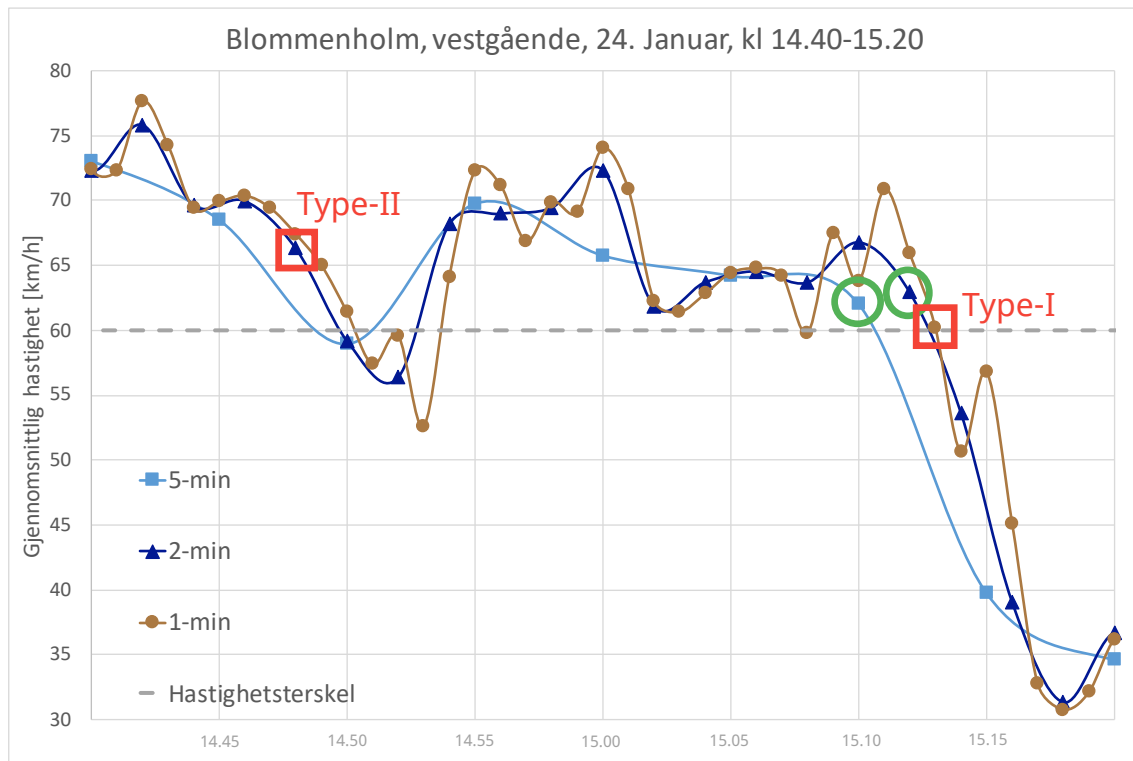
Etter en grundig gjennomgang av flere sammenbruddhendelser ble det avdekket flere faktorer ved strekningen som kompliserer estimeringen av kapasiteten. Først, det er tre felt i østgående retning, der to av feltene er åpent for vanlig trafikk, mens det tredje feltet er forbeholdt offentlig transport og elektriske kjøretøy. Denne tillatelsen innskrenkes dog noe i tidsrommet 07-09, da kun elektriske kjøretøy med minst én passasjer tillates i det tredje feltet. Denne regelendringen trer i kraft i tidsrommet de fleste sammenbruddene initieres, med omtrent 2/3 av sammenbruddene initiert før klokken syv og 1/3 etter. Videre faller som regel hastigheten i alle tre felt når sammenbruddet er initiert før klokken syv, men her var det unntak. Etter regelendringen trer i kraft returnerer hastigheten i det tredje feltet som regel tilbake til et akseptabelt nivå, og ser dermed ut til å ha den tiltenkte effekten. De dagene sammenbruddet initieres etter klokken 07 faller som regel hastigheten i kun to av feltene, men også her med unntak. Et uforholdsmessig stort antall sammenbrudd ser ut til å bli initiert rundt tiden regelendringen på strekningen trer i kraft (som f.eks. figur 10b), slik at det kan mistenkes at «forstyrrelsen» tilknyttet denne regelendringen selv kan initiere et sammenbrudd i trafikkstrømmen, noe som trolig ikke er en tiltenkt effekt.

Da brorparten av sammenbruddene ble initiert før regelendringen, ble det bestemt å inkludere trafikkvolumet fra alle filene i kapasitetsberegningen. For å gjøre det mulig å detektere sammenbruddene også etter klokken syv, ble det bestemt å kun benytte hastighetsdata fra de to filene åpne for vanlig trafikk. Tatt i betraktning at systemet som analyseres ikke er konstant, kan en stille spørsmålsteget ved hvor egnet strekningen er for stokastisk kapasitetsanalyse. Hvor godt metodologien håndterer disse avvikene, og hvilken påvirkning det har på resultatene er diskutert i de neste delkapitlene.

4.2 Ulike aggregeringsintervall

4.2.1 Sammenbruddsdeteksjon

En forutsetning for stokastisk estimering av kapasiteten til en strekning er en korrekt deteksjon av sammenbrudd i trafikkstrømmen. Utfordringen til deteksjonsalgoritmen er at den bør være følsom nok til å oppdage fallet i hastigheten assosiert med et sammenbrudd i trafikkstrømmen, samtidig



Figur 11: Gjennomsnittlig hastighet under en sammenbruddhendelse aggregert med tre ulike intervallvarigheter. Korrekte detekterte sammenbrudd er markert med sirkel, mens feil er markert med firkant.

som den unngår å klassifisere naturlige fluktueringer i hastigheten som sammenbrudd. Figur 12 viser den gjennomsnittlige hastigheten aggregert med en intervallvarighet på ett, to og fem minutter under samme sammenbrudd i trafikkstrømmen ved Blommenholm i januar. Sammenbruddet initieres i tidsrommet 15.10-15.15 og oppdages korrekt av deteksjonsalgoritmen for intervallene to og fem minutter. For ett-minutts intervallet klarer ikke algoritmen å oppdage sammenbruddet (type-I-feil), da kriteriet ϵ ikke er oppfylt. Mens for to-minutters intervallet er en svingning i hastigheten feilaktig identifisert som et sammenbrudd (type-II-feil), ettersom alle kriteriene i algoritmen er oppfylt. Eksempelen demonstrerer utfordringen med justering av algoritmen, da unngåelsen av én type feil går på bekostning av den andre.

En deteksjonsalgoritme som gjør flere type-I-feil vil tendere til å overestimere kapasiteten på veien, mens en som gjør flere type-II-feil vil tendere til å underestimere kapasiteten. Som vist i tabell 2 synes algoritmen å gjøre omtrent like mange feil av hver type. Dette indikerer at algoritmen til tider kan både være for følsom og for ufølsom, og det er ingen åpenbar måte å forbedre den på. Ved bruk

av intervallvarigheter på 15 minutter eller mer gjør algoritmen ingen feil. Denne observasjonen kan tale til fordel for å benytte en lengre intervallvarighet. Lengre intervaller vil dog inkludere mer irrelevant data om kjøretøy som ikke var med på å utløse sammenbruddet i trafikkstrømmen, og vil på denne måten «vanne ut» årsaksforholdet som analyseres. En tilsvarende utfordring finnes i andre enden av spekteret: dersom det benyttes en veldig kort intervallvarighet er det en utfordring å knytte sammenbruddet med trafikken som forårsaket det, slik at resultatet i stor grad avhenger av tilfeldigheter. Figur 12 demonstrerer denne utfordringen, der en kan se at selv om både to- og fem-minutters intervallet korrekt oppdager sammenbruddet, vurderer de et helt separate sett med kjøretøy til å være årsaken. Denne uoverensstemmelsen demonstrerer aktsomheten som bør utvises når en bestemmer en passende intervallvarighet.

For å vurdere hvor godt deteksjonsalgoritmen håndterer de ulike intervallvarighetene ble alle 32 identifiserte sammenbruddhendelser analysert i detalj. Et faktisk sammenbrudd ble definert som en tilstand med en gjennomsnittlig hastighet under 50 $[km/t]$ og redusert gjennomstrømning til under 3200 $[kjt/h]$ i minst 20 minutter. De faktiske sammenbruddene var tydelig markerte og lett skillbare, noe som synes å være i samsvar med tidligere funn f.eks. i (Lorenz & Elefteriadou 2001): Som oftest er hastighetsfallet i trafikken observert til å vare i enten svært kort tid (mindre enn 1 eller 2 minutter uten gjenværende effekter) eller i svært lang tid (fullstendig sammenbrudd i trafikkstrømmen).

Intervallvarighet	Blommenholm vestgående		Høvik Bru østgående		Feil totalt
	Type I-feil	Type II-feil	Type I-feil	Type II-feil	
30-min	0	0	0	0	0
20-min	0	0	0	0	0
15-min	0	0	0	0	0
10-min	1	1	0	1	3
5-min	1	1	2	1	4
3-min	2	2	1	3	8
2-min	3	4	3	5	15
1-min	4	4	4	7	19
30-sek	8	6	12	11	37

Tabell 2: Feil i sammenbruddsdeteksjon sortert etter type.

Konsekvensen av feil i deteksjonsprosessen må veies opp mot den «fortynnede» årsakssammenhengen ved bruk av et lengre aggregeringsintervall. Som tydelig fra tabellen er det ikke et klart skille der algoritmen gjør for mange feil, og hva som vurderes som en akseptabel mengde er i stor grad situasjonsbestemt. En observasjon er at det gjøres flere feil i østgående retning, ved Høvik Bru, sammenlignet med i vestgående retning, ved Blommenholm, særlig når en også husker at flere sammenbrudd ble analysert i vestgående retning. Ved samtlige sammenbruddhendelser i vestgående retning, ved Blommenholm, var fallet i hastigheten svært plutselig (20-40 $[km/t]$) på 1-2

minutter). I østgående retning, ved Høvik Bru, var det noen sammenbruddhendelser der hastigheten falt mer gradvis over en tidsperiode på 10-15 minutter. Grunnen til denne forskjellen ble ikke avdekket.

Når et sammenbrudd initieres på strekningen, går trafikkstrømmen fra en relativt frittflytende tilstand til en overbelastet tilstand kjennetegnet ved en lavere hastighet og lavere trafikkgjennomstrømming. Denne endringen av trafikktilstanden propagerer utover som sjokkbølger i trafikken, og det er denne sjokkbølgen fra sammenbruddhendelsen som detekteres ved sløfydedektoren. For at sammenbruddhendelsen skal kunne knyttes med trafikkvolumet som forårsaket hendelsen, må det gis tilstrekkelig tid til at sammenbruddhendelsen initieres og til at sjokkbølgen kan observeres ved sløfydedektoren.

For å bestemme hva som er tilstrekkelig tid, ble de typiske karakteristikkene ved sjokkbølgene forsøksvis kartlagt. Først ble det forsøkt med en teoretisk tilnærming, med innsetting av observerte hastighet- og tetthetsverdier i formelen for sjokkbølgehastighet.¹ Den teoretiske tilnærmingen er følsom for små forskjeller i inngangsdataen, og videre ble det funnet at de estimerte verdiene for hastigheten fra den teoretiske tilnærmingen avvek betydelig fra sjokkbølgehastigheten som kunne observeres direkte fra trafikkdataen. Av denne grunn ble det besluttet å benytte en mer pragmatisk tilnærming for bestemmelsen av sjokkbølgehastigheten. Sjokkbølgen fra sammenbruddhendelsen detekteres som et sammenbrudd i det den passerer hver ny sløfydedetektor. Da avstanden mellom sløfydedektorene er kjent, kan hastigheten til sjokkbølgen i det den beveger seg oppstrøms enkelt bestemmes.

Tid	Sammenbrudd	Sensurert	Overbelastet	HøvikBru_hast	Sammenbrudd	Sensurert	Overbelastet	Ramstadsletta	Sammenbrudd	Sensurert	Overbelastet	Blommenholm
1440		3804		78,6		3732		79,8		4128		75,1
1445		3408		78,2		3504		80,3		4104		68,5
1450		3396		73,8		3936		77,8		4080		74,3
1455		4248		69,2		4788		73,2		4104		68,6
1500		3612		72,6		4488		77,1	4284			63,3
1505		3864		73,4		4512		78,9			3672	42,6
1510		4020		68,2		4248		72,2			3708	38,8
1515		3828		70,9	4452			71,7			3564	37,1
1520		3576		59,8			4248	48,3			3240	34,2
1525		3720		64,2			4536	46,7			3156	33,9
1530	3348			60,1			3072	22,4			3252	31,7
1535			3120	46,2			3900	32			3228	34,5
1540			3660	48,3			3348	29,3			3324	36

Figur 12: Utklipp fra deteksjonsalgoritmen i vestgående retning. Venstre kolonne representerer sammenbruddintervaller, midterste kolonnen representerer sensurerte intervaller, og den høyre kolonnen representerer overbelastede intervaller. Her kan en se hvordan sjokkbølgen detekteres ved Blommenholm kl 15.00, deretter Ramstadsletta kl 15.15 og ved Høvik Bru kl 15.30.

