

# Probabilistisk säkerhetsverifiering av befintlig vägbro



**Peter Emanuelsson**  
**Adam Persson**

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lunds Universitet, 2011

Rapport TVBK - 5192

## **Avdelningen för Konstruktionsteknik**

Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

## **Department of Structural Engineering**

Lund Institute of Technology  
Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

## **Probabilistisk säkerhetsverifiering av befintlig vägbro**

Probabilistic safety analysis of an existing road bridge

Peter Emanuelsson  
Adam Persson

2011

Rapport TVBK-5192

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-11/5192+86p

Examensarbete

Handledare: Magnus Karlsson

Januari 2011

## **Förord**

Detta examensarbete har skrivits som avslutning på våra studier till Civilingenjörer i Väg- och Vattenbyggnad på Lunds Tekniska Högskola. Arbetet är utfört vid avdelningen för Konstruktionsteknik i samarbete med Reinertsen AB. Examensarbetet har genomförts under tidsperioden september 2010 till och med januari 2011. Idén till examensarbetet är utformad av Prof. Sven Thelandersson, avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola.

Vi vill tacka Prof. Sven Thelandersson för all hjälp och vägledning under arbetets gång. Vi vill även tacka Sven för inbjudan till forskarkursen Reliability of Structures, som vi fått följa som en del av examensarbetet. Vi vill även tacka vår handledare Magnus Karlsson från Reinertsen för underlaget till referensbron och för den handledning han bistått med.

Ett särskilt tack vill vi rikta till Fredrik Carlsson för den hjälp vi fått med trafiksimuleringen samt för hans engagemang och värdefulla diskussioner kring vår probabilistiska analys.

Lund, januari 2011

Peter Emanuelsson och Adam Persson



## Sammanfattning

Rapporten syftar till att jämföra två olika metoder som kan användas för att klassningsberäkna broar. För att göra detta har en bro som tidigare klassningsberäknats deterministiskt av Reinertsen AB beräknats probabilistiskt. Skillnaden mellan metoderna har utvärderats genom att se vilka laster de olika metoderna tillåter, givet att bron klassningsberäknas i säkerhetsklass 2.

Bron som används som referens i arbetet är en plattrambro som leder motorvägen E6 över Lommabanan. Bron är belägen 1,4 kilometer norr om Flädie station. Bron består av två identiska broar som var och en leder norrgående respektive södergående trafik över spåret. Bron är byggd år 1959 i samband med att europavägen E6 byggdes ut.

För att jämföra de olika metoderna studeras Reinertsens klassningsberäkning. Därefter har tre olika fall granskats. Det hjälpmedel som använts för att studera fallen är datorprogrammet *Comrel*, som används för att utvärdera tillförlitligheten baserat på statistiska gränsfunktioner.

För att utföra den probabilistiska klassningsberäkningen har trafik simulerats på bron. Denna bygger på en B-WIM mätning utförd vid Ölandsbron i samband med en klassningsberäkning. Mätningen består av cirka 10 000 tunga fordon, som i rapporten simuleras köra över bron med hjälp av datorprogrammet *MATLAB*. POT-metoden används för att beskriva de högsta snittkrafterna från denna simulering med en extremvärdesfördelning, som används för att skatta framtida laster.

Det första fallet är en ren jämförelse av kapaciteten i bron från de två metoderna. Här används den probabilistiskt beräknade kapaciteten, trafiklaster helt enligt Reinertsen samt permanenta laster enligt den nya beräkningen. Alla laster behandlas deterministiskt. En faktor tillåts variera från ett och uppåt, och skalar således upp trafiklasten. När gränsen för säkerhetsklass 2 nås kan den varierande faktorn läsas av för att se om och i så fall hur mycket lasten kan ökas. Samma princip används för fall två, där typfordonen används som trafiklast istället för Reinertsens laster. I det tredje fallet ersätts lasterna av en extremvärdesfördelning som är baserad på trafikmätningar. Även här finns en varierande faktor som avläses när säkerhetsklass 2 uppnås.

En gränsfunktion för varje studerat fall har skrivits i programmet *Comrel*. Programmet beräknar ett säkerhetsindex,  $\beta$ , som beskriver sannolikheten för brott hos konstruktionen. Samtidigt beräknas även ett  $\alpha$ -värde för varje ingående variabel parameter för att se hur stor inverkan den parametern har på resultatet i den aktuella gränsfunktionen.

Resultaten från det första fallet visar på att kapaciteten i bron inte förändras nämnvärt när bärformåga modelleras probabilistiskt. Däremot påverkar det resultaten mycket när trafiklasterna modelleras probabilistiskt. När typfordon används för beskriva trafiklasten probabilistiskt kan axel- respektive boggitryck ökas med 6,6 % respektive 8 % jämfört med de kapaciteter Reinertsen beräknat. När trafiksimuleringen används som last minskar axel- och boggitryckskapacitet drastiskt från 34 och 28 ton till 15,8 och 23,7 ton vid Weibullfördelning. Axel- respektive boggitryckkapacitet är enbart 46,5 % respektive 84,6 %

jämfört med de kapaciteter Reinertsen beräknat. Detta beror på att den simulerade trafiken är mycket tyngre än de typfordon som klassningsdokumentet hänvisar till.

Sökord: Probabilistisk analys, vägbro, trafiklast och trafiksimulering.

## Abstract

This Master's Thesis constitutes a comparison between two different methods for bridge classification in Sweden. A bridge, which has already been classified deterministically by Reinertsen AB, is calculated with a probabilistic analysis. The differences in capacity between the two methods are evaluated, comparing the capacity of the methods, given that the bridge is designed with a probability of failure of  $10^{-5}$ , which in Sweden is called safety class 2.

The evaluated bridge is a concrete slab frame bridge, leading the motorway E6 over the railway *Lommabanan*. The location of the bridge is 1.4 kilometers north of *Flädie* train station, in the south of Sweden. The bridge was constructed in 1959 during the expansion of E6.

In order to give the two methods the same input values, the classification from Reinertsen has been analyzed. Identical assumptions and models are used to give a fair comparison. Three scenarios have been evaluated, incorporating different load models. Theoretical calculations of the limit state functions have been performed in the computer program *Comrel*.

To create input loads from the traffic for the probabilistic analysis, a simulation of traffic in a computer program called *MATLAB* has been performed. The simulation is based on traffic data from Carlsson (2010) which were measured in order to perform the classification calculations of *Ölandsbron*. The data includes 10 000 heavy vehicles which were simulated as traveling over the bridge. The section forces were stored in a vector, where the highest values were distributed in an extreme value distribution according to the POT method.

The first case is a comparison of the bridge capacity using both methods. The capacity of the bridge is modeled using the probabilistic analysis. Traffic load data is taken from the deterministic analysis and permanent loads are calculated in the report, but used deterministically. In order to determine when safety class 2 is reached, a factor is multiplied to the load and is set to grow from one and upwards. The factor's value represents the percentage that is possible to increase the traffic load with. The same principle is used for case two, where standard vehicles from a classification code are used as traffic load. In the third case the traffic loads are replaced by an extreme value distribution based on the traffic simulation. Even here a growing factor is used in order to determine the load when reaching safety class 2.

A limit state function is written for each of the three cases in *Comrel*. The program is used to calculate the safety index  $\beta$ , which represent the probability of failure. In the same program an  $\alpha$ -value for every variable parameter is calculated. The  $\alpha$ -value can be evaluated to see how each variable influence the result of the limit state function.

The results from the first case show that the capacity of the bridge does not change significantly when the resistance is modeled probabilistic. However, the results are influenced a lot when traffic load are modeled probabilistic. In the second case the probabilistic approach show a rise of 6.6 % and 8 % for the single axel pressure and the bogie pressure, respectively, when compared to Reinertsen's calculations. When traffic simulation



is used to determine section forces axle pressure and bogie pressure 15.8 respectively 23.7 tons are allowed when Weibull distribution is used. This implies that axle pressure is only 46.5 % and bogie pressure is only 84.6 % of the capacities Reinertsen calculated. This is because the simulated traffic loads are much higher than those of the standard vehicles, which are used in the deterministic classification method.

Keywords: Probabalistic analysis, road bridge, traffic load and traffic simulation.