¹ $W_{ab} = \frac{q_a - q_b}{k_a - k_b}$, der q_i er trafikkvolumet [kjt/t] og k_i er trafikk tettheten [kjt/km].

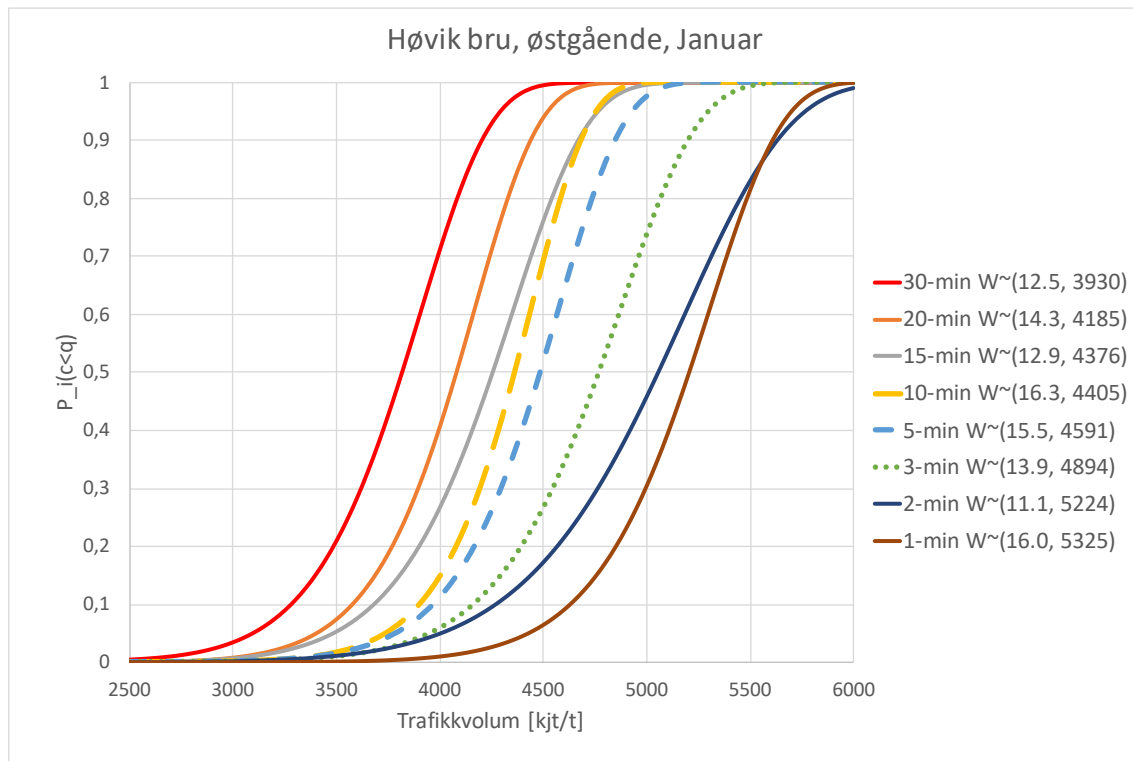
En vurdering av variabiliteten til hastigheten av sjokkbølgen etter en sammenbruddhendelse og avstanden til sløyfedektoren i vestgående retning, ved Blommenholm, tilsier at et fem minutters intervall er tilstrekkelig tid i de fleste situasjoner. I østgående retning, ved Høvik Bru, virker hastigheten til sjokkbølgen å være, som mye annet, noe mer irregulært. Da sjokkbølgen ofte beveger seg både oppstrøms og nedstrøms for sammenbruddhendelsen, er det til tider vanskelig å bestemme hvor sammenbruddet først initieres, og hastigheten til den tilhørende sjokkbølgen. I tilfeller som ved Høvik Bru, der lokaliseringen til sammenbruddhendelsen er usikker, bør det benyttes et lengre aggregeringsintervall. I dette tilfellet er det konkludert med at et ti minutters aggregeringsintervall er tilstrekkelig i de fleste situasjoner. Med en helt ideell plassering av sløyfedektoren, i umiddelbar nærhet av sammenbruddhendelsen, kan det formodentlig være aktuelt å benytte svært korte aggregeringsintervall.

Funnene tilsier at det er avstanden mellom sløyfedektoren og sammenbruddhendelsen som i stor grad er den begrensende faktoren i dette prosjektet. Likevel ble det også funnet, at selv ved ideell plassering av sløyfedektoren, gjør deteksjonsalgoritmen en betydelig mengde feil når den benyttes på trafikkdata aggregert med korte intervallvarigheter. Evnen til deteksjonsalgoritmen ser derfor ut til å begrense det lavere spekteret av brukbare intervallvarigheter.

4.2.2 Sannsynlighetsfordelinger

Sannsynlighetsfordelingsfunksjonen 2.2 er definert som sannsynligheten for et sammenbrudd i trafikkstrømmen, gitt volum for et visst tidsintervall. De estimerte sannsynlighetsfordelingene er direkte avhengig av intervallvarigheten som er valgt i analysen. Det betyr at sannsynlighetsfordelingene gir ingen informasjon, uten å også spesifisere hvilket tidsintervall som ble benyttet til å estimere fordelingen. Dette er demonstrert i figur 13.

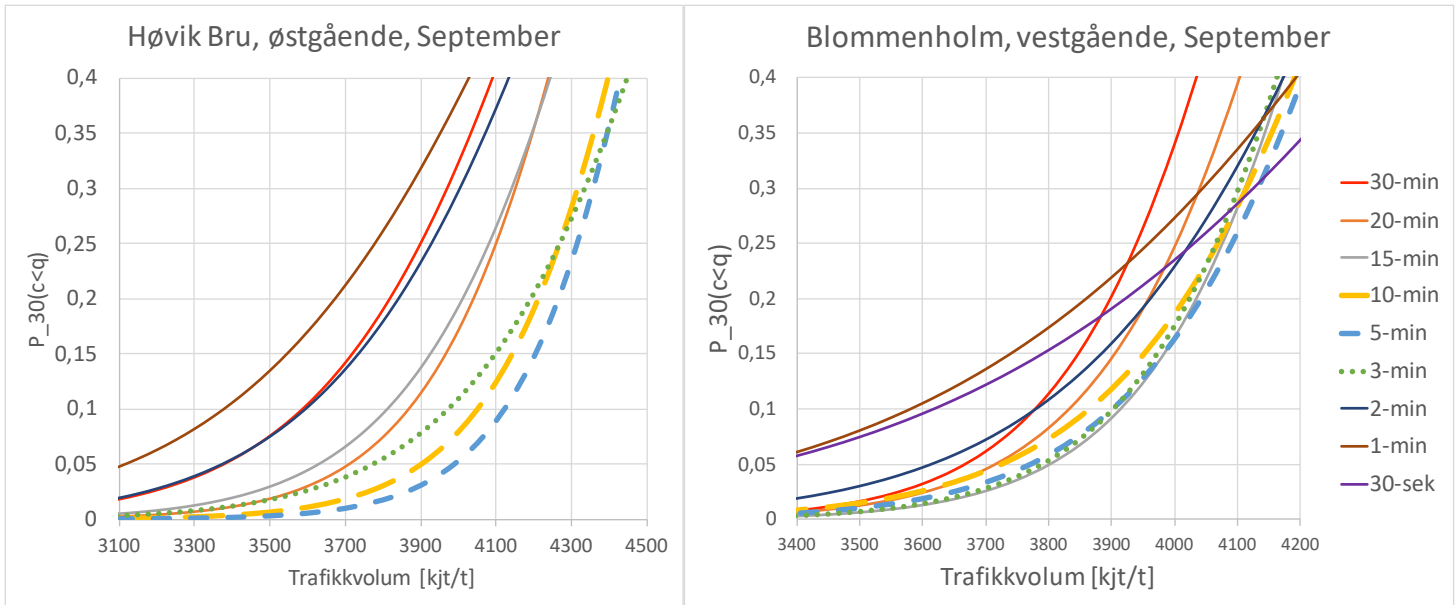
Som gjennomgått i introduksjonen er det i (Lorenz & Elefteriadou 2001) foreslått å omdefinere kapasitetsdefinisjonen som en funksjon av sammenbruddsannsynligheten. Dersom en sannsynlighetskomponent skal inkluderes i definisjonen må det være en presis måte å angi hva kapasiteten er. For eksempel kan kapasiteten til en del av motorveien uttrykkes som: «Kapasiteten til E18 ved Høvik Bru (østgående) er et 5-minutters trafikkvolum på 4000 [kjt/t] med en tilhørende sannsynlighet for sammenbrudd på 10 prosent». Selv et uttrykk av en slik kompleksitet er fortsatt tvetydig, da fordelingsfunksjonen ikke er spesifisert i uttrykket. En slik redefinering av kapasitetsbegrepet ville utvilsomt forkludre konseptet og gjort det uforståelig for de fleste lekfolk. Utrykket kan forenkles ved å definere en standard metode eller norm, slik som bruk av f.eks. Weibull-fordeling, et 5-minutters intervall, (Geistefeldt & Brilon 2009) sin deteksjonsalgoritme, en målverdi for hva som teller som en akseptabel risiko for sammenbrudd osv. En slik overspesifisering kan imidlertid begrense tilpasningsevnen og nytten til konseptet, eller hindre fremtidige forbedringer i metodologien.



Figur 13: Intervallavhengige sannsynlighetsfordelinger.

For å undersøke variabiliteten av resultatene ved bruk av forskjellige intervallvarigheter, ble de intervallavhengige fordelingsfunksjonene transformert til dens tilsvarende 30-minutters fordelingsfunksjon, ved bruk av formel 3.3, og plottet i figur 14. Tatt i betraktning at begge parameterne i Weibull-fordelingen (α og β) er individuelt bestemt, er det ingen tydelig enkel måte å sammenligne resultatene produsert fra de ulike aggregeringsintervallene. En kunne f.eks. sammenligne medianverdien for hver estimert sannsynlighetsfordeling, men utpreget ulike fordelinger kan inneha samme medianverdi, slik at sammenligningen er vurdert uegnet. Det ble derfor besluttet å vurdere det maksimale avviket mellom sannsynlighetsfordelingene produsert med ulike aggregeringsintervall ved samme trafikkvolum.

Utslaget av avvikene er diskutert i delkapittel 4.3. Resultatene indikerer at intervallområdet 3-10 minutter leverer relativt konsistente estimeringer av kapasiteten på strekningen. I vestgående retning, ved Blommenholm, avviker fordelingsfunksjonene i intervallområdet 3-10 minutter ikke mer enn tre prosent fra hverandre i estimatet for begge måneder, mens i østgående retning, ved Høvik Bru, avviker det samme intervallområdet med omtrent det dobbelte. Fordelingsfunksjoner laget med intervallvarighet utenfor dette intervallområdet, avviker stort fra resten, inkludert intervaller



Figur 14: Transformerte 30-minutter sannsynlighetsfordelinger.

med lignende varighet. Dette funnet antyder at bruken av en intervallvarighet utenfor intervallområdet 3-10 minutter vil levere lite konsistente resultater, og bør generelt ikke vurderes ved stokastisk kapasitetsestimering. Funnene synes også å bekrefte konklusjonen i (Brilon et al. 2005) om at et fem-minutters intervall er et godt kompromiss.

Hva som er den mest egnede intervallvarigheten vil avhenge av strekningen som skal undersøkes og analysen som skal gjennomføres. Den viktigste faktoren er avstanden mellom observasjonspunktet og stedet der sammenbruddet oppstår. Dersom lokaliseringen av sammenbruddet er usikkert eller langt unna der observasjonene gjøres, er det hensiktsmessig å benytte et lengre intervall, for å sørge for at sjokkbølgen fra sammenbruddhendelsen oppdages, og for at årsakssammenhengen skal være tilstede. For analyser der det er kjent at observasjonen av trafikken skjer nære sammenbruddhendelsen, kan det være hensiktsmessig å benytte kortere intervaller som bedre knytter sammenbruddhendelsen med trafikken som forårsaket den. En intervallvarighet på 2 minutter og under viser seg dog å gjøre en uakseptabel mengde feil, og er derfor funnet uegnet for bruk med den angitte deteksjonsalgoritmen. Den presenterte deteksjonsalgoritmen er den mest sofistikerte funnet i litteraturen til dags dato. Likevel gjør den en betydelig mengde feil når den benyttes på trafikkdata med aggregeringsintervall på 2 minutter eller mindre. Evnen til deteksjonsalgoritmen ser derfor ut til å begrense det lavere spekteret av brukbare intervallvarigheter. Dersom formålet med analysen kun er å bestemme tidspunktet da sammenbruddet oppstår, bør en benytte en så lang

intervallvarighet som detaljnivået som etterspørres.

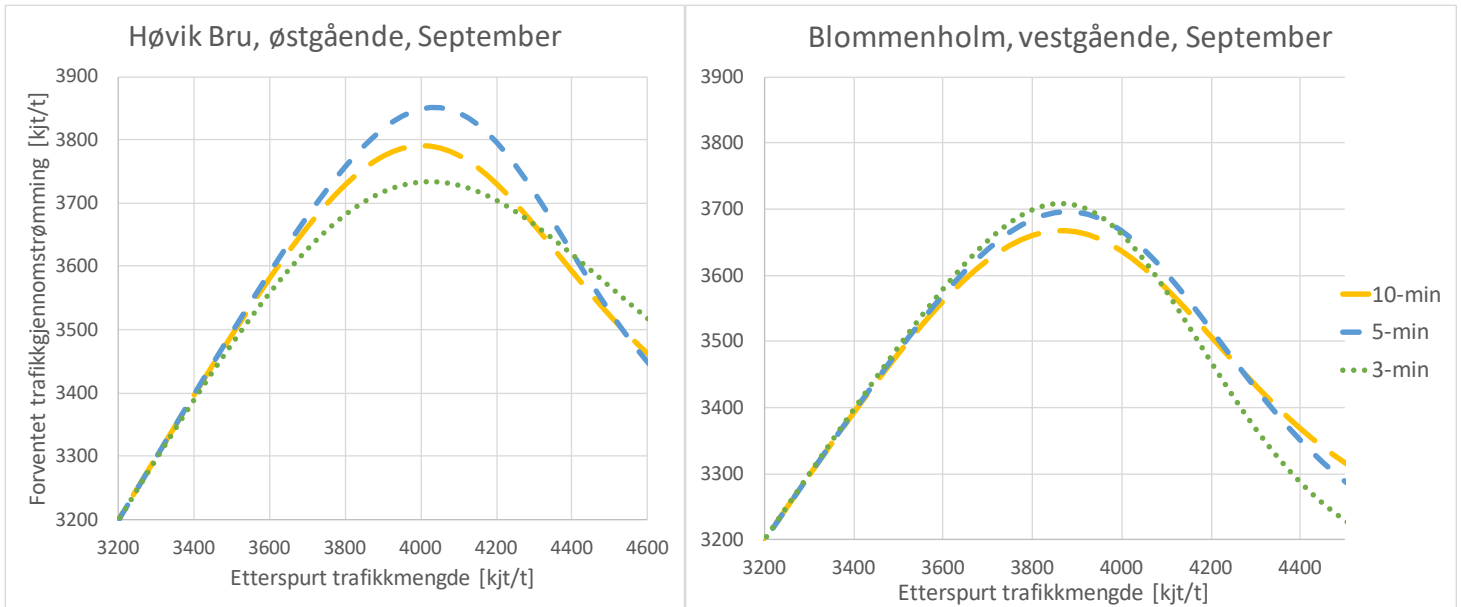
4.3 Forventet trafikkgjennomstrømming

Kapasitetsdefinisjonen slik den er presentert i f.eks. (*Highway Capacity Manual 2016*) er lett forståelig og velegnet når en ønsker å uttrykke kapasiteten som en enkelt verdi, f.eks. i design- eller strategiske planleggingsprosesser. For operasjonelle avgjørelser angående f.eks. tilfartskontroll er definisjonen begrensende og lite formålstjenlig. Den stokastiske metodologien leverer et deskriptivt resultat av sannsynlighetsfordelingen til kapasiteten ved en gitt delstrekning der kapasiteten er estimert. Ved å kombinere den estimerte sannsynlighetsfordelingen med de observerte konsekvensene av et sammenbrudd kan en produsere enkelte normative verdier for trafikken, som kan benyttes i operasjonelle avgjørelser.

Det utledede uttrykket for forventet trafikkgjennomstrømming 3.7 er plottet for begge delstrekningene for måneden september i figur 15. Figuren viser at det finnes en ideell etterspurt trafikkmengde som maksimerer den forventede trafikkgjennomstrømmingen. For å undersøke påliteligheten til uttrykket ble uttrykket uavhengig beregnet for de tre intervallvarighetene. Med det menes at sannsynlighetsfordelingen for sammenbrudd samt sammenbruddets typiske varighet og trafikkgjennomstrømming (queue discharge flow) var bestemt for hvert intervall separat. For å gjøre sammenligningen virkelighetsnær, ble det besluttet å ikke fjerne eventuelle feilregistreringer, men gjennomføre metoden slik det trolig hadde vært gjort i felt på større datasett. Det største avviket mellom intervallvarighetene kommer fra sannsynlighetsfordelingen (figur 14), mens for sammenbruddets varighet og trafikkgjennomstrømming (queue discharge flow) ble det beregnet nesten identiske verdier. Sammenbruddets varighet er typisk rett i overkant av to timer mens trafikkgjennomstrømmingen under sammenbruddet ble beregnet til ca 3100 [kjt/t] og 3200 [kjt/t] for henholdsvis Blommenholm og Høvik Bru.

Ved å plote uttrykket 3.7 kan en se at den maksimale trafikkgjennomstrømmingen en kan forvente at passerer over en lengre periode er ca 3700 [kjt/t] i vestgående retning, ved Blommenholm og ca 3800 [kjt/t] i østgående retning ved Høvik Bru. Den maksimale trafikkgjennomstrømmingen oppnås ved å en etterspurt trafikkmengde på ca 3900 [kjt/t] og 4000 [kjt/t] for henholdsvis Blommenholm og Høvik Bru. For begge delstrekninger tilsvarer dette en kalkulert risiko for sammenbrudd i underkant av to prosent for hvert 5-minutters intervall.

Metoden gjennomført med intervallvarighetene 3, 5 og 10 minutter ser ut til å levere litt sprikende verdier for forventet trafikkgjennomstrømming, men er derimot enige om hvilken etterspurt trafikkmengde som maksimerer gjennomstrømmingen. Bortimot hele dette avviket skyldes avvikene i den estimerte sannsynlighetsfordelingen for hvert intervall, men det er uklart hvorfor ikke dette påvirker estimatet for den etterspurte trafikkmengden som maksimerer den forventede gjennomstrømmingen i like stor grad. Det er videre usikkert om større datasett hadde redusert avvikene mellom intervallvarighetene, eller om dette er en usikkerhetsmargin en må forvente fra metodolo-

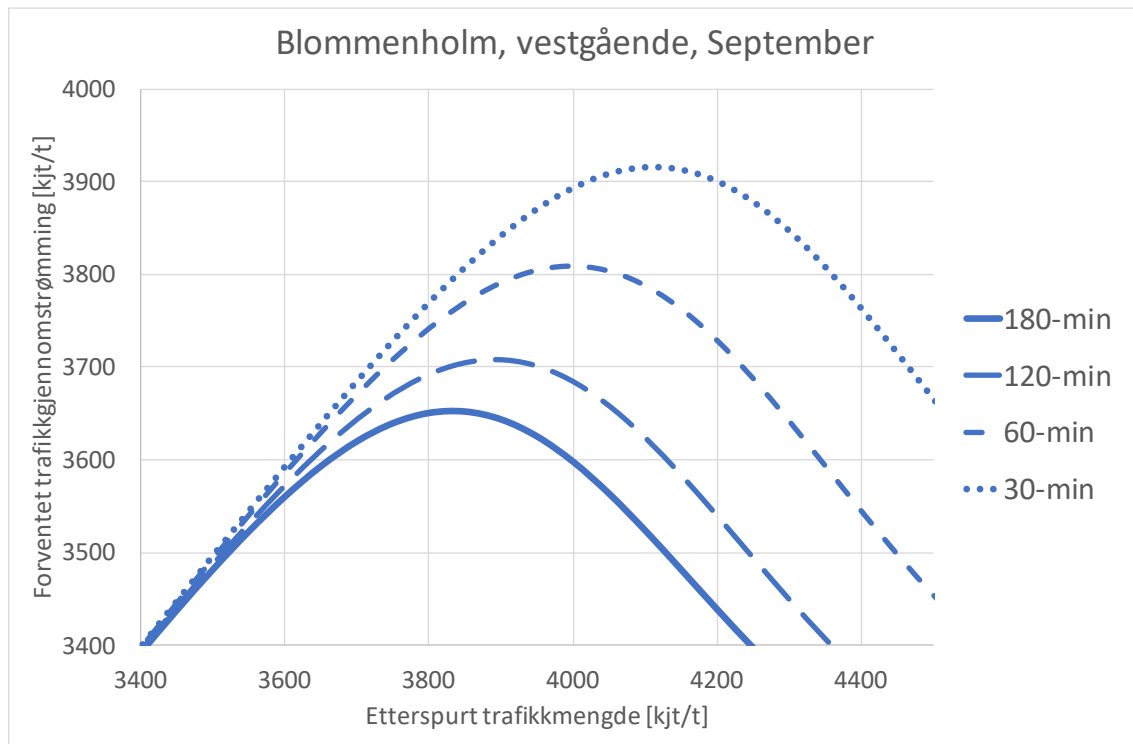


Figur 15: Forventet trafikkgjennomstrømming beregnet for Høvik Bru (østgående) og Blommenholm (vestgående).

gien. De relativt større avvikene i sannsynlighetsfordelingene estimert for østgående retning, ved Høvik Bru, resulterer ikke overraskende også i et relativt større avvik i den estimerte forventede trafikkgjennomstrømmingen.

Ved hvilket volum forventet trafikkgjennomstrømming maksimeres er en sentral verdi i utformingen av en tilfartskontrollstrategi. Både etterspørsel-kapasitetsstrategien og den videreutviklede ALINEA-kontrolleren forutsetter en estimering av en kritisk beleggverdi der trafikkgjennomstrømmingen er forventet å være maksimert. Strategiene forsøker så å stabilisere trafikkvolumet rundt denne verdien. Verdien kan beregnes fra den optimale etterspurte trafikkmengden, eller, trolig mer effektivt, benytte belegg direkte, som substitutt for trafikkvolum i metodologien.

Utrykket i figur 15 presenterer situasjonen med antagelsen om at sammenbruddet varer i overkant av to timer. En observasjon av trafikkdynamikken på strekningen er at sammenbruddet ser ut til å løses opp rundt samme tid hver dag. I det minste ser det ikke ut til at det er en klar sammenheng mellom når sammenbruddet oppstår og når det løses opp. Dersom tilfartskontrollstrategien klarer å utsette et sammenbrudd i trafikkstrømmen, er ikke lengre antagelsen angående varigheten til sammenbruddet nødvendigvis gyldig. Hva som er den optimale etterspurte trafikkmengden endres derfor med tid, eller mer korrekt, med den forventede varigheten av sammenbruddet i tra-

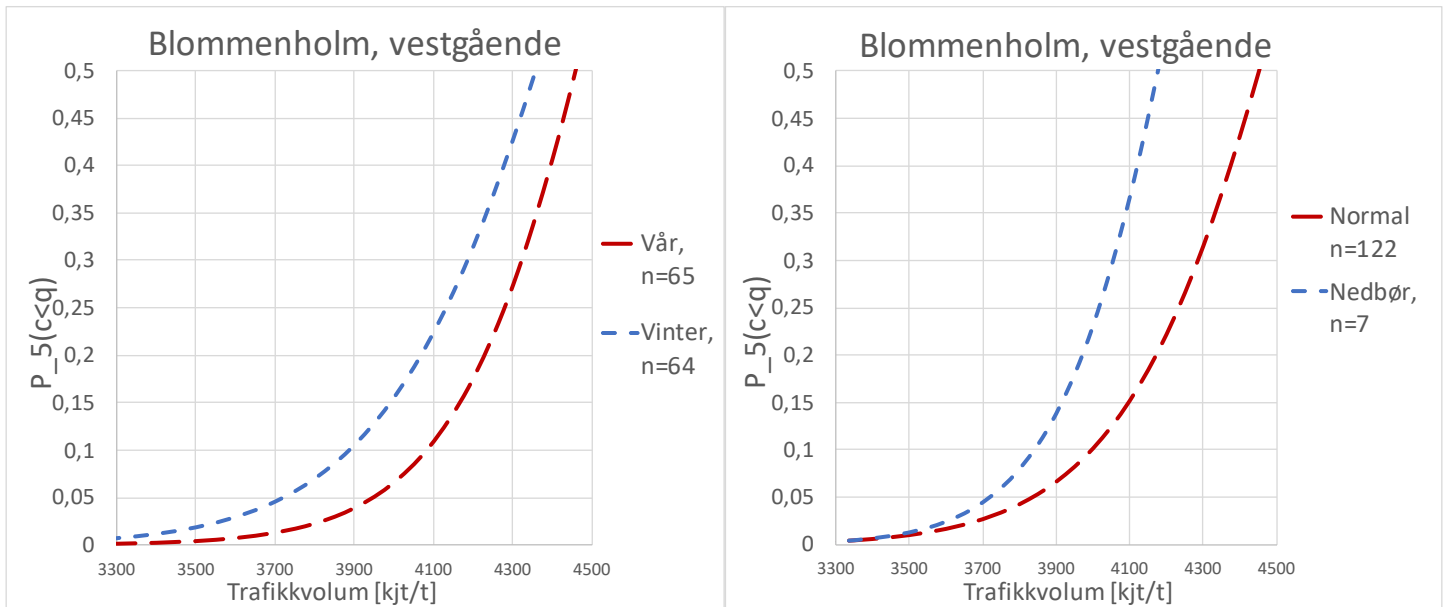


Figur 16: Forventet trafikkgjennomstrømming ved ulik antatt varighet av sammenbruddhendelsen.

fikkstrømmen. Dette er demonstrert i figur 16, der uttrykket er plottet med ulik forventet varighet av sammenbruddet. Dette demonstrerer hvor flytendedette uttrykket er, noe som gjør det lite egnet til mange typer bruk, men kan formålstjenlig i enkelte operasjonelle avgjørelser. Ved å se på figur 15 kan en gjøre enkle estimat av hva den potensielle positive effekten av tilfartskontroll er. Det er dog svært vanskelig å realisere hele gevinsten, da tilfartskontroll byr på mange praktiske utfordringer.