# Innehållsförteckning

Förord.....	iii
Sammanfattning .....	v
Abstract.....	vii
1 Inledning.....	1
1.1 Bakgrund .....	1
1.2 Syfte och mål.....	2
1.3 Hypotes.....	2
1.4 Avgränsningar .....	2
1.5 Metod .....	2
2 Bron.....	5
2.1 Trafiksituation .....	5
2.2 Konstruktion.....	6
3 Analysmetoder.....	9
3.1 Deterministisk partialkoefficientmetod.....	9
3.2 Probabilistisk säkerhetsverifiering .....	10
3.3 Influenslinjer .....	14
3.4 Typfordon.....	15
3.5 Trafikmätning.....	16
3.6 Trafiksimulering.....	20
3.7 POT-metoden .....	22
4 Deterministisk klassning.....	25
4.1 Introduktion.....	25
4.2 Sammanfattning .....	25
4.3 Beräkningsmodell.....	25
4.4 Material .....	26
4.5 Laster.....	27
4.6 Beräkningsförutsättningar .....	30
4.7 Kapacitetskontroll i brobanepattan .....	31
5 Probabilistisk säkerhetsverifiering .....	33
5.1 Snedvinklighet.....	33
5.2 Sned sprickbildning.....	34
5.3 Momentkapacitet.....	34

5.4	Permanent laster .....	36
5.5	Trafiklaster .....	39
5.6	Modellosäkerheter .....	52
5.7	Gränsfunktioner.....	53
5.8	Beräkningar i Comrel .....	57
6	Resultat och Diskussion.....	65
6.1	Resultat av gränsfunktioner.....	65
6.2	Felkällor och antaganden .....	67
6.3	Trafikens inverkan på resultatet .....	68
6.4	Metodens potential .....	69
7	Slutsats.....	71
8	Referenser.....	73
Bilaga 1	Typfordon (Vägverket 1998).....	75
Bilaga 2	Armeringsritning (Reinertsen 2007).....	77

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Trafikverket förvaltar cirka 17 500 broar (Vägverket 2001a), varav cirka 15 000 är vägbroar (Vägverket 2001b). Förvaltningskostnaderna drift, underhåll och förbättring för vägbroarna uppskattades, av dåvarande Vägverket, till mellan 700 och 900 miljoner kronor årligen för de första åren av 2000-talet (Vägverket 2001b).

Mätningar av trafik har länge varit intressant för Trafikverket. Tunga axelvikter från fordon har en stor nedbrytande effekt på både beläggning och vägar. Vägning av fordon i rörelse infördes på 1980-talet genom att fasta vågstationer frästes ner i asfalten. Mätningarna från dessa visade sig dock vara för dåliga och försöken lades ner. En annan metod som kallas B-WIM provades första gången 2001. En bro användes som våg och dess töjning motsvarar lasten på fordonet. Försöket blev lyckat, varför en utveckling av detta system upptogs (Vägverket 2007).

När lastbärande kapacitet skall bestämmas för en befintlig bro, till exempel för att öka tillåten trafiklast, utförs en klassningsberäkning enligt *Allmän Teknisk Beskrivning för klassningsberäkning av vägbroar* (i rapporten kallad ATB 98). När kapaciteten enligt klassningsberäkningen inte är tillräckligt hög kan antingen förstärkningsarbete utföras på den befintliga bron, eller i värsta fall att låta bygga en ny bro. Båda dessa lösningar är kostsamma och drabbar ibland broar som är i till synes gott skick och som egentligen inte behöver åtgärdas.

*"Ingen tycks ha så gott om pengar som svenskarna,  
som förstärker broar som redan håller!"*

*Ib Enévoltsen, Ramböll*

Genom att med mer sofistikerade metoder kunna påvisa att en befintlig bro, som inte godkänts i klassningsberäkningen, faktiskt uppfyller de krav på hållfasthet som ställs är mycket lönsamt. En sådan metod kommer att utvärderas i rapporten. Metoden används frekvent i andra länder, till exempel i Danmark, men har ännu inte fått genomslag i Sverige. Metoden är probabilistisk vilket innebär att den utgår från en statistisk och sannolikhetsbaserad analys. Variabla parametrar på både hållfasthets- och belastningssidan modelleras för att på ett noggrant sätt kunna beräkna det säkerhetsindex som konstruktionen besitter. De variabla parametrarna kan till exempel vara armeringsjärnens draghållfasthet eller trafikbelastningen på bron i fråga. Istället för att välja ett förutbestämt approximerat värde, som vid dimensionering med vanlig konservativ metod, beskrivs parameterns fördelningsfunktion och en sannolikhetsanalys utförs baserat på variansen hos parametern. Denna metodik ger ofta större kapacitet än dem som fås med den konservativa metoden, vilket skapar ett utrymme för högre kapacitet.

## 1.2 Syfte och mål

Inom ramen för examensarbetet är syftet att jämföra den probabilistiska och den deterministiska metoden för en specifik bro. Eftersom den valda bron redan är klassningsberäknad av Reinertsen, som påvisat att bron har tillräcklig kapacitet, är målet för rapporten att med den probabilistiska analysen kunna påvisa en ännu högre kapacitet än med den deterministiska metoden.

I en probabilistisk analys ingår en mer noggrann modellering av trafiklasten. Ett annat syfte med rapporten är därmed att jämföra de trafiklasten som används vid klassningsberäkning av broar med de trafiklasten som modelleras med hjälp av verkligt uppmätt trafik.

## 1.3 Hypotes

Den deterministiska metoden baseras på dimensionerande värden på säkra sidan som är definierade för att ge varje bro den kapacitet den behöver. I varje värde, både på lastsidan och på materialsidan finns en osäkerhet. Genom att noggrannare beakta de osäkerheter som finns i de ingående parametrarna i en klassningsberäkning kan en högre kapacitet ofta påvisas. I vissa fall är skillnaden liten, i andra fall är den stor, men tillsammans bildar osäkerheterna det extra utrymme som kan öka kapaciteten på bron.

Skillnader på lastsidan kan vara betydande då den verkliga lasten kanske inte kan anses vara motsvarande den last som anges i ATB 98. Typfordonen i lastmodellen från ATB 98 innefattar fordon som är definierade enligt de svenska reglerna för tillåten last. Detta innebär att typfordonen har givits laster som motsvarar ett maximalt lastat fordon enligt trafikreglerna. Detta kan vara en underskattning, då det finns en risk för överlasten inom transportsektorn. Åkeriföretagen har i vissa fall vinster att göra på överlasten, vilket leder till allt tyngre fordon på vägarna.

## 1.4 Avgränsningar

Brons kapacitet beräknas enbart i ett utvalt kritiskt snitt. Detta snitt är de som vid tidigare klassningsberäkningar visat på den gränssättande kapaciteten. Materialparametrar kommer enbart att tas fram med hjälp av erfarenhetsbaserade värden, vilket innebär att ingen materialprovning utförs. Trafikmätningar utförs inte inom ramen för detta examensarbete. De simuleringar som utförs baseras på tidigare utförda mätningar i samband med klassningsberäkning av Ölandsbron, utförd av Fredrik Carlsson.

## 1.5 Metod

Denna rapport kommer att baseras på litteratur som behandlar probabilistiska analyser, till exempel *Modelling of Traffic Loads on Bridges* (Carlsson 2006) och *Reliability of structures* (Nowak 2000). Genom att utföra en litteraturstudie inom området ges en uppfattning om hur probabilistisk metod används. Genom litteraturstudien belyses olika sätt att behandla statistiken och de olika variabla parametrarna. Litteraturen ger också vägledning om hur de olika parametrarna ska behandlas för att kunna användas i de gränsfunktioner som slutligen leder till brons kapacitet. Hur simuleringar kan utföras ges exempel på i Carlsson (2006). Utöver litteraturstudien kommer även en kurs ligga till grund för examensarbetet, nämligen *Reliability of Structures*, vilket är en forskarkurs vid Lunds tekniska högskola.

Efter att information om probabilistiska analyser samlats in utförs en studie av den bro som kommer att utgöra referensen i examensarbetet. Denna bro har tidigare klassningsberäknats av Reinertsen i Malmö enligt *ATB 98*. För att kunna jämföra resultat med den klassning som är utförd, måste Reinertsens klassning analyseras. Det är viktigt för resultatet att samma modeller som användes i den ursprungliga beräkningen även används i den probabilistiska beräkningen. Detta gäller modeller för så väl lastställning och statisk modell som för beräkningsgång och antaganden.

Ur analysen av den tidigare klassningen hämtas de kritiska snitten och de modeller som använts i beräkningarna. För att bestämma maximala snittkrafter i dimensionerande snitt körs fordon över bron i simuleringsprogram. De fordon som används i beräkningarna är dels typfordon enligt *ATB 98* dels de verkliga uppmätta fordon från trafikmätningar. Med hjälp av influenslinjer ges värden på snittkrafterna som sedan är ingångsparametrar till de probabilistiska beräkningarna. När den sannolikhetsbaserade analysen är genomförd kan en jämförelse mellan de olika resultaten visa om det blir någon skillnad mellan de två metoderna.

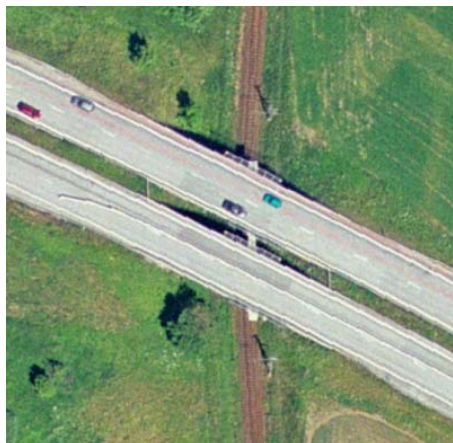
I rapporten används datorprogrammet *Ramanalys* för att beräkna de snittkrafter som uppstår av laster på bron. Influenslinjer beräknas med hjälp av *Ramanalys* och sammanställs i programmet *MATLAB*. *MATLAB* används även för simuleringar av trafiklaster. Probabilistisk utvärdering av konstruktionens säkerhetsindex utförs i statistikprogrammet *Comrel*.



## 2 Bron

### 2.1 Trafiksituation

Den bro som används som referens för rapporten leder motorvägen E6/E20 över Lommbanan, järnvägsspåret mellan Lomma och Kävlinge, se Figur 2.1. Dess beteckning är Bro 12-467 och är belägen cirka 1,4 km norr om Flädie station. Bron är byggd 1959 och färdigställdes i samband med utbyggnaden av europavägen E6.