4.4 Kapasitetseffekter av ikke-strekningsspesifikke faktorer

Den presenterte metodologien er deskriptiv av natur, og dermed godt egnet for å beskrive effekten av eksterne faktorer på sammenbruddkapasiteten. I kapasitetshåndbøker er det ofte inkludert effekten av faste forhold som veiens geometri, bredde og lignende faktorer. Ikke-strekningsspesifikke faktorer som f.eks. lysforhold, værforhold og lignende er dog ofte ikke berørt. For å forsøke å avdekke effekten av to ikke-strekningsspesifikke faktorer ble metodologien anvendt på seks måneder med trafikkdata fra sløyfedektoren på Blommenholm i vestgående retning. Da data fra ytterligere detektorer nedstrøms fra flaskehalsen ikke var tilgjengelig, ble samtlige detekterte sammenbrudd inkludert, uten å validere om sammenbruddet ble initiert ved flaskehalsen. Erfaring fra foregående analyse tilsier at rundt 80% av de oppdagede sammenbruddene var initiert på delstrekningen. Fra seks måneder med trafikkdata ble det oppdaget $n = 129$ sammenbrudd i trafikkstrømmen. Videre



Figur 17: (a) Estimerte sannsynlighetsfordelinger for tre vår- og vintermånedene. (b) Estimerte sannsynlighetsfordelinger under nedbør og normale forhold.

ble dataen aggregert med fem minutters intervall.

4.4.1 Sesong

For denne analysen ble sammenbruddskapasiteten for vintermånedene: desember, januar og februar, og vårmånedene: mars, april og mai estimert separat. Det ble katalogisert henholdsvis 64 og 65 sammenbruddintervaller i vinter- og vårmånedene, sammen med tusenvis av sensurerte intervaller. Medianen av den estimerte sannsynlighetsfordelingen for vårmånedene er 4422 [kjt/t], mens for vintermånedene er verdien 4314 [kjt/t]. Dette er en nedgang på omtrent to og en halv prosent i sammenbruddskapasiteten om vinteren sammenlignet med om våren. Det er videre vist at en reduksjon i sammenbruddskapasiteten fra vinter til vår er statistisk signifikant ($\alpha = 0.01$) ved bruk av Mann-Whitney U test (appendiks 6). En grundigere analyse er berettiget for å fastsette et verdi for forholdet. På bakgrunn av dette funnet ble det besluttet å behandle kapasiteten for januar og september separat i de øvrige analysene.

Trafikkdataen er registrert med et halvt års mellomrom, så det tas forbehold om at det kan finnes systematiske avvik som påvirker resultatet. Videre er det flere faktorer som er ulike i de to datasettene. Reduksjonen i sammenbruddskapasiteten kan tenkes å f.eks. skyldes lengre bremselengder eller kanskje redusert sikt grunnet mørke. Tatt i betraktning at sammenbruddene skjer på

mer eller mindre samme tid hver dag, er det vanskelig å undersøke effekten av f.eks. lysforhold eller temperatur, uten å også få med andre forhold som ulik dekktype.

4.4.2 Nedbør

For analysen av kapasitetseffekten av nedbør ble det samme settet med trafikkdata analysert. Det ble bestemt å benytte én enkelt kategori for nedbør, da en ytterligere kategorisering ville gitt for få sammenbruddhendelser i hver kategori. En sammenbruddhendelse med nedbør ble definert til å være en sammenbruddhendelse der det falt minst 1 mm nedbør klokketimen sammenbruddet ble initiert.² Det er en relativt stor unøyaktighet tilknyttet denne definisjonen, da det er ingen garanti for nedbør i sammenbruddøyeblikket. Videre ble det oppdaget fem sammenbruddhendelser med nedbør fra vintermånedene, og to fra vårmånedene. En slik skjevhet i utvalget er uheldig da det tidligere er vist at kapasiteten er ulik avhengig av sesong.

De estimerte sannsynlighetsfordelingene viser en nedgang i medianen fra 4409 [kjt/t] ved normale forhold til 4144 [kjt/t] ved nedbør, noe som tilsvarer en reduksjon på omtrent seks prosent. Dette synes å bekrefte funnet i (Dehman 2012) om en 5,7% nedgang ved regn. Den gjennomførte analysen har store metodiske svakheter, og videre ble det katalogisert så få sammenbrudd under nedbørsforhold at det er tilknyttet betydelig usikkerhet til resultatet. Fra analysen kan ingen reduksjon i kapasiteten overhode påvises å være statistisk signifikant, slik at trolig samstemmer resultatene med litteraturen mest på flaks. Analysen demonstrerer utfordringen med behovet for store datasett, særlig om en ønsker å undersøke effekten av mer sjeldne fenomen.

²Nedbørsdata hentet fra Meteorologisk Institutt.

5 Konklusjoner, anbefalinger og videre arbeid

5.1 Konklusjoner

- Er konklusjonene fra tyske studier gyldige også for norske motorveier?

Deteksjonsalgoritmen ble funnet lett modifiserbar etter norske forhold, og funnet effektiv når den benyttes på trafikkdata aggregert med et aggregeringsintervall på tre minutter eller mer. De analyserte delstrekningene synes alle å ha en formparameter (α i Weibull-fordelingen) som spenner omtrentlig det samme området som i tidligere studier. Om noe synes variabiliteten av trafikkvolumer som leder til sammenbrudd i trafikkstrømmen å være noe lavere sammenlignet med tidligere studier, men dette kan også skyldes at antallet analyserte sammenbruddhendelser er lavere. Trafikkdynamikken på strekningen påtvang enkelte mindre modifikasjoner, men alt i alt ser metodologien ut til å være skikket også for bruk på norske motorveier.

- Hvilket aggregeringsintervall og sammenbruddkriterium er egnet for stokastisk estimering av kapasiteten til norske motorveier?

Hastighetsnivået før sammenbruddene initieres er funnet å være lavere ved det analyserte anlegget sammenlignet med i de fleste studier på feltet. Av denne grunn var de fleste sammenbruddkriterier funnet i litteraturen uegnet uten videre modifikasjoner. Sett med sammenbruddkriterier presentert i (Geistefeldt & Brilon 2009) ble valgt i prosjektet grunnet dens automatiske kategorisering av intervaller og enkle modifisering. Sett med kriterier er det mest sofistikerte funnet i litteraturen, da det undersøker fire etterfølgende intervaller istedenfor å katalogisere alle fall i hastigheten til under hastighetsterskelen som sammenbrudd i trafikkstrømmen. Dette var særskilt viktig ved bruk av kortere aggregeringsintervall, der hastighetsfluktuasjoner er mer fremtredende. En hastighetsterskel på 60 [km/t] ble funnet å være hensiktsmessig for det analyserte anlegget. Dette er noe lavere sammenlignet med hastighetsterskelen som vanligvis har vært benyttet. En høyere verdi for hastighetsterskelen ble funnet å produsere for mange falske positive sammenbruddidentifiseringer, mens en lavere verdi ble funnet å reagere for langsomt på sammenbruddhendelsen. Fallet i den gjennomsnittlige hastigheten forbundet med et sammenbrudd i trafikkstrømmen ble funnet å være regulært og som regel lett identifiserbart, da den gjennomsnittlige hastigheten vanligvis kun falt under hastighetsterskelen når et sammenbrudd var initiert, og da vanligvis til en betydelig lavere verdi.

Det ble funnet at deteksjonsalgoritmen gjorde en betydelig mengde feil når den ble benyttet på trafikkdata aggregert med et aggregeringsintervall på 2 minutter eller mindre. Det kunne tenkelig vært utviklet en enda mer sofistikert algoritme for deteksjon av sammenbrudd i trafikkstrømmen, men dette er trolig lite formålstjenlig, da den begrensende faktoren i større grad ser ut til å være

avstanden mellom observasjonspunktet og sammenbruddhendelsen. En sammenligning av sannsynlighetsfordelingene laget med de ulike aggregeringsintervallene indikerer at intervallområde 3-10 minutter produserer relativt konsekvente resultat, mens sannsynlighetsfordelingene laget med aggregeringsintervall utenfor dette området ser ut til å produsere avvikende resultater, inkludert fra nærliggende aggregeringsintervaller. Dette leder til konklusjonen om at et aggregeringsintervall på 15 minutter eller mer, i for liten grad ivaretar kausaliteten i sammenbruddhendelsen, og er ikke egnet for stokastisk kapasitetsanalyse. Samlet sett ser det ikke ut til at feil i sammenbruddidentifiseringen er et særlig utbredt problem ved bruk av det anbefalte aggregeringsintervallet og hastighetsterskel. Alt i alt vurderes deteksjonsalgoritmen fra (Geistefeldt & Brilon 2009) med en hastighetsterskel på 60 [km/t] til å være velegnet for deteksjon av sammenbrudd på norske motorveier.

Det mest egnede aggregeringsintervallet vil hovedsakelig avhenge av avstanden mellom observasjonspunktet og sammenbruddhendelsen. Der lokaliseringen av sammenbruddhendelsen er usikker eller langt unna observasjonspunktet, er det hensiktsmessig å benytte et lengre aggregeringsintervall. Det er videre demonstrert hvordan de produserte sannsynlighetsfordelingene er iboende avhengig av det valgte aggregeringsintervallet, slik at det er hensiktsmessig å definere en norm for gjennomføring, for å gjøre resultater på tvers av analyser sammenlignbare. For analyser der avstanden mellom observasjonspunktet og sammenbruddhendelsen er noen hundre meter, som eksemplifisert ved Blommenholm, synes et fem minutter intervall å være godt egnet. For å gjøre metodologien skikket for bruk på et større utvalg av situasjoner, inkludert analyser der sløyfedektoren ikke er like ideelt plassert, er trolig et 10 minutters intervall et godt kompromiss som kan håndtere flere ulike situasjoner.

- Hvilken funksjon bør stokastiske estimeringsmetoder tjene i fremtidige revisjoner av kapasitetshåndboken?

Den stokastiske tilnærmingen for estimeringen av kapasiteten til en motorvei har flere potensielle bruksområder innen forskning og drift. I hovedsak fremmer metodologien et sett med objektive verdier for et komplekst sosio-teknisk system, som ikke enkelt kan simuleres. Innen forskning gir metoden muligheten til å beskrive effekten av ulike eksterne faktorer på kapasiteten til anlegget. Dette er nyttig f.eks. til validering eller modifisering av kapasitetshåndboken, for bedre å reflektere systemene den er ment å beskrive. Eksempelvis viser en analyse av seks måneder med trafikkdata fra detektoren på Blommenholm at sammenbruddkapasiteten er signifikant lavere i vintermånedene sammenlignet med i vårmånedene.

Videre kan metodologien bidra til en utvidet forståelse av kapasitetsbegrepet som videre kan fasilitere forbedrede styringsstrategier. Et probabilistisk syn på sammenbrudd i trafikkstrømmen kan medvirke til forbedrede trafikkprognosemetoder. Ved å kombinere estimerte sannsynlighetsfordelinger for etterfølgende seksjoner, utledet (Brilon et al. 2005) begrepet trafikkpålitelighet, som betegner sannsynligheten for at en veistrekning bestående av flere seksjoner ikke er overbelastet under et

gitt trafikkvolum. Ved å kombinere sannsynlighetsfordelingene med det forventede eller rådene trafikkvolumet, kan en formodentlig utvikle prediktive trafikkprognoser. Prediktive modeller av denne typen ser enda ikke ut til å være utviklet, slik at modellens treffsikkerhet ikke kan bekreftes. Denne typen informasjon er ikke bare verdifull for den styrende myndighet, men også for alle brukere av systemet som ønsker å forbedre sine strategiske avgjørelser. I motsetning til f.eks. væreprognoser, er sammenbrudd i trafikkstrømmen til syvende og sist noe som er under vår kontroll. Ideelt sett kan metodologien benyttes som en del av en aktiv strategi for å unngå sammenbruddhendelsene helt, som beskrevet i f.eks. (Elefteriadou et al. 2011). Videre kan en probabilistisk forståelse av sammenbrudd i trafikken synliggjøre den individuelle aktørs påvirkning på det større systemet. Kanskje kan det bidra til på endre synet på kø, fra nærmest å være en naturlov", til en forståelse av at kø som et resultat av vår manglende koordinering. Trolig er det mer sannsynlig å redusere overbelastning på veiene gjennom å redusere etterspørselen ved kritiske tider, enn å forsøke å håndtere den for høye etterspørselen gjennom f.eks. tilfartskontroll.

Når det gjelder proposisjonen i (Lorenz & Elefteriadou 2001) om å forkaste dagens kapasitetsdefinisjon til fordel for en definisjon som inkorporerer en sannsynlighetskomponent, er det i undertegnedes oppfatning at en slik definisjon er lite hensiktsmessig. For bruk av begrepet i dagligtalen blir definisjonen alt for kompleks til at den har noe intuitiv verdi, og videre vil en kapasitetsdefinisjon av denne typen forutsette fastsettelsen av en rekke antagelser som kan hemme videre utvikling av metodologien. Metodologien har likevel omfattende anvendelser, og har potensiale til å være et kraftig analyseverktøy.

5.2 Anbefalinger

Resultatene fra en direkte empirisk kapasitetsanalyse vil være betinget av metodologien som benyttes. Dermed er det gagnlig om det defineres en norm for gjennomføring, slik at det er mulig å sammenligne resultater på tvers av analyser. På den andre siden er metodologien ung, slik at det bør være mulig å tilpasse metodene der det finnes nødvendig.

For deteksjon av sammenbrudd i trafikkstrømmen på norske motorveier ble deteksjonsalgoritmen fra (Geistefeldt & Brilon 2009) benyttet med en hastighetsterskel på 60 km/t. Algoritmen anbefales videre, da den er enkelt modifiserbar etter strekningen som skal analyseres, og er funnet å være effektiv i å katalogisere korrekte sammenbrudd ved bruk på trafikkdata aggregert med tre minutters intervaller eller mer. For analyser der det er kort avstand mellom observasjonspunktet og en distinkt flaskehals, som eksemplifisert ved Blommenholm, synes et fem minutters intervall å være tilstrekkelig for å knytte sammenbruddhendelsen med trafikken som utløste sammenbruddet, og leverer følgelig trolig det mest presise estimatet. For analyser av delstrekninger der avstanden mellom observasjonspunktet er lengre unna eller usikkert, kreves det et lengre aggregeringsintervall. Et ti minutters aggregeringsintervall virker å være egnet til å håndtere et bredt spekter av ulike situasjoner, og anbefales derfor som normverdi.

For analyser av strekninger uten en distinkt flaskehals, som eksemplifisert ved Høvik Bru, ser trafikkstrømmen ut til å være mer uforutsigbar og dermed vanskeligere å beskrive. Ved denne delstrekningen ble det lagt ned betydelig tid i å forsøke å lokalisere hvor sammenbruddene oppsto, og i modifiseringer av metodologien for å forsøke å plukke de opp fra trafikkdataen. Selv med betydelige tilpasninger av metodologien, ble det funnet at resultatene for denne delstrekningen avvok med nær det dobbelte sammenlignet med ved en distinkt flaskehals, som ved Blommenholm. Da metodologien fortrinnsvis bør anvendes på store datasett for å produsere pålitelige resultater, anbefales metodologien (inntil videre) kun for kapasitetsestimering i tilknytning til en distinkt flaskehals.

Ved etableringer av nye sløyfedetektorer, er det videre gunstig om detektorene blir lokalisert nært der sammenbruddhendelsene erfaringsvis oppstår som mulig. Da kapasiteten til et helt anlegg i stor grad kan avgjøres av kapasiteten ved et fåtall flaskehalser på strekningen, kan kapasiteten til selv større anlegg estimeres med gjennomtenkte plasseringer av sløyfedetektorer. Hva som er ideell plassering for denne typen analyse er ikke enkelt å besvare, og må trolig vurderes individuelt.

5.3 Erfaringer fra arbeidet

Den analyserte strekningen viste seg å være relativt komplisert av natur. Dette var for så vidt kjent før oppstarten av prosjektet, men det ble likevel gjort en del oppdagelser underveis som påvirket gjennomføringen av analysen. I østgående retning ble ikke nyansene og effektene av regelendringen fullstendig forstått ved de første gjennomkjøringene. Det var videre ikke ønskelig å tilføye for mange ad-hoc løsninger og tilpasninger av metodologien, da formålet med prosjektet var å teste brukeligheten på norske motorveier. Det ble likevel funnet nødvendig å gjøre enkelte endringer i hvordan deteksjonsalgoritmen ble påført. Alt i alt var analysen i denne retningen komplisert, og trolig skyldes det mer sprikende resultatet fra denne retningen vanskeligheten med å fastslå hvor sammenbruddene ble initiert. Fra erfaringene med å arbeide med trafikkdata i begge retninger, er i min mening den østgående retningen utilpasset for denne typen analyse, da den opptrer for irregulært og uforutsigbart. I den vestgående retningen derimot, ved en distinkt flaskehals, virker metodologien å være egnet. I denne retningen oppførte systemet seg mer forutsigbart, slik at en analyse kunne gjennomføres på større datasett uten å kontrollere hver sammenbruddhendelse for seg. Trolig er strekningen i dette prosjektet (E18 vestkorridoren) en av de mer kompliserte som kunne vært valgt, tatt i betraktning at den går igjennom et urbant område, med stadige forstyrrelser av trafikkstrømmen. Strekningen er derimot beryktet for sine kapasitetsutfordringer og stadige overbelastninger, som er aspektene som forsøkes å beskrives i analysen. Hensynet til å velge en strekning med et høyt antall sammenbruddhendelser og høy tetthet av sløyfedetektorer overgikk derfor hensynet til å velge en mindre komplisert strekning.

I intervallanalysen ble det benyttet 6-10 sammenbruddhendelser for å estimere hver av sannsynlighetsfordelingene. Med så få registrerte sammenbrudd er det åpenbart at det er tilknyttet betydelig usikkerhet til de estimerte verdiene. Avvik i estimeringen kan komme fra systematiske forstyrrelser som f.eks. andelen tunge kjøretøy, andelen kjøretøy som kjører av hovedveien eller andre tilfeldige

heter. I analysen av 6 måneder med trafikkdata fra Blommenholm, ble det funnet at med antallet detekterte sammenbrudd, var det kun mulig å påvise generell differanse mellom tre vintermåneder og tre vårmåneder. Antallet registrerte sammenbrudd i dette prosjektet er ikke nok til å fremme konklusjoner om den generelle formen av sannsynlighetsfordelingen. For denne typen analyser bør det fortrinnsvis analyseres større datasett enn i dette prosjektet, spesielt om en forsøker å fastslå verdier, eller vurdere effekten av sjeldnere fenomen. I den første halvdelen av masteroppgaven ble det brukt mye tid på å sette seg inn i metodologien, strekningen og til strukturering av trafikkdataen. Først sent i oppgaven fikk jeg ordentlig kontroll over alle aspektene ved metodologien og en velfungerende struktur på plass. Da var det ikke gjenstående tid til å gjennomføre analyser av flere forhold eller på en større skala. Med mer tid hadde det vært formålstjenlig å undersøke flere delstrekninger for bedre å kunne vurdere hva som er generelle og hva som er strekningspesifikke karakteristikk. Videre kunne analyser av større datasett redusert usikkerheten i analysen, eller avdekket andre påvirkninger på kapasiteten.

Det ble brukt betydelig tid på aggregering av trafikkdata i prosjektet. Trolig kunne dette vært gjort langt mer effektivt med et egnet script, men da undertegnede kun har grunnleggende programmeringserfaring ble det besluttet å benytte Microsoft Excel til hele prosessen. For større analyser anbefales det å benytte et mer egnet aggregeringsverktøy. For å fasilitere ytterligere forskning innen feltet, hadde det vært praktisk og tidsbesparende om trafikkdata var levert ferdig aggregert. Konklusjonen fra dette prosjektet er at et 10 minutter intervall vil være egnet til å håndtere et bredt spekter av ulike situasjoner.

På et personlig plan ble oppgaven funnet svært givende. Undertegnede har lenge vært interessert i statistikk, og særskilt deskriptiv statistikk, der store komplekse systemer kan plukkes fra hverandre og beskrives matematisk. Prosjektet involverte å sette seg inn i en del litteratur og teoretisk kunnskap. En del av litteraturstudiet og metodekapittelet ble dekket i prosjektoppgaven i tilknytning til prosjektet, men det ble også brukt tid på disse aspektene i de første månedene av masteroppgaven. I de første månedene av masteroppgaven ble det videre brukt betydelig tid på praktiske aspekter angående struktureringen av trafikkdataen. Microsoft Excel har enkelte begrensninger som gjør det mindre egnet til å håndtere store sammensatte filer (flere GB). Av denne grunn ble det nødvendig å lage et enkelt databasesystem. Da dette heller ikke er noe undertegnede har mye erfaring med, tok det betydelig tid å få opp et fungerende system. Det var ønskelig at de aggregerte filene automatisk hentet oppdaterte verdier når det var forsøkt med endringer av parametere i metodologien. Dette krevde litt mer tid å sette opp i begynnelsen, men ga mulighet til langt mer eksperimentering, og var videre en lærerik praktisk erfaring. Før analysen kunne begynne måtte metodologien tilpasses etter strekningen, og i denne prosessen ble mye trafikkdata visualisert og observert i et forsøk på å forstå trafikkdynamikken på strekningen. Her ble det gjort enkelte sene oppdagelser som påtvang endringer i metodologien. Generelt ble det benyttet mye tid på å prøve å forstå dynamikken på den østgående retningen av E18 vestkorridoren, og konklusjonen er nok at strekningen er betydelig forstyrret og opptrer relativt kaotisk. I den vestgående retningen ble det lokalisert en distinkt

flaskehals ved Blommenholm, som ser ut til å stadig være utløseren for sammenbruddet i trafikkstrømmen i denne retningen. Denne flaskehalsen oppførte seg relativt forutsigbart og stabilt, slik at den også synes egnet for analysen av seks måneder med trafikkdata. Erfaringene og tankemåten fra prosjektet vil utvilsomt tas med videre, og videre forskning på feltet planlegges å følges med på.

5.4 Videre arbeid

I prosjektet ble det bare katalogisert noen titalls sammenbrudd som ble initiert i nærheten av de utvalgte sløfededektorene, og som dannet grunnlaget for de estimerte sannsynlighetsfordelingene. Med så få sammenbrudd er det stor usikkerhet tilknyttet resultatene. Analyser av denne typen benyttet på større datasett kan mulig avdekke flere forhold som påvirker kapasiteten på norske motorveier. Prosjektet ser ut til å ha avdekket at det er en ulik rådene kapasitet om vinteren sammenlignet med våren. En større analyse av data over flere år kan trolig fastsette estimater for dette forholdet. Det samme kan gjøres med andre faktorer som tenkelig kan påvirke kapasiteten på strekningen, som f.eks. nedbør, snø, andelen tunge kjøretøy, temperatur i luft eller veibane m.m. Videre kan det i fremtiden være interessant å vurdere effektiviseringsgevinsten ved autonome kjøretøy. Ved å sette et referansenivå i dag, kan en sammenligne ytelsen i årene som kommer, med ulik innblandingsgrad av autonome kjøretøy. For aggregering av større datamengder bør det utvikles/-benyttes mer egnede koder eller programmer. For å eliminere en potensiell feilkilde kunne det vært hensiktsmessig om trafikkdataen ble levert ferdig aggregert slik at inngangsdataen er av en kjent kvalitet. For å fasilitere mer forskning på feltet hadde det vært hensiktsmessig med en kartlegging av flaskehalser der analyser av denne typen kan være aktuelt i Norge. Denne typen analyse krever data fra svært mange ulike sløfededektorer, og gjennomføres trolig mest effektivt sentralt. Videre er trolig ikke den analyserte strekningen representativ for alle motorveier i Norge. Metodikken ble forsøkt bevart så generell som mulig, slik at den skal kunne ha anvendbarhet på flere ulike strekninger. En videre analyse på ytterligere strekninger synes berettiget for å validere konklusjonene og anbefalingene i dette prosjektet, og for mulig å utvikle en norm for bruk i Norge.

Gjennom prosjektet er det demonstrert en ikke ubetydelig mengde metodiske avvik. Trafikkstrømmen opptrer til tider kaotisk og er vanskelig å beskrive og videre forutse. En videreutvikling av metodologien kan gjøre den anvendelig på et større spekter av situasjoner, slik at kapasiteten langs en hel strekning kan bestemmes, uavhengig av strekningens karakter. Dette er videre en forutsetning for beregning av trafikkpålitelighet, der sannsynligheten for sammenbrudd på en lenke finnes ved å legge sammen sannsynligheten for sammenbrudd ved hver delstrekning på lenken. Dersom en klarer å skape pålitelige estimeringer/modeller for sammenbrudd i trafikkstrømmen for større sammenhengende strekninger, kan denne informasjonen fasilitere flere ulike bruksområder. Da kjøretøyene i dag kan motta informasjon og gjøre valg bestemt på oppdatert trafikkinformasjon, kan f.eks. modellene predikere når og hvor sammenbrudd er sannsynlig å oppstå, og videre om-dirigere noe av trafikken for å unngå overbelastning på hovedveien. En annen idé som har vært diskutert i litteraturen er styring av variable fartsgrenser, med formål om å unngå sammenbrudd i trafikkstrømmen. Dette gjøres ved å redusere fartsgrensen inn mot en flaskehals enkelte tider,

med formål om å øke kapasiteten. Metodologien produserer generelle sannsynlighetsfordelinger for sammenbrudd i trafikkstrømmen, slik at resultatene er anvendelige til mange ulike formål og er ventet å se økt relevans i fremtiden.