Figur 2.1 Bron från ovan. Foto: www.hitta.se

Eftersom bron trafikeras av europaväg E6 är den kraftigt belastad. 2006 utförde dåvarande Vägverket de senaste trafikmätningarna på E6:an i nära anslutning till bron. Uppmätt trafik redovisas i Tabell 2.1 där 1 och 2 står för norr- respektive södergående körriktning (Trafikverket, 2010). Osäkerheten i mätningarna anges i parenteser.

Tabell 2.1 ÅDT, Årsmedelnygnstrafik.

Mätår	Mätriktning	ÅDT Fordon	ÅDT Lastbilar	ÅDT Axelpar
2006	1	20500 ± (6 %)	2850 ± (7 %)	23600 ± (6 %)
2006	2	20630 ± (6 %)	2720 ± (7 %)	23510 ± (6 %)

I Vägverket (2006) förväntas totala årsmedelnygnstrafiken, ÅDT fordon, på avsnittet av E6 öka årligen med 2,7 procent mellan 2002 och 2010. Mellan 2010 och 2030 beräknas en årlig trafikökning på 2,1 procent. ÅDT för lastbilar förväntas öka årligen med 3,4 procent fram till 2010 och därefter årligen med 1,9 procent fram till 2030. Detta kan sammanfattas i Tabell 2.2, där olika värden för årscygnstrafik kan utläsas.

Tabell 2.2 Sammanställning av årscygnstrafikens utveckling.

		2006	2010	2015	2020	2025	2030
Riktning 1	Fordon	20500	22805	24689	26728	28936	31326
	Lastbilar	2850	3258	3579	3933	4321	4747
Riktning 2	Fordon	20630	22950	24846	26898	29120	31525
	Lastbilar	2720	3109	3416	3753	4123	4530

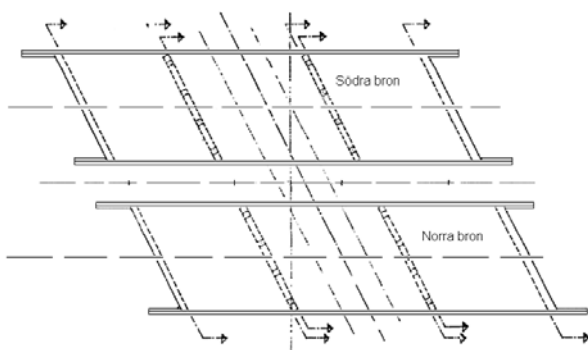
Prognoserna över trafiktillväxten är bland annat baserade på kringliggande kommuners beräknade befolkningsprognoser (Vägverket 2006). Det finns inom de närmaste 20 åren ingenting som talar för att trafikbelastningen på bron skulle minska. Då den probabilistiska



trafiklasten beror av ÅDT och andelen tung trafik kommer trafikintensiteten vara en av de faktorer som bestämmer lasten på bron. I framtiden kommer alltså trafiklasterna att bli större för varje år.

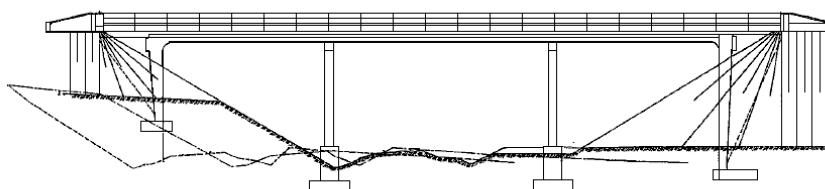
## 2.2 Konstruktion

Bron består egentligen av två identiska broar, en för norrgående körriktning och en för södergående körriktning. Vardera bron är helt fristående, se Figur 2.2. Broarna är 10 meter breda och har två körfält vardera.

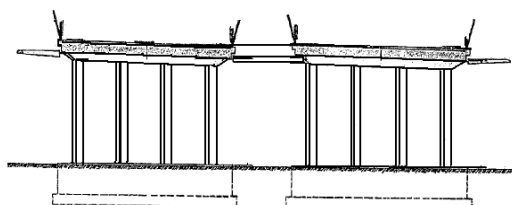


Figur 2.2 Brons planritning (Reinertsen 2007).

Bron består av tre fack enligt Figur 2.3, där de yttre facken har en spännvidd om cirka 10,3 meter och mittenfacket cirka 13,5 meter. Vardera delbron har 2 stöd som vardera består av 4 pelare. Över pelarna ligger en tvärbalk som sedan bär överbyggnaden, se Figur 2.4. Bron är en slakarmerad betongbro konstruerad som en plattrambro. Väg och järnväg korsar inte varandra rätvinkligt, och därmed är upplagen sneda gentemot vägens riktning. Brons snedvinkelighet är 26,65 grader. Denna snedvinkelighet måste beaktas vid beräkningarna.



Figur 2.3 Bron sedd från norr (Reinertsen 2007).



Figur 2.4 Brons tvärsnitt (Reinertsen 2007).

Fördelen med att konstruera en bro som en plattrambro är att brobanan kan ta stöd mot omgivande jordmassor för att bära lasten. Det fungerar genom att det moment som belastar bron delvis tas upp i rambenen. Momentet tvingar rambenet ut mot omgivande jordmassor

som håller emot. För att detta ska fungera krävs att hörnet mellan brobana och ramben är momentstyvt, eller så momentstyvt att de krafter som benet ska kunna ta kan överföras genom anslutningen (Sundquist 2009).

Bron byggdes 1959 och renoverades 1984, vilket resulterade i att den fick nya kantbalkar och räcken samt isolerades om (Reinertsen, 2007). Efter klassningsberäkningen år 2007 har delbroarna även breddats runt två meter för att skapa vägren över bron. Denna tillbyggnad är beräknad som en helt självstående bro i precis anslutning till den befintliga, men i verkligheten är de hopgjutna. Den har på pappret ingen samverkan med den befintliga bron (Larsson, Meijer 2009). Breddningen bortses från i denna rapport då den klassningsberäkningen som Reinertsen har gjort är utförd innan detta tillbygge.



### 3 Analyismetoder

#### 3.1 Deterministisk partialkoefficientmetod

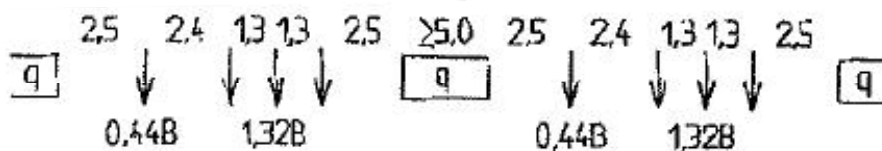
Vid deterministisk, klassisk, dimensionering används probabilistiska metoder för att bestämma dimensionerande hållfasthetsvärden och laster. Ett materials hållfasthetsvärde beskrivs som en statistisk fördelningsfunktion med medelvärde och standardavvikelse. Karakteristiskt värde beräknas vanligtvis som 5 % fraktilen av hållfastheten det vill säga vid en materialprovning förväntas enbart 5 % av provkropparna understiga det karakteristiska värdet. Dimensionerande hållfasthetsvärden fås genom att korrigera värdet med partialkoefficienter  $\eta$ ,  $\gamma_n$  och  $\gamma_m$  som tar hänsyn till bland annat säkerhetsklass, osäkerheter i hållfasthetsvärdena samt systematiska skillnader mellan provkropp och konstruktion. För permanenta laster såsom egentygnd beräknas karakteristiskt värde oftast som medelvärdet, vilket innebär att den volym eller area som utläses från ritningar multipliceras med angiven densitet hos materialet. Tidsvariabla laster beräknas om till tidsberoende genom att en referensperiod införs, ofta 1 år. Karakteristiskt lastvärde kan sedan beräknas som 98 % fraktilen hos årsmaximum, det innebär att lasten överskrids med 2 % sannolikhet varje år eller en gång per 50 år. Partialkoefficienter används även för att ta hänsyn till huvudlast och att flera variabla laster inte sannolikt uppträder med största värde samtidigt. Detta behandlas i en lastkombination.

I svenska konstruktionsföreskrifter används tre säkerhetsklasser, numrerade från ett till tre, som relaterar till sannolikhet för brott hos konstruktionen. Den allvarligaste säkerhetsklassen, nr 3, har en brottsannolikhet  $p_f 10^{-6}$  per år. Säkerhetsklass två har en brottsannolikhet  $10^{-5}$  per år och säkerhetsklass ett har en brottsannolikhet  $10^{-4}$  per år. Säkerhetsklasserna är sammanställda i Tabell 3.1.

Tabell 3.1 Säkerhetsklasser.

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	Sannolikhet för brott $p_f$	Partialkoefficient $\gamma_n$
1. Mindre allvarlig	Obetydlig risk för allvarliga personskador	$10^{-4}$	1,0
2. Allvarlig	Någon risk för allvarliga personskador	$10^{-5}$	1,1
3. Mycket allvarlig	Betydande risk för allvarliga personskador	$10^{-6}$	1,2

I ATB 98 behandlas trafiklaster med typfordon som placeras ut över befintlig bro, se exempel i Figur 3.1. Dessa typfordon är framtagna för att motsvara de värsta kombinationer av axel- respektive boggitryck från tunga fordon som kan tänkas belasta bron. Dessa trafiklaster betraktas som karakteristiska lastvärden och partialkoefficienter används för att nå lastens dimensionerande värde. Samtliga typfordon kan ses i Bilaga 1.