Bibliografi

- Brilon, W. & Geistefeldt, J. (2009), 'Implications of the random capacity concept for freeways', *(International Symposium on Freeway and Tollway Operations, Honolulu .* http://www.verkehr.bi.ruhr-uni-bochum.de/download/literatur/ISF02_Brilon_Geistefeldt_Cit.pdf.
- Brilon, W., Geistefeldt, J. & Regler, M. (2005), 'Reliability of freeway traffic flow: A stochastic concept of capacity', *Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory* pp. 125–144. https://www.ruhr-uni-bochum.de/verkehrswesen/download/literatur/ISTTT16_Brilon_Geistefeldt_Regler_final_citation.pdf.
- Chen, C., Skabardonis, A. & Varaiya, P. (2004), 'Systematic identification of freeway bottlenecks', *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* -(1867), 46–52. <https://doi.org/10.3141/1867-06>.
- Dehman, A. (2012), 'Effect of inclement weather on two capacity flows at recurring freeway bottlenecks', *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, . <https://doi.org/10.3141/2286-10>.
- Diakaki, C., Papageorgiou, M. & McLean, T. (1997), 'Simulation studies of integrated corridor control in glasgow', *Transportation Research Part C: Emerging Technologies* **5**, 211–224. [https://doi.org/10.1016/S0968-090X\(97\)00008-9](https://doi.org/10.1016/S0968-090X(97)00008-9).
- Elefteriadou, L., Kondyli, A., Washburn, S., Brilon, W., Jacobson, L., Hall, F. & Persaud, B. (2011), 'Proactive ramp management under the threat of freeway-flow breakdown', *Procedia - Social and Behavioral Sciences* **16**, 4–14. DOI: [10.1016/j.sbspro.2011.04.424](https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2011.04.424).
- Elefteriadou, L., Roess, R. & McShane, W. (1995), 'Probabilistic nature of breakdown at freeway merge junctions', *Transportation Research Record* **1484**. <https://trid.trb.org/view/451862>.
- Geistefeldt, J. (2011), 'Capacity effects of variable speed limits on german freeways', *Procedia - Social and Behavioral Sciences, 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service* **16**, 48–56. DOI: [10.1016/j.sbspro.2011.04.428](https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2011.04.428).
- Geistefeldt, J. & Brilon, W. (2009), 'A comparative assessment of stochastic capacity estimation methods', *Transportation and Traffic Theory 2009: Golden Jubilee. Springer, Boston, MA* pp. 583–601. https://doi.org/10.1007/978-1-4419-0820-9_29.
- Highway Capacity Manual* (2016), Transportation Research Board, Washington D.C.

- Hole, G. (2015), 'Deciding the statistical significance of nonparametric tests with large sample sizes:', <http://users.sussex.ac.uk/~grahamh/RM1web/Wilcoxon%20Large%20N%202009.pdf>. Accessed: 2019-03-20.
- Kaplan, E. L. & Meier, P. (1958), 'Nonparametric estimation from incomplete observations', *Journal of the American Statistical Association* **282**(53), 457–481. DOI: [10.1080/01621459.1958.10501452](https://doi.org/10.1080/01621459.1958.10501452).
- Kondyli, A., Elefteriadou, L., Brilon, W., Hall, F. L., Persaud, B. & Washburn, S. (2013), 'Development and evaluation of methods for constructing breakdown probability models', *Journal of Transportation Engineering* **139**(9), 931–940. DOI: [10.1061/\(ASCE\)TE.1943-5436.0000574](https://doi.org/10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000574).
- Krammes, R. A. & Crowley, K. W. (1986), 'Passenger car equivalents for trucks on level freeway segments', *Transportation Research Board* pp. 10–17. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1986/1091/1091-002.pdf>.
- Lorenz, M. & Elefteriadou, L. (2001), 'Defining freeway capacity as function of breakdown probability', *Transportation Research Record* 1776 -(01-3343), 43–51. <https://doi.org/10.3141/1776-06>.
- Minderhoud, M., Botma, H. & Bovy, P. (1997), 'Roadway capacity estimation methods explained and assessed', *Transportation Research Record. Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.* -(1572). DOI: [10.3141/1572-08](https://doi.org/10.3141/1572-08).
- Papageorgiou, M., Hadj-Salem, H. & Blosseville, J. (1991), 'Alinea: A local feedback control law for on-ramp metering', *Transportation Research Record* 1320 (1320). <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1991/1320/1320-008.pdf>.
- Papageorgiou, M., Hadj-Salem, H. & Middelham, F. (1997), 'Alinea local ramp metering: Summary of field results', *Transportation Research Record* (1603), 90–98. <https://doi.org/10.3141/1603-12>.
- Papageorgiou, M. & Kotsialos, A. (2002), 'Freeway ramp metering: an overview', *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems* **3**(4), 271–281. DOI: [10.1109/TITS.2002.806803](https://doi.org/10.1109/TITS.2002.806803).
- Papamichail, I. & Papageorgiou, M. (2008), 'Traffic-responsive linked ramp-metering control', *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems* **9**, 111–121. DOI: [10.1109/TITS.2007.908724](https://doi.org/10.1109/TITS.2007.908724).
- Statens Vegvesen (2016), 'Forklaring til kolonnene i csv-filer med vegtrafikkindeks'. https://www.vegvesen.no/_attachment/2282172/binary/1254519?fast_title=Forklaring+til+kolonnene+i+CSV.pdf.
- Taylor, C. & Meldrum, D. (2000), 'Algorithm design, user interface, and optimization procedure for a fuzzy logic ramp metering algorithm: A training manual for freeway operations engineers',

Draft Technical Report Research Project Agreement No. T9903, Task 84 Fuzzy Ramp Implementation . <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.555.8615&rep=rep1&type=pdf>.

Wu, N. & Geistefeldt, J. (2014), 'Modeling reliability in freeway networks', *Journal of the Transportation Research Board* 2(2422), 71–78. DOI: [10.3141/2422-08](https://doi.org/10.3141/2422-08).

Appendiks 1: Masteravtale

Masteravtale

Sist oppdatert 29. juni 2018

Fakultet	IV - Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt	Institutt for bygg- og miljøteknikk
Studieprogram	MTBYGG
Emnekode	194_TBA4945_1

Studenten	
Etternavn, fornavn	Wærdahl, Tage
Fødselsdato	24.10.1994
E-postadresse ved NTNU	tagesw@stud.ntnu.no

Oppgaven	
Oppstartsdato	11.01.2019
Leveringsfrist	07.06.2019
Arbeidstittel	Utvikling av metoder for trafikkstyrt tilfartskontroll av norske motorveier
Problembeskrivelse	

Tilknyttede ressurser	
Veileder	Arvid Aakre
Eventuelle medveiledere	
Eventuelle medstudenter	

Eventuelle emner som skal inngå i mastergraden

Retningslinjer - rettigheter og plikter

Formål

Avtale om veiledning av masteroppgaven er en samarbeidsavtale mellom student, veileder og institutt som regulerer veiledningsforholdet, omfang, art og ansvarsdeling

Masterstudiet og arbeidet med masteroppgaven er regulert av Universitets- og høyskoleloven, NTNUs studieforskrift og gjeldende studieplan for masterprogrammet.

Veiledning

Studenten har ansvar for å

- Avtale veiledningstimer innenfor de rammene avtalen gir
- Utarbeide framdriftsplan for arbeidet i samråd med veileder, inkludert plan for når veiledningen skal finne sted
- Holde oversikt over antall brukte veiledningstimer sammen med veileder
- Gi veileder nødvendig skriftlig materiale i rimelig tid før veiledningen.
- Holde instituttet og veileder orientert om eventuelle forsinkelser.

Veileder har ansvar for å

- Avklare forventninger om veiledningsforholdet og hvordan veiledningen skal foregå
- Sørge for at det søkes om eventuelle nødvendige godkjenninger (etikk, personvern hensyn).
- Gi råd om formulering og avgrensning av tema og problemstilling, slik at arbeidet er gjennomførbart innenfor normert eller avtalt studietid.
- Drøfte og vurdere hypoteser og metoder.
- Gi råd vedrørende faglitteratur, kildemateriale/datagrunnlag/dokumentasjon og evt. ressursbehov
- Drøfte framstillingsform (disposisjon, språklig form mv.).
- Drøfte resultater og tolkningen av dem.
- Holde seg orientert om progresjonen i studentens arbeid i henhold til den avtalte tids- og arbeidsplan, og følge opp studenten ved behov.
- Sammen med studenten holde oversikt over antall brukte veiledningstimer.

Instituttet har ansvar for å

- sørge for at avtalen blir inngått.
- finne og oppnevne veileder(e).
- inngå avtale med annet institutt/ fakultet/institusjon dersom det er oppnevnt ekstern biveileder.
- i samarbeid med veileder holde oversikt over studentenes framdrift, oversikt over antall brukte veiledningstimer, og følge opp dersom studenten er forsinket i henhold til avtale.
- oppnevne ny veileder og sørge for inngåelse av ny avtale dersom:
 - veileder blir fraværende på grunn av forskningstermin, sykdom, reiser o.a., og om studenten ønsker det.
 - student eller veileder ber om å få avslutte avtalen fordi en av partene ikke følger den.
 - andre forhold gjør at partene finner det hensiktsmessig med ny veileder.
- gi studenten beskjed når veiledningsforholdet opphører.
- informere veiledere om ansvaret for å ivareta forskningsetiske forhold, personvern hensyn og veiledningsetiske forhold.

Blir veiledningsforholdet problematisk for en av partene, kan student eller veileder be om å bli løst fra veiledningsavtalen. Instituttet må i et slikt tilfelle oppnevne ny veileder.

Avtaleskjemaet skal signeres når retningslinjene er gjennomgått.

Signaturer

Carine L. Viken

InstituttTrondheim 16.01.19
sted og dato

Arund Akse Tage Wærdahl

VeilederTrondheim, 15.01.19
sted og dato**Student**Trondheim 11.07.19
sted og dato

Appendiks 2: Beskrivelse av datatypene i Datainn. Levert av Statens Vegvesen.

Beskrivelse av datatypene fra Datainn

Oppdatert 21. oktober 2016.

Innhold

Generelle datatyper for alle trafikantgrupper	2
site_id	2
equipment_local_timestamp	2
datainn_utc_timestamp	2
lane_number	2
speed	2
speed_quality	2
time_gap_back_to_front	2
event_number	3
contains_all_required_fields	3
Spesielle datatyper for motorkjøretøy	3
length	3
weight	3
vehicle_type	3
vehicle_type_raw	4
vehicle_type_quality	4
Spesielle datatyper for sykkel	5
direction	5
bicycle_type	5
bicycle_type_raw	5
bicycle_type_quality	5
signal_loop_1	6
signal_loop_2	6

Ved Excel-eksport av data blir filen lagret på csv-format som enkelt kan åpnes i Excel. Dersom en ønsker å redigere denne fila og spare på formateringen, må filen lagres i xlsx-format.

Her følger en kort beskrivelse av datatypene som er med i eksporten.

Generelle datatyper for alle trafikantgrupper

Disse er felles for både motorkjøretøy og sykkel.

site_id

Denne er ikke implementert ennå, men vil være målestasjonsnummeret.

equipment_local_timestamp

Viser lokal tid. Angir også lokal tids avvik fra UTC (universell koordinert tid, dss. Greenwich Mean Time):

- +1 time for norsk vintertid,
- +2 timer for norsk sommertid.

datainn_utc_timestamp

Viser tidspunktet for når Datainn mottok og lagret data. Avvik fra equipment_local_timestamp avslører hvilke data som ikke ble overført i sanntid, men ble hentet inn i ettertid.

lane_number

Angir hvilket kjørefelt kjøretøyet er registrert i.

speed

Farten oppgis i km/h med en oppløsning på 0,1 km/h.

speed_quality

Angir kvaliteten på fartsmålingen. Det er apparatspesifikt hva som oppgis her.

Datarec Loop Monitor måler kjøretøyets fart når kjøretøyets front entrer den første sløyfa og når kjøretøyets front entrer den andre sløyfa. Speed_quality er forskjellen på disse fartene i absoluttverdi, oppgitt i km/h.

Lavt tall indikerer god måling. Sløyfegeometrien påvirker fartsmålingene, og dersom geometrien er ulik på de to sløyfene i samme kjørefelt, vil speed_quality påvirkes. Dersom det blir ulike utslag på sløyfene (f.eks. fra kjøretøy som passerer bare deler av sløyfa) vil dette også gi utslag på speed_quality. Hvis farten har større usikkerhet enn 10 %, blir både lengde og klassifisering så usikker at de kan forkastes.

EMU3/CMU tilbyr per i dag ikke denne datatypen, men det jobbes med å få en kvalitetsparameter for fart også her.

time_gap_back_to_front

Tidsgap er avstanden målt i sekunder fra bakenden av et kjøretøy til fronten av det neste.

Tidsoppløsning på 0,001 s.

event_number

Automatisk tildelt løpenummer. Øker med 1 for hvert kjøretøy som er registrert.

contains_all_required_fields

Sjekker om alle de viktige datatypene er med på denne registreringen. Angir 1 hvis ok, 0 hvis noe mangler.

Spesielle datatyper for motorkjøretøy

Her beskrives datatypene som er spesielle for motorkjøretøy.

length

Kjøretøylengden oppgis i meter, med en oppløsning på 0,01 m.

Apparatene bruker noen standardverdier for enkelte kjøretøyregistreringer:

Loop Monitor

Aanderaas forklaring:

- 0 m: settes når farten er under 7 km/h.
- 1,2 m: minimumslengde på signal som blir tolket (100 % sikkert) som motorsykkel, men har usikker lengde pga. ikke-perfekt signalforløp.
- 1,95 m: minimumslengde på signal som blir tolket (100 % sikkert) som personbil, men har usikker lengde pga. ikke-perfekt signalforløp.
- 29 m: maksimumslengde på signal som blir tolket (100 % sikkert) som personbil, men har usikker lengde pga. ikke-perfekt signalforløp. Denne kan også inntreffe dersom lastebil passerer med en personbil liggende tett bak.

Generelt kan disse lengdene gjerne oppstå når kjøretøy passerer skjevt eller bare delvis over sløyfene.

Felles for disse lengdene. Forkast lengden og bruk klassifiseringa i stedet.

EMU3

Q-Frees forklaring:

- 1,25 m: minimumslengde for kjøretøy generelt. Usikre lengdemålinger som blir kortere, får automatisk satt lengden til 1,25 m. De fleste klassifiseres som motorsykkel, men også noen biler får denne lengden. Opptrer typisk i forbindelse med sentrisk kjøring.

weight

Er ikke tatt i bruk ennå.

vehicle_type

Angir kjøretøytype i tre klasser:

- 1: motorsykkkel, moped.
- 2: personbil, lett varebil.
- 3: lastebil og buss.
- 4: personbil med henger, lett varebil med henger
- 11: uklassifisert

Blanke felter er apparatspesifikt, da Loop Monitor har lastebil på disse, mens EMU3 har kjøretøy med tilhenger. Loop Monitor har også en kategori 11 for kjøretøy som blir registrert, men uklassifisert.

vehicle_type_raw

Dataloggerne har leverandørspesifikke klassekoder som gjengitt nedenfor. I Datainn «oversettes» disse til en felles klasseinndeling i vehicle_type, se over.

EMU3:

- LMV1: motorsykkkel, moped.
- LMV2: personbil, lett varebil.
- HMV: lastebil.
- WC: med tilhenger.
- UC/LOOP: uklassifisert.

Loop Monitor:

- 1: motorsykkkel.
- 2: personbil.
- 3: personbil med henger.
- 4: varebil.
- 5: varebil med henger.
- 6: buss.
- 71: Liten lastebil.
- 72: Lastebil.
- 8: Vogntog.
- 9: semitrailer.
- 10 eller blank: uklassifisert.

vehicle_type_quality

Apparatspesifikk kode for kvalitet på klassifisering.

EMU3:

Benyttes ikke per i dag.

Loop Monitor, Aanderaas beskrivelse:

Typiske verdier vil være:

2222: en vanlig personbil.

0202: motorsykkkel.

6262: langt kjøretøy som gir signal fra sløyfene som går over og under «triggenivå» flere ganger.

Andre tallkombinasjoner er mulig. Ulikhet mellom de to første og de to siste sifrene indikerer

at de to sløyfene i et kjørefelt har fanget ulike signalforløp fra et kjøretøy. Dette kan for eksempel typisk oppstå ved feltskift, evt. i kø.

Generelt er oddetall og null (unntatt 0202) tegn på en så usikker registrering at klassifiseringen ikke kan brukes. Hvis farten har større usikkerhet enn 10 %, blir både lengde og klassifisering så usikker at den kan forkastes. Under 7 km/h er ikke klassifisering god.

Spesielle datatyper for sykkel

Her beskrives datatypene som er spesielle for sykkel.

direction

Angir sykkelpasseringens retning relativt metreringen, der «1» er med og «-1» er mot.

bicycle_type

Klassifisering av det passerende kjøretøy som sykkel eller ikke:

«0» er ikke sykkel,
«1» er sykkel.

bicycle_type_raw

Dataloggers klassifisering av kjøretøyet.

CMU:

«CYCLE» er sykkel
Andre klasser er ikke spesifisert.

Loop Monitor:

«0» er ikke sykkel,
«1» er sykkel.

bicycle_type_quality

Dataloggers klassifisering av kjøretøy på mer detaljert nivå.

CMU:

«Bicycles», lengde 80 – 130 cm.
“Motorcycles”, lengde 130 – 200 cm, fart > 0 km/h.
“Mopeds 1”, lengde 120 – 130 cm, fart > 30 km/h.
«Mopeds 2», lengde 115 – 120 cm, fart > 25 km/h.

Loop Monitor:

«1»: Begge sløyfer har korrekt signalform og god korrelasjon mellom signalene.
«2» og «3»: Minimum en av sløyfene har korrekt signalform, mens den andre mangler en «vinge». Fortsatt god korrelasjon mellom signalene.
«4» og «5»: Begge mangler en «vinge», god korrelasjon mellom signalene, hastighet og akselavstand godkjent.
«6» og oppover: For test/utvikling. Kriterier for sykkel er ikke godkjent.

signal_loop_1

Ikke relevant for CMU.

Loop Monitor: Viser maksimumsendringen på signalstyrken på sløkke 1. Dess større verdi her, dess sterkere har registreringen vært.

signal_loop_2

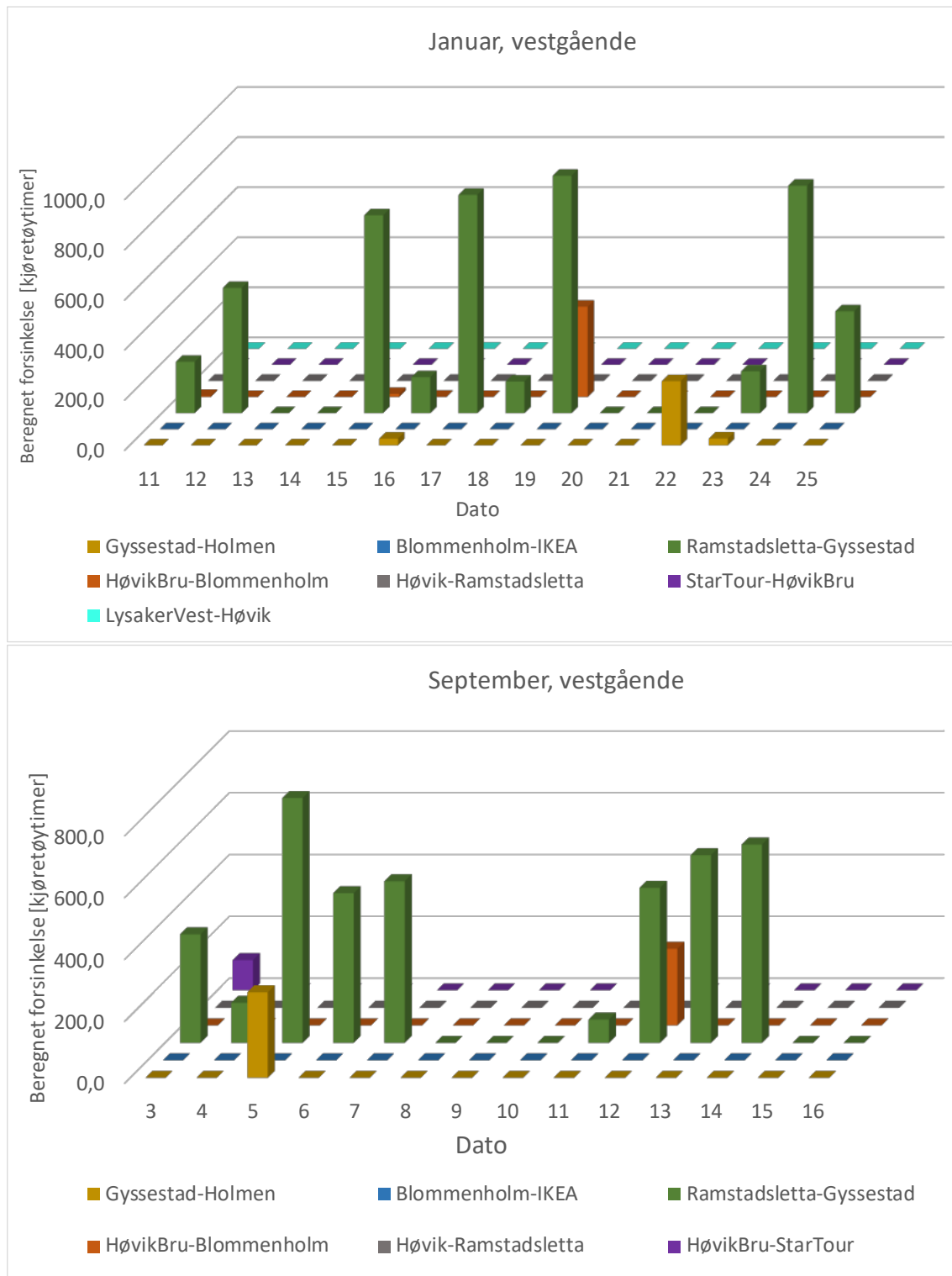
Ikke relevant for CMU.

Loop Monitor: Viser maksimumsendringen på signalstyrken på sløkke 2. Dess større verdi her, dess sterkere har registreringen vært.

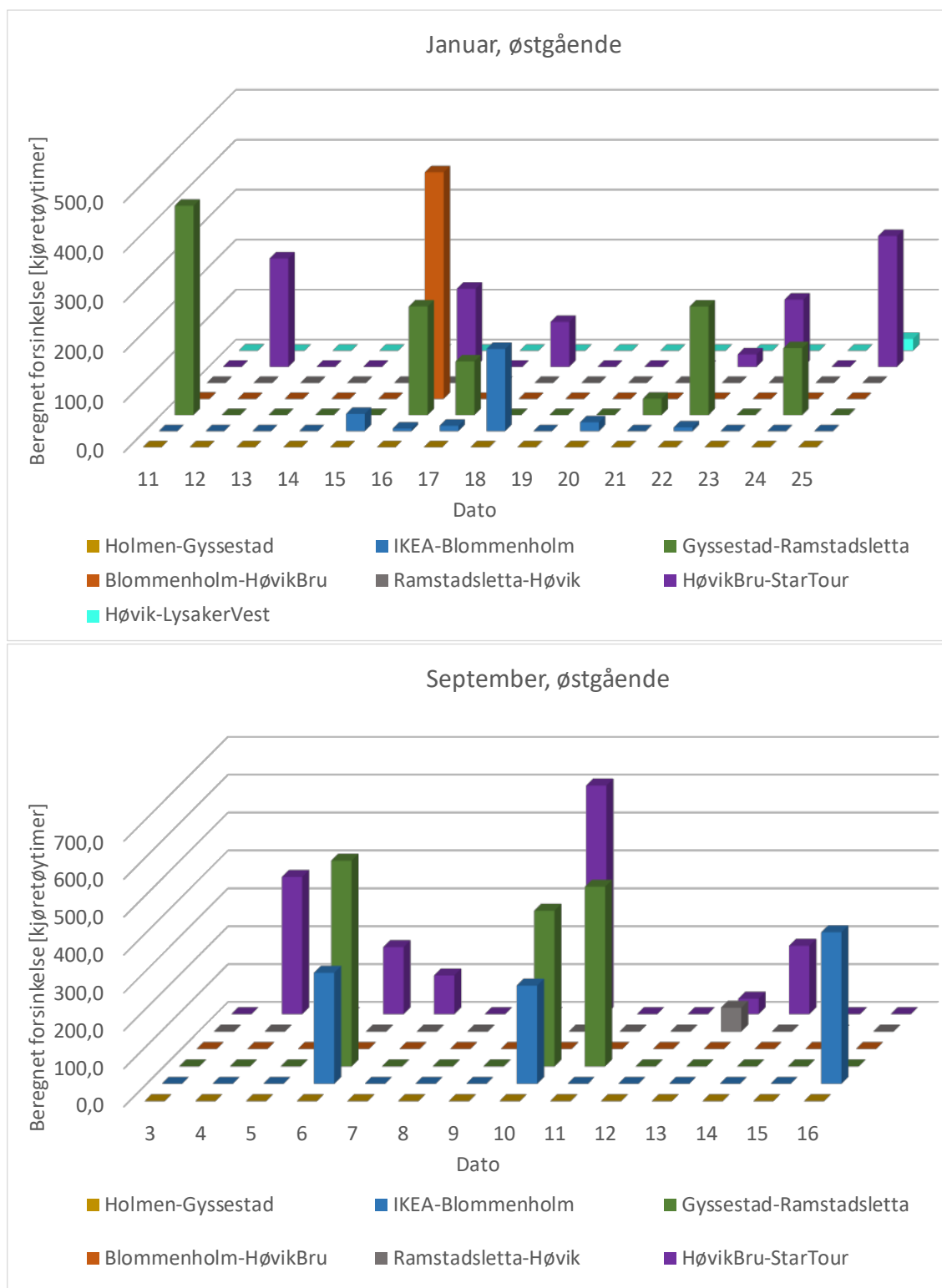
Appendiks 3: Informasjon om sløyfedetektorene i prosjektet.