Figur 3.1 Typfordon g Vägverket (1998).

### 3.2 Probabilistisk säkerhetsverifiering

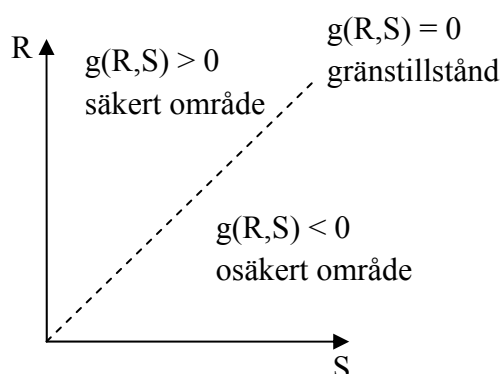
Vid probabilistisk analys är fördelningsfunktionen utgångspunkten på både hållfasthets- och lastsidan. Istället för att välja deterministiska dimensionerande värden från dessa funktioner beskrivs fördelningarna matematiskt till exempel med medelvärde och standardavvikelse.

En gränsfunktion,

$$g(R,S) = R - S$$

Ekv. 3.1

skapas, där  $R$  är bärförmåga och  $S$  är lastpåverkan. I det fundamentala fallet antas  $R$  respektive  $S$  båda vara normalfördelade stokastiska variabler. Gränsfunktionen definieras i ett tvådimensionellt område där gränstillståndet  $g(R,S) = 0$  skiljer ett säkert område från ett osäkert vilket illustreras grafiskt i Figur 3.2.



Figur 3.2 Grafisk illustration av gränstillståndet.

I ett generellt fall då säkerheten för en konstruktion kontrolleras består både bärförmågan,  $R$ , samt lastpåverkan,  $S$ , av funktioner som beror av flera stokastiska variabler. I ett sådant fall blir gränsfunktionen inte linjär och därmed inte så enkel att illustrera som i Figur 3.2. Gränsfunktioner av det generella fallet analyseras i beräkningsprogram som kan kvantifiera parametrarnas osäkerheter (Carlsson et al, 2008). I probabilistisk analys ställs krav på ett minsta säkerhetsindex,  $\beta$ , som förhåller sig till säkerhetsklasser och brottsannolikhet enligt Tabell 3.2.

Tabell 3.2 Säkerhetsklasser och dess  $\beta$ -värden.

Säkerhetsklass	Säkerhetsindex $\beta$	Sannolikhet för brott $p_f$
1	3,71	$10^{-4}$
2	4,27	$10^{-5}$
3	4,75	$10^{-6}$

Sannolikheten för brott är  $p_f = \Phi(-\beta)$ , där  $\Phi$  är den standardiserade normalfördelningen  $N(0,1)$ . Det finns ett antal olika sätt att beräkna säkerhetsindex för gränsfunktionen på. I detta kapitel kommer de vanligaste metoderna att behandlas.

### 3.2.1 Det fundamentala fallet

För den fundamentala gränsfunktionen  $g(R, S) = R - S$ , där  $R$  och  $S$  är oberoende och normalfördelade parametrar, kan säkerhetsindex bestämmas med enkla analytiska metoder. Säkerhetsmarginalen  $M$  definieras som  $M = R - S$ . Säkerhetsmarginalen kan beskrivas med medelvärde och standardavvikelse enligt

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad \text{Ekv. 3.2}$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad \text{Ekv. 3.3}$$

Sannolikheten för brott kan skrivas som

$$p_f = P(R - S \leq 0) = P(M \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left[\frac{0 - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right] = \Phi(-\beta) \quad \text{Ekv. 3.4}$$

där  $\Phi$  är den standardiserade normalfördelningen  $N(0,1)$ .

Ur ekvationen ovan framgår det att säkerhetsindex kan bestämmas som

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad \text{Ekv. 3.5}$$

För att illustrera säkerhetsindex i en figur transformeras parametrarna  $R$  och  $S$  till det normaliserade koordinatsystemet  $R'$  och  $S'$  enligt Carlsson (2002)

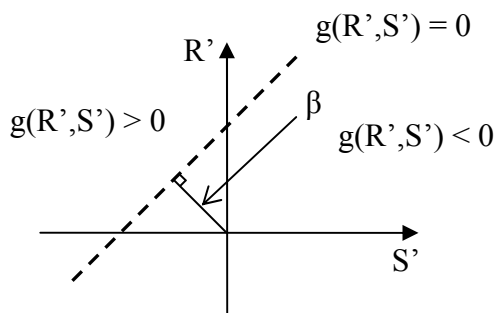
$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad \text{Ekv. 3.6}$$

$$S' = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad \text{Ekv. 3.7}$$

Gränsfunktionen kan nu skrivas som

$$g(R', S') = \sigma_R R' - \sigma_S S' + \mu_R + \mu_S \quad \text{Ekv. 3.8}$$

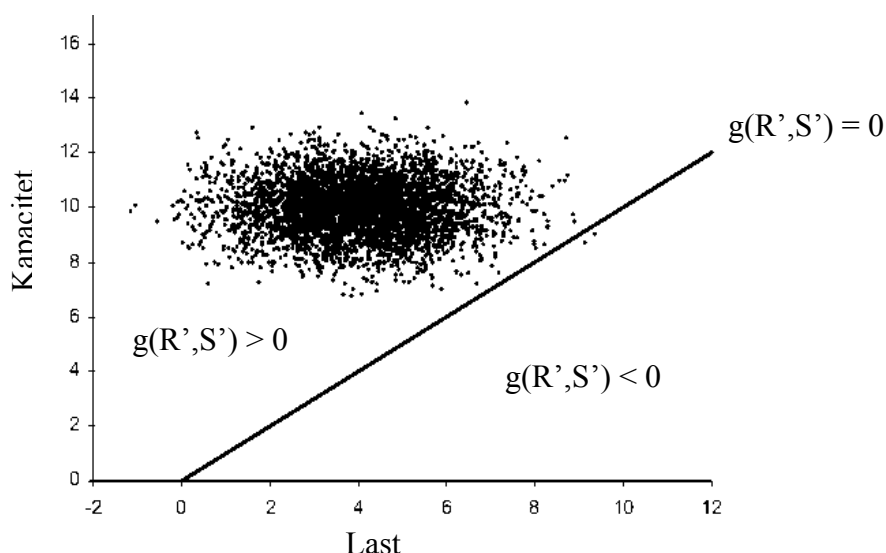
Säkerhetsindex,  $\beta$ , kan illustreras som det kortaste avståndet mellan gränsfunktionen och origo, se Figur 3.3



Figur 3.3 Illustration av säkerhetsindex.

### 3.2.2 Monte Carlo simulering

Monte Carlo simulering kan användas för att simulera risken för att gränsfunktionen understiger 0 och hamnar i det osäkra området. Lastpåverkan och bärförmåga beräknas ett stort antal gånger med slumpstal enligt de fördelningar som ingår i gränsfunktionen. Resultatet kan bli som illustreras i Figur 3.4. Sannolikhet för brott beräknas som antal överträdelser över gränsfunktionen delat med antal simuleringar. För att nå tillförlitliga resultat krävs väldigt många simuleringar och det tar både mycket tid och datorkraft att utföra.

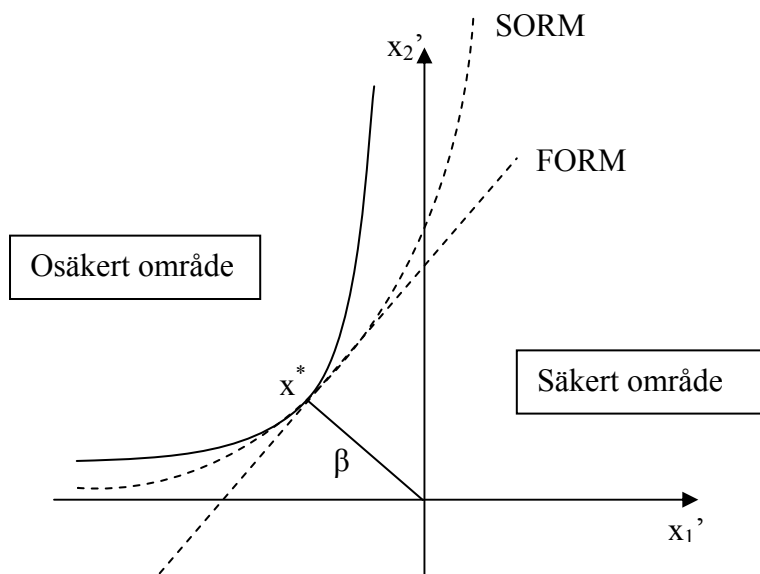


Figur 3.4 Monte Carlo simulering. Illustration Sven Thelandersson.

### 3.2.3 First Order Reliability Method

En analytisk metod kallad FORM (First order reliability method) kan användas för att analysera mer komplicerade gränsfunktioner än den fundamentala vars analytiska lösning beskrevs i kapitel 3.2.1. Gränsfunktionen kan innehålla flera varierande parametrar, och dessa kan tillhöra vilken statistisk fördelning som helst. För att lösa gränsfunktionen transformeras alla stokastiska variabler,  $X$ , till standardiserade oberoende normalfördelade variabler,  $X'$ , i närheten till den dimensionerande punkten (design point)  $X^*$  där gränsfunktionen bestäms (Carlsson, 2006). Transformationen är utförd så att fördelningsfunktionerna  $X$  och  $X'$  har samma värde i punkten  $X^*$ . Själva gränsfunktionen är även den linjäriserad med ett förstgradspolynom i området kring dimensioneringspunkten  $X^*$ . Om de varierade parametrarna är korrelerade kan de transformeras till ett antal oberoende parametrar med hjälp av Rosenblatt eller Nataf transformation. Transformationerna används för att beräkna

om fördelningarna från korrelerade till icke korrelerade normalfördelningar, något som brukar kallas transformation från  $u$ -rummet till  $x$ -rummet. Rosenblatt är att fördra, då Nataf generellt enbart är en approximativ metod (Dalsgaard Sørensen, 2004). Båda dessa metoder används i rapporten. När transformationen är genomförd kan säkerhetsindex  $\beta$  beskrivas som kortaste avstånd mellan dimensioneringspunkten  $X^*$  och origo vilket kan ses i Figur 3.5. Eftersom hela gränsfunktionen är transformerad till normalfördelningar kan Ekv. 3.4 användas för att beräkna sannolikhet för brott.



Figur 3.5 Illustration av FORM och SORM metoden.

### 3.2.4 Second Order Reliability Method

En annan analytisk lösningsmetod är SORM (Second order reliability method). Denna metod är, som namnet antyder, väldigt lik FORM i tillvägagångssätt men med skillnaden att gränsfunktionen approximeras som ett polynom av högre grad än FORM. Detta illustreras även i Figur 3.5. FORM och SORM ger nästan samma resultat när säkerhetsindex kring 4 och större beräknas (Carlsson 2006). Vanligtvis söks dessa högre säkerhetsindex vid brottgränstillstånd och därmed blir SORM metoden enbart nödvändig vid kontroll i bruksgränsstadiet där skillnaden mellan metoderna kan vara betydande (Carlsson 2006).

### 3.2.5 Känslighetsanalys

Känslighetsanalys är en viktig del i analysen av gränsfunktionen och beskriver hur stort inflytande varje variabel parameter har på resultatet. Enligt Road Directorate (2004) skall en känslighetsanalys alltid ingå i rapporten när en probabilistisk analys utförs. En känslighetsfaktor,  $\alpha$ , bestäms vilken kan anta alla värden mellan -1 och 1, där ett värde nära 0 ger låg inverkan. Parametrar som står för lastbärande kapacitet hos gränsfunktionen får positiva  $\alpha$ -värden [0-1] och parametrar som står för belastning hos gränsfunktionen får negativa  $\alpha$ -värden [-1-0]. Känslighetsparametern  $\alpha$  kan enligt Carlsson (2006) beräknas enligt



$$\alpha_{x_i}^* = \frac{\frac{\partial g}{\partial x_i'}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'}\right)^2}}$$

Ekv. 3.9

där  $n$  är antal variabler i gränsfunktionen och  $\frac{\partial g}{\partial x_i'}$  är partialderivatan för den transformerade gränsfunktionen för den normaliserade variabeln  $X_i'$ . Värdet på variabeln i dimensioneringspunkten  $x_i^*$  ges av ekvationen

$$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_{x_i}^* \beta \sigma_{x_i}$$

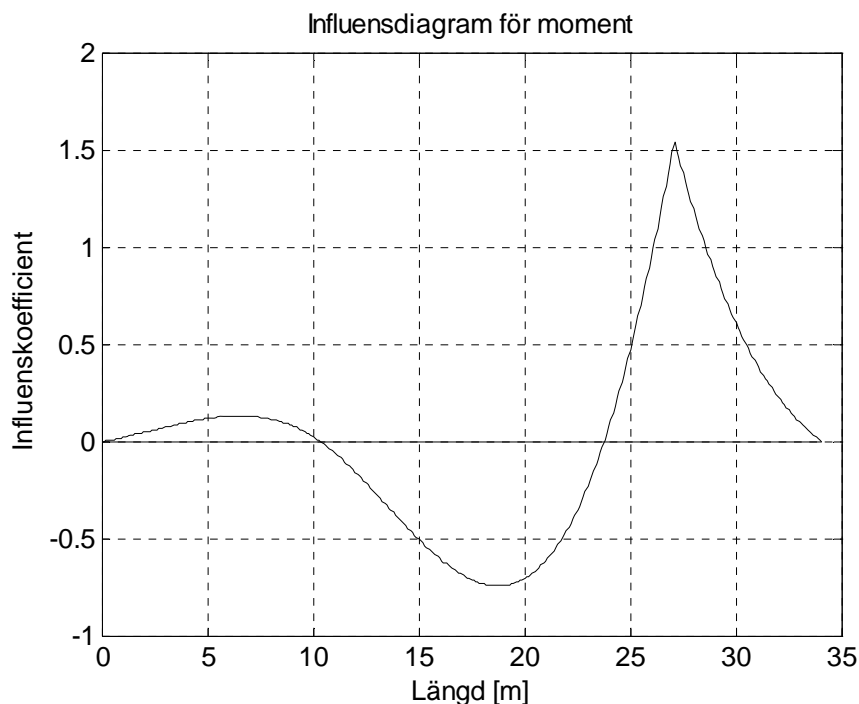
Ekv. 3.10

där  $\mu_{x_i}$  och  $\sigma_{x_i}$  är medelvärde och standardavvikelse hos variabeln  $X_i$ .

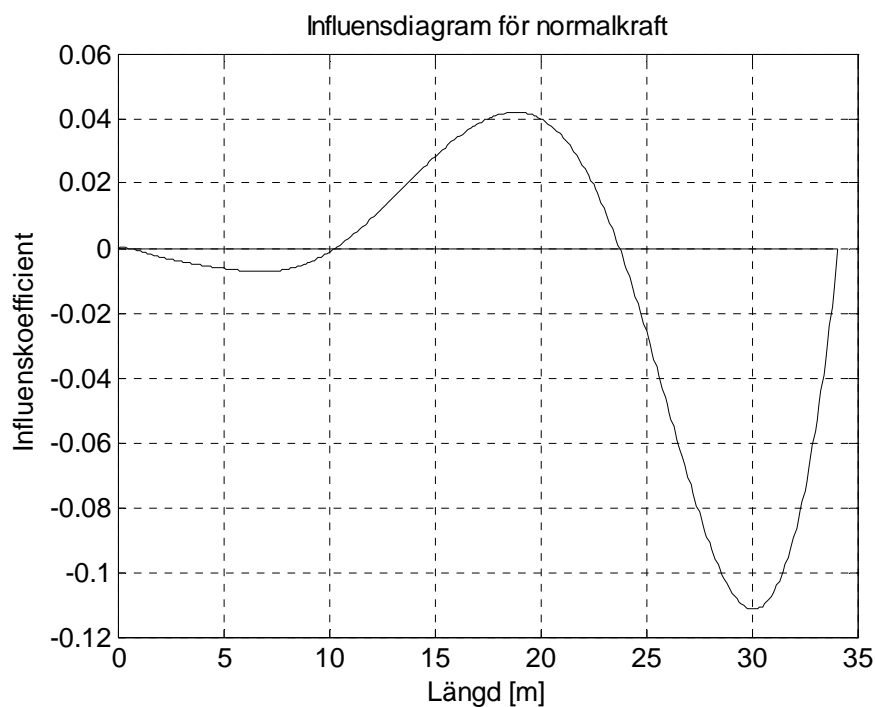
### 3.3 Influenslinjer

För att bestämma snittkrafter skapas influenslinjer över bron för både moment och normalkraft. Detta utförs i *Ramanalys* genom att låta en punktlast à 1 kN vandra över bron. Moment- eller normalkraftpåverkan i det kritiska snittet avläses för varje enskild punktlast. Influensen och tillhörande x-värde för varje position ritas därefter in i en graf. Influensdiagrammet ger information om vilken effekt en last på bron har, till exempel vilket tecken och storlek det kommer att bli på momentet eller normalkraften.

För att kunna utföra trafiksimulering över bron behövs influensdiagram för både moment och normalkraft. De avlästa värdena från *Ramanalys* skapar influensvärden i varje position från punktlasten. Istället för att förbinda punkterna linjärt anpassas ett polynom av tillräckligt hög grad i *MATLAB*, som förbinder mätpunkterna, se Figur 3.6. Polynomet delas upp i längder om 0,1 meter och det är på detta polynom som trafiklasterna sedan kommer att simuleras. Samma sak görs för normalkraften, se Figur 3.7.



Figur 3.6 Influensdiagram för momentet över bron.



Figur 3.7 Influensdiagram för normalkraften över bron.

Bron som studeras i rapporten består av två stycken fristående identiska broar, den ena bron är för norrgående och den andra för södergående trafik. Det kritiska snitt som studeras påverkas olika av trafik från norr och söder på grund av osymmetri i influensdiagrammen. När trafik simuleras på influenslinjerna provas därför båda riktningarna och de som genererar störst snittkrafter används vidare i rapporten. Detta åstadkommes genom att vända på influensdiagrammet vilket motsvarar att trafiken ”kör åt andra hållet”.