E18 Vestkorridoren, Sløyfedetektorer	Felt vest	Felt øst	Avstand vest (km)	Avstand øst (km)	Antall påkjørslers vest	Antall påkjørslers øst	Kollektivfelt + el-kjt
Holmen EV18 HP 11 Meter 805	1,3	2,4,6	-	2.7	-	1	6
IKEA EV18 HP 10 Meter 370	1,3,5	2,4,6	2.7	1.1	1	1	6
GYSSESTAD EV18 HP 9 Meter 760	1,3,5	2,4,6	1.1	1.9	1	1	6
BLOMMENHOLM EV18 HP 8 Meter 600	1,3,5	2,4,6	1.9	2.0	1	1	6
RAMSTADSLETTA EV18 HP 7 Meter 3100	1,3,5	2,4,6	2.0	0.7	1	1	6
HØVIK BRU EV18 HP 7 Meter 2420	1,3,5	2,4,6	0.7	0.5	1	(1) Bensinstasjon	6
HØVIK EV18 HP 7 Meter 1894	1,3,5	2,4,6	0.5	1	(1) Kun av	1	6
STARTOUR EV18 HP 7 Meter 970	1,3,5	2,4,6	1	0.8	1	0	6
LYSAKER VEST EV18 HP 7 Meter 170 (Trafikkdata kun tilgjengelig for januar)	1,3,5	2,4,6	0.8	2.9	0	-	6

Appendiks 4: Lokalisering av kritiske delstrekninger



Figur 18: Beregnet forsinkelser i relasjon til flaskehalser på delstrekningen (Chen et al. 2004), vestgående retning.



Figur 19: Beregnet forsinkelser i relasjon til flaskehalser på delstrekningen (Chen et al. 2004), østgående retning.

Appendiks 5: Matematisk utledning av uttrykket for forventet trafikkgjennomstrømming

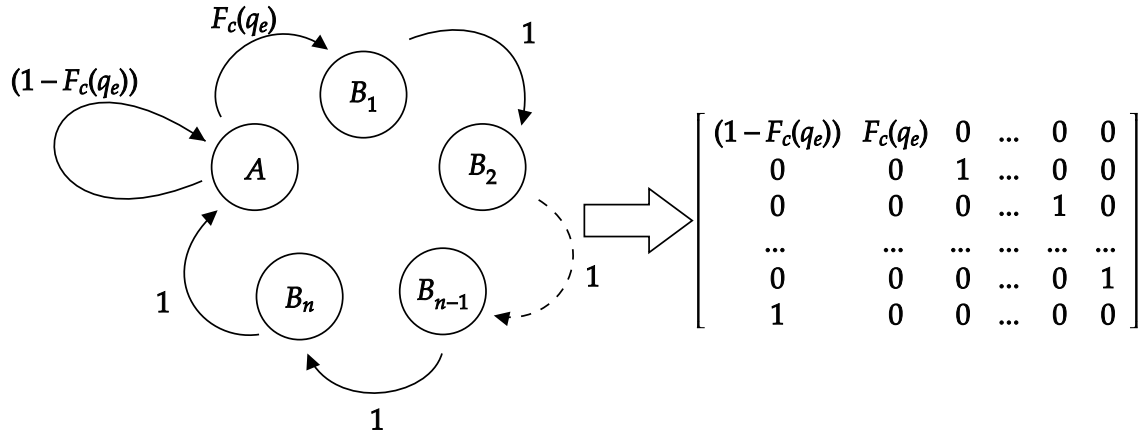
Utleddningen som følger resulterer i det samme uttrykket for forventet gjennomstrømming 3.13 ved et etterspurt trafikkvolum q_e , men gjennom en annen tilnærming. Utleddningen benytter seg av Markovkjeder, og nærmere bestemt stabile tilstandsvektorer som kan avledes fra overgangsmatrisen fra tilstandsmaskinen.

Igen defineres trafikken til enten å være i frittflytende tilstand (A) (der det etterspurte trafikkvolumet håndteres uten fall i hastighet) eller i en køtilstand (B). På samme måte antas det at sannsynligheten for en endring fra frittflytende trafikk til en kø-situasjon som funksjon av etterspurt trafikkvolum innen et intervall $F_c(q_e)$, samt den gjennomsnittlige gjennomstrømmingen under køtilstanden q_k er kjent. Da kan forventet trafikkgjennomstrømming beregnes etter følgende formel:

$$q_{exp} = P(e) \times q_e + P(k) \times q_k$$

der $q_{exp}[kjt/t]$ er forventet trafikkgjennomstrømming, $q_{e,k}$ er henholdsvis det etterspurte trafikkvolumet (gjennomstrømmingen) og trafikkgjennomstrømmingen under køtilstand og $P(e, k)$ er forventet andel intervaller i henholdsvis normal- og køsituasjon ved etterspurt trafikkmengde q_e . For å kunne benytte formel 3.8 må $P(e, k)$ beregnes på grunnlag av sannsynlighetsfordelingsfunksjonen $F_c(q)$ som er estimert fra trafikkdata. Med andre ord, vi kjenner sannsynligheten for et kapasitets-sammenbrudd over et intervall gitt etterspurt trafikkmengde, men formelen etterspør forventet andel intervaller i hver situasjon gitt etterspurt trafikkmengde.

For å bestemme andelen intervaller i hver situasjon gitt et trafikkvolum, lages en endelig tilstandsmaskin med en regulær overgangsmatrise. Likevektstilstandsvektoren \mathbf{q} til en regulær overgangsmatrise P er den unike sannsynlighetsvektoren som tilfredsstiller ligningen $P\mathbf{q} = \mathbf{q}$. Men andre ord kan andelen intervaller i hver tilstand bestemmes ved å løse ligningen. Tilstanden A representerer en frittflytende tilstand, mens hvert intervall i køtilstanden representeres av en dummytilstand B_n . Når tilstandsmaskinen går fra A til B_1 går tilstanden videre gjennom n B-tilstander, før den returnerer til A . Dermed kan et generelt uttrykk for andelen intervaller i hver tilstand ved enhver varighet av køtilstanden utledes fra tilstandsmaskinen, der x_1 representerer andelen i tilstanden A (frittflytende tilstand), mens $x_{2,3,\dots,n}$ representerer andelen i tilstanden B (køtilstand).



Figur 20: Markov-prosess med én tilstand for A, og n tilstander for B, der n representerer varigheten til sammenbruddet i antallet intervaller. Inkludert tilhørende overgangsmatrise.

$$\begin{bmatrix} x_1 & x_2 & x_3 & \dots & x_{n-1} & x_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (1 - F_c(q_e)) & F_c(q_e) & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 & x_2 & x_3 & \dots & x_{n-1} & x_n \end{bmatrix}$$

Figur 21: Ligningen $P\mathbf{q} = \mathbf{q}$ for bestemmelse av likevektstilstandsvektoren \mathbf{q}

Ligningen $P\mathbf{q} = \mathbf{q}$ resulterer i ligningssystemet:

$$\begin{aligned}
 (1 - F_c(q_e)) \times x_1 + x_n &= x_1 \\
 F_c(q_e) \times x_1 &= x_2 \\
 x_2 &= x_3 \\
 &\dots \\
 x_{n-1} &= x_n \\
 x_1 + x_2 + \dots + x_{n-1} + x_n &= 1
 \end{aligned}$$

Som kan forenkles til:

$$\begin{aligned} F_c(q_e) \times x_1 &= x_n \\ x_1 + n \times x_n &= 1 \end{aligned}$$

Av dette ligningsettet kan et uttrykk for x_1 bestemmes.

$$x_1 (1 + n \times F_c(q_e)) = 1$$

$$x_1 = \frac{1}{1 + n \times F_c(q_e)}$$

Da $x_{2,3,\dots,n}$ er den komplementære hendelsen tilsvarer dette:

$$x_{2,3,\dots,n} = 1 - x_1 = \frac{F_c(q_e) \times n}{1 + F_c(q_e) \times n}$$

Når vi husker at varigheten til køtilstanden V_k tilsvarer antallet dummytilstander n , har vi kommet frem til samme uttrykk for forventet trafikkgjennomstrømming:

$$q_{exp} = q_1 \times x_1 + q_{2,3,\dots,n} \times x_{2,3,\dots,n}$$

$$q_{exp} = q_e \times \left(1 - \frac{F_c(q_e) \times V_k}{1 + F_c(q_e) \times V_k}\right) + q_k \times \frac{F_c(q_e) \times V_k}{1 + F_c(q_e) \times V_k}$$

Utrykket 3.13 kan også skrives som:

$$q_{exp} = q_e \times \frac{1}{1 + V_k \times F_c(q_e)} + q_k \times \left(1 - \frac{1}{1 + V_k \times F_c(q_e)}\right)$$

Utrykket er noen færre symboler, men gir ikke like mye intuitiv mening, og er derfor valgt bort til fordel for den øvrige skrivemåten.

Egentlig er ikke markovkjeder egnet til å behandle tilstander med varigheter, da kjerne til operasjonen er å beskrive prosesser hvor den fremtidige tilstanden kun er avhengig av hva den nåværende tilstand er. I denne utledningen ble varigheten til køtilstanden bygd inn i tilstandsmaskinen, som lot seg gjøre da hver overgang mellom dummytilstandene har sannsynligheten 1. Det finnes trolig mange enklere måter å utlede uttrykket 3.13 på.

Appendiks 6: Hypotesetester

Sammenbruddsvolu	Rangering	Sammenbruddsvolu	Rangering	Sammenbruddsvolum	Rangering
4620	129	3960	78	3564	27
4596	128	3948	77	3564	26
4560	127	3948	76	3564	25
4416	126	3936	75	3552	24
4404	125	3936	74	3552	23
4392	124	3936	73	3552	22
4368	123	3936	72	3528	21
4356	122	3924	71	3516	20
4344	121	3912	70	3504	19
4332	120	3912	69	3468	18
4332	119	3912	68	3408	17
4332	118	3900	67	3348	16
4320	117	3888	66	3336	15
4320	116	3876	65	3288	14
4320	115	3876	64	3252	13
4308	114	3864	63	3216	12
4308	113	3864	62	3204	11
4272	112	3864	61	3168	10
4236	111	3852	60	3048	9
4212	110	3840	59	3024	8
4200	109	3840	58	2988	7
4188	108	3840	57	2976	6
4188	107	3840	56	2964	5
4176	106	3828	55	2832	4
4176	105	3816	54	2808	3
4164	104	3816	53	2772	2
4164	103	3816	52	2760	1
4164	102	3792	51		
4152	101	3768	50		
4152	100	3768	49	Mann-Whitney U test	
4152	99	3768	48	Sum_rank	
4140	98	3756	47	R_vår	5326
4140	97	3756	46	R_vinter	3059
4128	96	3744	45	Antall brudd	
4128	95	3744	44	n_vår	65
4128	94	3744	43	n_vinter	64
4128	93	3732	42	U-verdi	
4116	92	3720	41	U_vår	3181
4104	91	3708	40	U_vinter	979
4104	90	3708	39	Z-verdi	
4104	89	3684	38	z_vår	5,18632347
4104	88	3684	37	z_vinter	-5,1863235
4104	87	3672	36	Signifikant? ($\alpha = 0.05$)	JA
4044	86	3660	35	Signifikant? ($\alpha = 0.01$)	JA
4044	85	3660	34		
4044	84	3660	33		
4032	83	3636	32		
4020	82	3612	31		
3996	81	3576	30		
3984	80	3576	29		
3960	79	3576	28		

Sammenbruddsvolu	Rangering	Sammenbruddsvolu	Rangering	Sammenbruddsvolum	Rangering
4620	129	3960	78	3564	27
4596	128	3948	77	3564	26
4560	127	3948	76	3564	25
4416	126	3936	75	3552	24
4404	125	3936	74	3552	23
4392	124	3936	73	3552	22
4368	123	3936	72	3528	21
4356	122	3924	71	3516	20
4344	121	3912	70	3504	19
4332	120	3912	69	3468	18
4332	119	3912	68	3408	17
4332	118	3900	67	3348	16
4320	117	3888	66	3336	15
4320	116	3876	65	3288	14
4320	115	3876	64	3252	13
4308	114	3864	63	3216	12
4308	113	3864	62	3204	11
4272	112	3864	61	3168	10
4236	111	3852	60	3048	9
4212	110	3840	59	3024	8
4200	109	3840	58	2988	7
4188	108	3840	57	2976	6
4188	107	3840	56	2964	5
4176	106	3828	55	2832	4
4176	105	3816	54	2808	3
4164	104	3816	53	2772	2
4164	103	3816	52	2760	1
4164	102	3792	51		
4152	101	3768	50		
4152	100	3768	49	Mann-Whitney U test	
4152	99	3768	48	Sum_rank	
4140	98	3756	47	R_normal	7981
4140	97	3756	46	R_nedbør	404
4128	96	3744	45	Antall brudd	
4128	95	3744	44	n_normal	122
4128	94	3744	43	n_nedbør	7
4128	93	3732	42	U-verdi	
4116	92	3720	41	U_normal	478
4104	91	3708	40	U_nedbør	376
4104	90	3708	39	Z-verdi	
4104	89	3684	38	z_normal	0,53022498
4104	88	3684	37	z_nedbør	-0,530225
4104	87	3672	36	Signifikant? ($\alpha=0.05$)	NEI
4044	86	3660	35	Signifikant? ($\alpha=0.01$)	NEI
4044	85	3660	34		
4044	84	3660	33		
4032	83	3636	32		
4020	82	3612	31		
3996	81	3576	30		
3984	80	3576	29		
3960	79	3576	28		