### 3.4 Typfordon

När typfordonen enligt Bilaga 1 används för att beräkna snittkrafter hämtas värden från momentets influensdiagram för att bestämma dimensionerande typfordon samt typfordonets värsta lastställning. Detta görs i ett beräkningsprogram där typfordonet stegas fram en decimeter i taget över bron, varefter de största snittkrafterna loggas i en vektor. Moment och tillhörande normalkraft beräknas förutsatt att axeltrycket, A, är 120 kN och boggitrycket, B, är 180 kN. Moment och normalkraft går enkelt att skala om till att gälla de axel- och boggitryck som kontrolleras eftersom snittkrafterna förhåller sig linjärt till punktlasternas ingångsvärden. Både norrgående och södergående bro kontrolleras, och den brosidan som genererar största snittkrafterna är den som kommer att bli dimensionerande i fallet typfordon. Det är dock inte nödvändigt att prova alla typfordon enligt Bilaga 1. Typfordon a) till i) är unika, och måste provas var för sig. Fordonen j), k) och l) däremot är sammansatta köer av de tidigare fordonen. Den bro som behandlas i rapporten är för kort för att rymma dessa fordon, och de kommer därför inte ge ett större moment. Dessa är tänkta att användas på längre broar där flera fordon kan befinna sig på bron samtidigt.

För att verifiera att de moment som tagits fram är jämförbara med Reinertsen skapas 4 momentsituationer, både för största och minsta moment för A respektive B. Dessa värden kontrolleras med Reinertsens beräkningar för att styrka att modellerna är jämförbara.

När snittkrafterna för typfordonen har beräknats används dessa som ingångsvärden i datorprogrammet *Comrel*. Tillsammans med den gränsfunktion som är uppsatt i programmet kan ett säkerhetsindex beräknas. Då det bevisats i Reinertsens klassning att bron är säker är nästa fråga hur mycket den tidigare boggilasten på 18 ton (standard BK 1) kan ökas innan brons säkerhetsindex når gränsen för säkerhetsklass 2 ( $\beta = 4,27$ ). Detta utreds genom att låta boggilasten B i beräkningarna stegas uppåt till dess att säkerhetsindex sjunker under 4.26. Detta är den last som kan tillåtas på bron enligt probabilistisk säkerhetsverifiering med typfordon enligt *ATB 98*.

### 3.5 Trafikmätning

Dåvarande Vägverket utförde år 2002-2003 mätningar av trafiken på det svenska vägnätet. Dessa mätdata kan användas till den typ av trafiksimuleringar som behövs för att skapa en mer riktigt bild av trafikens inverkan på en bro. Dessa trafikdata består av ett antal filer med olika fordon i. Filernas innehåll är sorterat efter antalet axlar på fordonet, från 2 till 8 axlar. Vardera filen innehåller total vikt, respektive axels vikt, total längd och respektive axelavstånd. Data för hur ett typiskt fordon kan se ut visas i Tabell 3.3.

Tabell 3.3 2-axligt fordon för trafiksimulering.

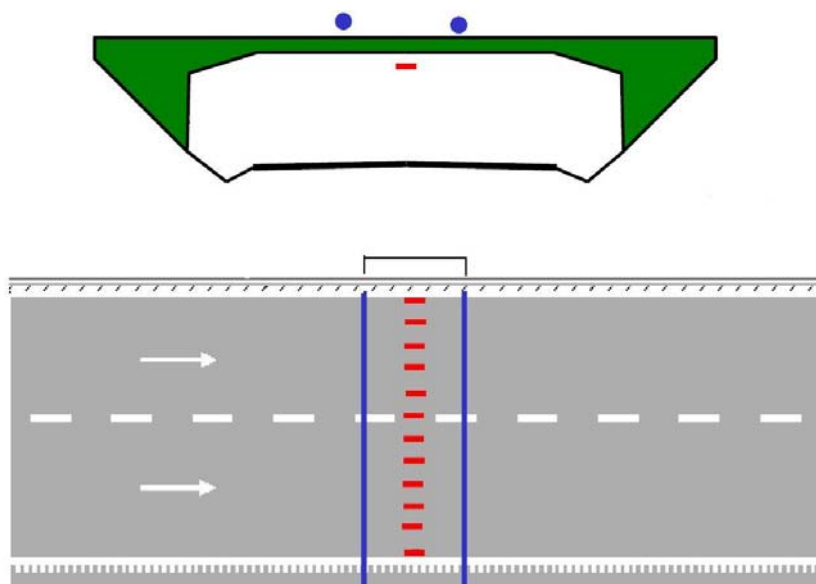
Total vikt [kN]	Vikt axel 1 [kN]	Vikt axel 2 [kN]	Total längd [m]	Längd axel 1-2 [m]
121,1	66,6	54,5	7,0	7,0

I Carlsson (2006) beskriver författaren hur de mätningar som utförts av Vägverket kan hanteras för att ge en så tydlig bild av trafiken på Sveriges vägnät som möjligt. Trafikmätningar utfördes under totalt 51 dygn och på 8 olika platser i Sverige. En databas skapades som innehåller information om ca 280 000 fordon, varav ca 31 000 är klassade som tunga fordon. En analys av mätningarna har resulterat i en jämförelse mellan de olika mätpunkterna. Slutsatserna av detta är bland annat att de geografiskt olika mätpunkterna gav en samlad bild över hur trafiken ser ut i Sverige i medeltal (Carlsson 2006). En mätning på en plats kan därmed approximativt skalas om med hjälp av ÅDT och andel tung trafik för att kunna användas på en helt annan plats i landet. Denna bild innehåller även den spridning som krävs för att kunna användas i den sannolikhetsbaserade analysen.

Trafikdata som används i denna rapport är framtagna 2007 i samband med en klassningsberäkning av Ölandsbron (Carlsson 2010). Denna mätning är inte lika omfattande som tidigare nämnda mätningar från 2002-2003, men fullt tillräcklig för att kunna utföra trafiksimulering på referensbron i rapporten. Mätningarna är enbart utförda på en geografisk plats, nämligen i anslutning till Ölandsbron. Denna databas innefattar cirka 200 000 fordon, varav cirka 10 000 är tunga fordon. Enbart de tunga fordonen kommer att användas för att simulera lasterna på den i rapporten behandlade bron.

Trafikmätningen är en så kallad B-WIM mätning, vilket utläses ”Bridge - Weight In Motion”. Denna metod går ut på att töjningsgivare fästs på undersidan av en bro. Denna bro kommer att fungera som en våg. Bron kalibreras genom att en mängd fordon med kända laster passerar över bron, medan töjningsgivarna på undersidan registrerar hur stor töjningen blir för varje fordon. Med denna kalibrering kan ett töjningsutslag knytas till en axellast på ett

passerande fordon, se Figur 3.8. Två luftkablar ligger utlagda över bron. Dessa registrerar tiden då en axel kör över dem. Med känt avstånd mellan slangarna och känd tid kan detta ge information om fordonets hastighet och avstånden mellan fordonets axlar. Efter mätning sorteras dynamiska effekter bort från mätningen genom en utjämning av resultatet. I detta system finns även möjligheter att bestämma fordonets position i sidled genom att även placera en luftkabel snett över farbanan, men detta behandlas inte i denna rapport.



Figur 3.8 Princip för B-WIM. Illustration Fredrik Carlsson

En analys av mätdata utförs för att kontrollera hur stor andel av trafiken som är överlastad. Vägverket (2007) definierar ett fordon som överlastat om det överstiger någon av lastgränserna i Tabell 3.4. Lastgränserna gäller för den högsta bärighetsklassen på svenska vägnätet, BK 1.

Tabell 3.4 Tillåtna fordonslaster BK 1 (Vägverket 2007).

Typ av överlast	Avstånd [m]	Vikt [ton]
Trippelaxel	2,6 – 5,0	24
Boggiaxel	1,8 – 3,0	20
Boggiaxel	1,3 – 1,8	18 (19) <sup>1</sup>
Boggiaxel	1,0 – 1,3	16
Singelaxel	-	10 (11,5) <sup>2</sup>
Fordonsvikt	> 18	60 <sup>3</sup>

<sup>1</sup>) Det högre värdet, 19 ton, kan tillgodoräknas förutsatt att drivaxel har dubbelmonterade hjul och

- a) luftfjädring eller likvärdig fjädring eller
- b) att axeltrycket inte på någon drivaxel överstiger 9,5 ton

<sup>2</sup>) Det högre värdet, 11,5 ton, kan tillgodoräknas om det är en drivande singelaxel

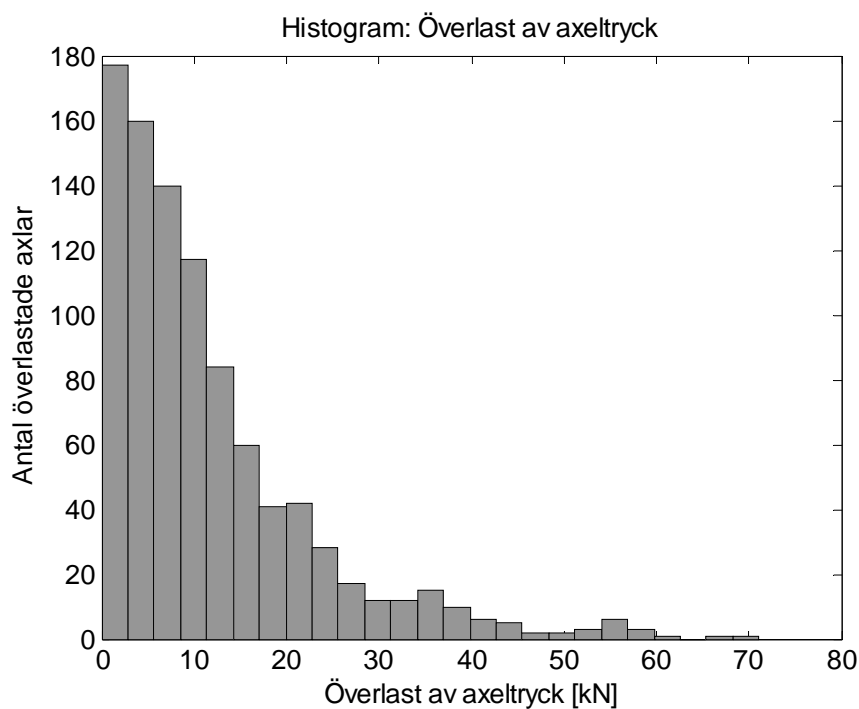
<sup>3</sup>) Total fordonsvikt 60 ton är det absolut största totalvikten hos ett fordon som tillåts. Dessa fordon har ett avstånd mellan första och sista axel på minst 18 meter. Fordon med kortare avstånd mellan första och sista axel har lägre tillåten fordonsvikt.

På grund av svårigheter att undersöka huruvida en axel i mätdata materialet är drivaxel eller inte används i rapporten enbart 11,5 ton som tillåtet singelaxeltryck. Därmed underskattas antalet överlastade singelaxlar. På samma sätt används i rapporten enbart 19 ton som tillåtet boggiaxeltryck (för avstånd 1,3 – 1,8 m mellan axlarna). Enligt samma logik underskattas därmed antalet överlastade boggiaxlar. För fordonens totalvikt utförs enbart kontroll av fordon vars totalvikt överstiger 60 ton. De allra tyngsta fordonen är de som ger upphov till de största snittkrafterna och därmed är de av störst intresse. Det är även här en underskattning av antalet överlastade totalvikter hos fordonen. Överlasterna av mätfordonen fördelade sig enligt Tabell 3.5.

Tabell 3.5 Överlastar hos mätfordonen.

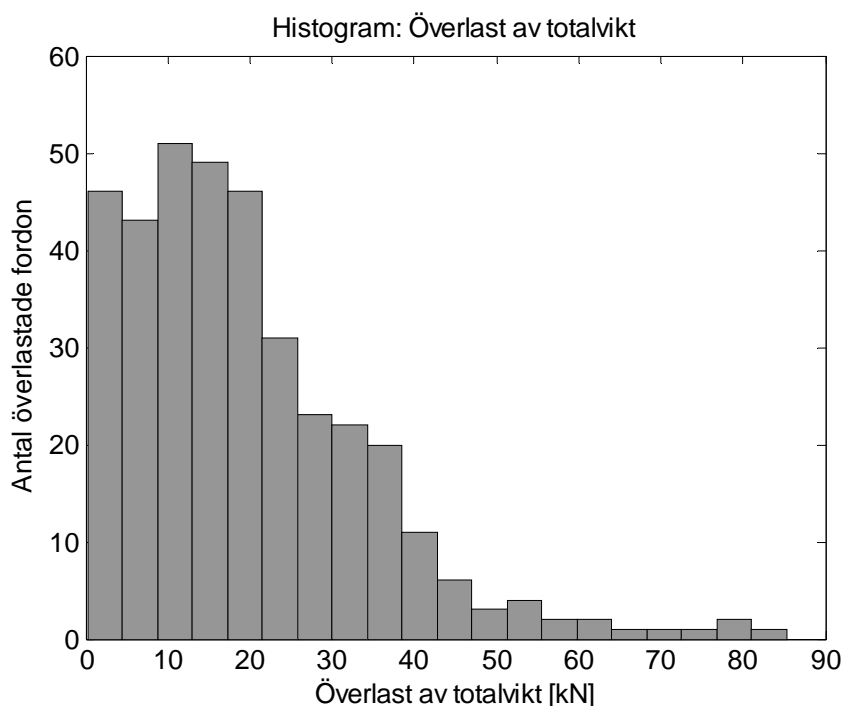
Typ av överlast	Antal överlastade axlar eller fordon	Totalt antal axlar eller fordon	Andel överlastade axlar eller fordon
Trippelaxel	247	1 173	21,1 %
Boggiaxel 1,8 – 3,0 m	164	1 832	9,0 %
Boggiaxel 1,3 – 1,8 m	266	7 871	3,4 %
Boggiaxel 1,0 – 1,3 m	106	682	15,5 %
Singelaxel	162	33 888	0,5 %
Axlar summerade	945	45 446	2,1 %
Totalvikt	365	9573	3,8 %

Antal överlastade axlar är hos mätfordonen 945 stycken men ett fordon kan ha flera överlastade axlar samtidigt. Totalt i mätdata finns 803 fordon med en eller flera överlastade axlar. Antalet tunga fordon som studerats är 9573 stycken, vilket ger att 8,4 % av de tunga fordonen var överlastade på en eller flera axlar. I Figur 3.9 ses hur de överlastade axlarna är fördelade. Det kan utläsas att de flesta överlastade axlarna är överlastade upp till ungefär 20 kN, men att det finns värsta fall där axlarna är överlastade ända upp till 70 kN. I Tabell 3.5 framgår även att trippelaxlar är överrepresenterade med överlastar, fler än var femte trippelaxel i mätdata var överlastad. Det tyder på att stora och tunga fordon är mer benägna att vara överlastade än mindre lastbilar.



Figur 3.9 Övervikt hos överlastade axlar.

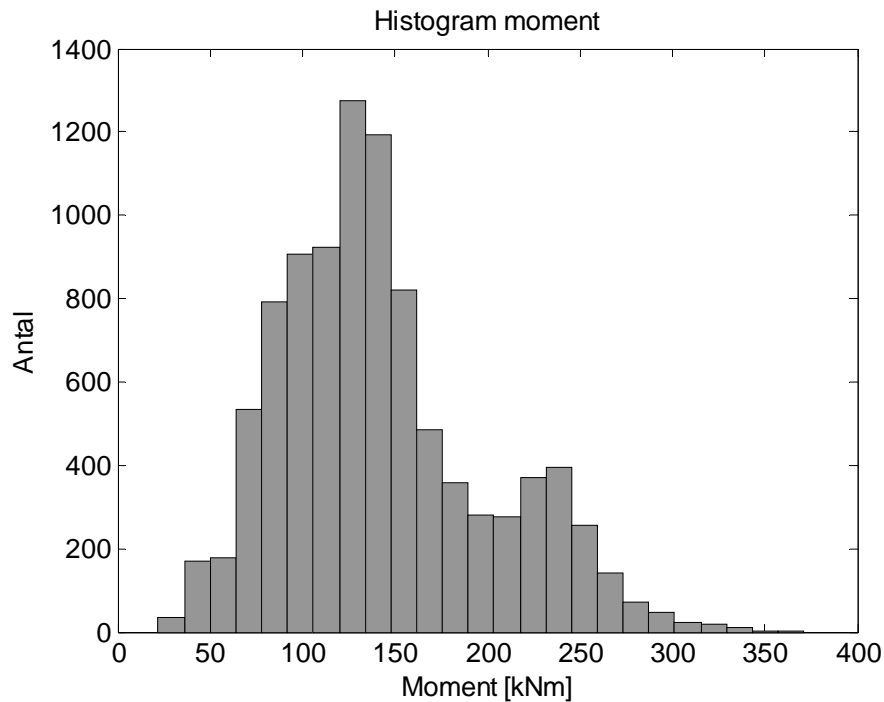
Fordon med överlast med avseende på maximalt tillåten totalvikt, 60 ton, är 365 stycken, vilket motsvarar 3,8 % av de tunga fordonen. Det är troligt att ett fordon med övervikt på totalvikten även har någon överlastad axel. Därför skall dessa överlastar inte adderas till de fordon med överlastade axlar. Siffran är fortfarande intressant då den påvisar att de riktigt tungt lastade fordonen även är bland de mest benägna att vara överlastade. Överlastar bland totalvikter fördelar sig enligt Figur 3.10. Det framgår i figuren att vanligt förekommande överlastar resulterar i upp emot 4 ton övervikt men att fordon med 8-9 ton övervikt finns registrerade.



Figur 3.10 Övervikt av totalvikt 60 ton.

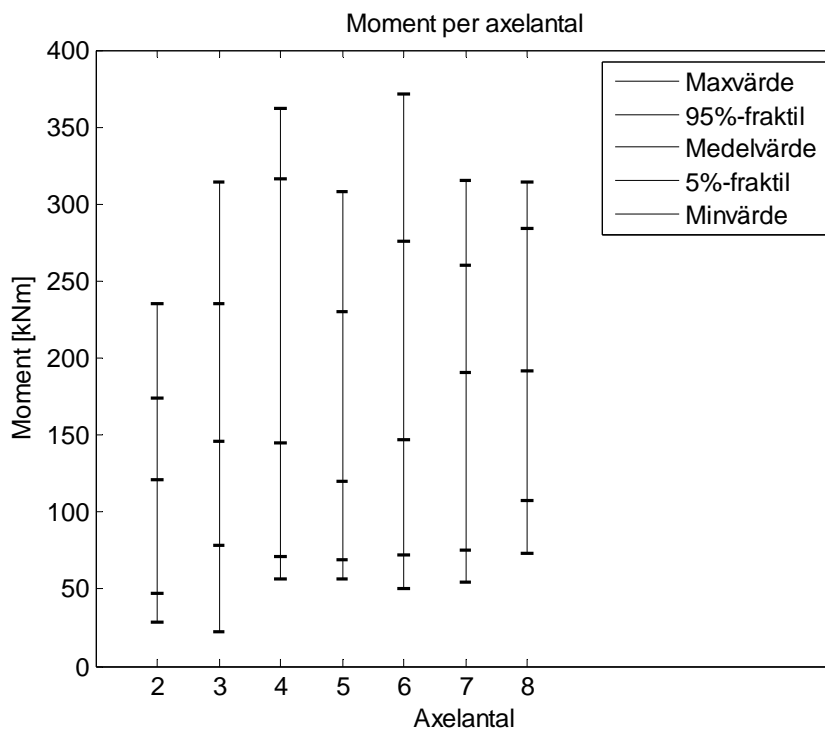
### 3.6 Trafiksimulering

Trafiksimulering utförs för att kunna uttrycka den uppmätta trafiken i en trafikbelastning på bron. För att göra detta skrivs en beräkningsalgoritm som räknar om varje fordon's data till ett moment och en tillhörande normalkraft. Mätningarna är så omfattande att det inte finns möjlighet att behandla fordonen manuellt var för sig. Programmet skrivs i *MATLAB*, där algoritmen tar varje fordon var för sig och stegar dessa över influenslinjerna. Fordonens specifika vikter och längder läses in, och det första hjulet placeras längst till vänster på bron. Här läses influensdiagrammet för punkten noll av, vilken är 0. Därefter flyttas första hjulet en decimeter i taget över bron. När första hjulet befinner sig på ett avstånd från vänstra kanten lika med axelavståndet mellan de första hjulen, kommer även hjul nummer 2 att tas med i beräkningarna. I varje position multipliceras axelvikten med influensen från influensdiagrammet, och summan lagras i en vektor. När fordonet stegas över bestäms fordonets maximala moment samt den position som ger detta moment. I denna position loggas även tillhörande normalkraft. Nu kan nästa fordon börja stegas över. När alla fordon är behandlade kan influensdiagrammet vändas och alla fordon körs om. Detta gör att både norrgående och södergående bro kontrolleras och den riktning som genererar störst snittkrafter analyseras vidare. Resultatet av detta blir en vektor med varje fordon's maximala moment och en vektor för tillhörande normalkraft. Då fordonen är många blir antalet värden stort, och en trend över hur lasterna är fördelade kan utläsas. Exempel på hur momenten fördelar sig i form av ett histogram ses i Figur 3.11.



Figur 3.11 Histogram över moment.

För att skapa en uppfattning om hur momenten fördelar sig mellan de olika axelantalen ritas de in i ett diagram. För varje axelantal markeras minsta och största moment, 5 % fraktil, 95 % fraktil och medelvärde. Resultatet ses i Figur 3.12.



Figur 3.12 Moment per axelantal.



### 3.7 POT-metoden

Trafikklaster definieras med årsmaximumfördelning då referensperioden ett år används. För att beskriva årsmaximumfördelningen med exakta värden med hjälp av trafikmätningar måste dessa mätningar utföras under flera års tid. Detta är varken av ekonomiska eller praktiska skäl rimligt. POT-metoden "*Peaks Over Thresholds*" används för att uppskatta mätdata utanför mätintervallet. Därför går det att med de 10 000 tunga fordon, som används i denna rapport, skapa en fördelning för trafiklasternas årsmaxima.

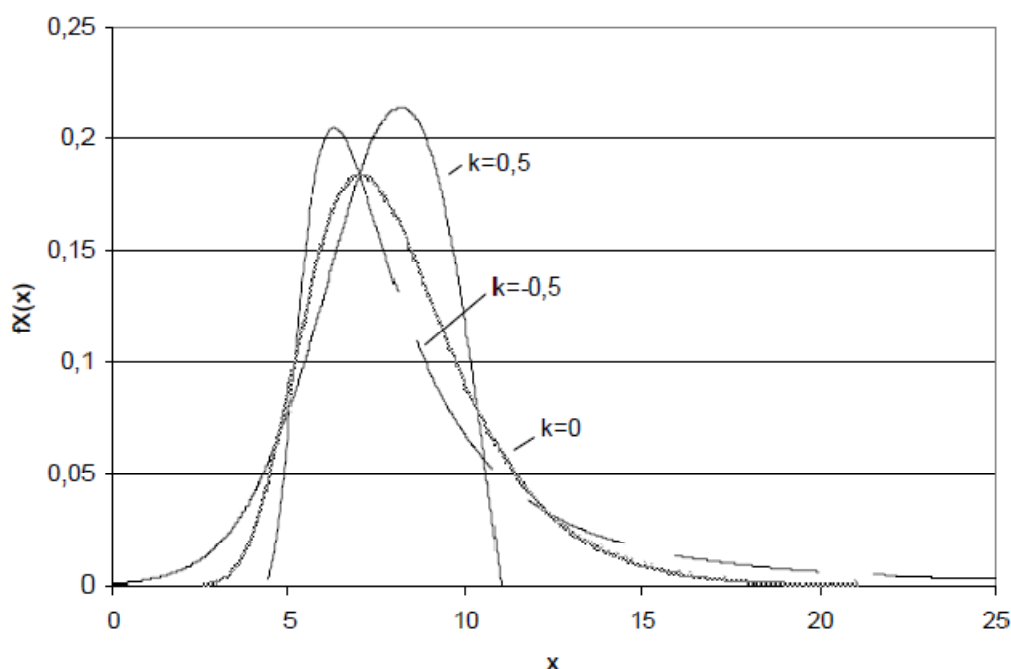
Ett tröskelvärde (engelska *threshold*) väljs för de simulerade momenten varpå enbart de moment som överstiger tröskeln analyseras vidare. En standardfördelning kan anpassas till de moment som överträder tröskelvärdet.

Beroende av vad som simuleras och hur de mätta värdena ser ut kan olika extremvärdesfördelningar passa olika bra. Det finns tre olika extremvärdesfördelningar som skiljer sig åt av en formparameter  $k$  enligt Tabell 3.6.

Tabell 3.6 Fördelningar och dess  $k$ -värde.

Parameter $k$	Fördelning
$k = 0$	Gumbel
$k < 0$	Fréchet
$k > 0$	Weibull

Utseendet på fördelningen bestäms av formparametern. Exempel på hur parametern påverkar formen visas i Figur 3.13.



Figur 3.13 Extremvärdesfördelningar.

Vid trafiklasten kan både Gumbel- och Weibullfördelning passa bra. Fördelen med Gumbelfördelningen är att den ger möjlighet till stora moment med en liten sannolikhet. Fördelen med Weibullfördelningen är att den ger ett maxvärde på momentet vilket kan tolkas som att lastbilarnas fysiska lastkapacitet är begränsad.

Gumbelfördelningen beskrivs av exponentialfördelningen, enligt ekvationen

$$F_X(x) = 1 - e^{-(x-u)/m} \quad \text{för } x > u \quad \text{Ekv. 3.11}$$

där  $x$  är simulerade moment

$u$  är tröskelvärde

$m$  är en skalparameter i exponentialfördelningen.

Antaget att antalet överträdelser,  $N_u$ , är Poissonfördelat med intensiteten,  $\lambda_u$ , av överträdelserna, är enligt Carlsson (2006) extremvärdena hos de simulerade momenten  $X$  Gumbelfördelade med parametrarna

$$a = m \quad \text{Ekv. 3.12}$$

$$b = u + m \cdot \ln(\lambda_u) \quad \text{Ekv. 3.13}$$

Intensiteten,  $\lambda_u$ , av överträdelserna under referensperioden ett år beräknas med följande formel

$$\lambda_u = \text{ÅDT}_{\text{tung trafik}} \cdot 365 \cdot \frac{\text{Antal överträdelser}}{\text{Antal mätfordon}} \quad \text{Ekv. 3.14}$$

När Weibullfördelning används anpassas mätvärdena över tröskelvärdet med en Paretofunktion. Ur Paretofunktionen kan både en skalparameter,  $a$ , och en formparameter,  $k$ , beräknas. Genom en omskrivning kan parametrarna användas för att uttrycka en Weibullfördelning. Parametrarna för Paretofördelningen har index GPD (General Pareto Distribution) och parametrarna för Weibullfördelningen har index GEV (General Extreme Value distribution). Funktionen för Pareto är

$$F_X(x) = 1 - \left(1 - \frac{k_{GPD}(x-u)}{a_{GPD}}\right)^{\frac{1}{k_{GPD}}} \quad \text{för } x > u \quad \text{Ekv. 3.15}$$

med skalparametern  $a$ , formparametern  $k$  och tröskelvärdet  $u$ .

Weibullfördelningen har funktionen

$$F(x) = e^{-\left(\frac{x-b_{GEV}}{a_{GEV}}\right)^{k_{GEV}}} \quad \text{Ekv. 3.16}$$

där parametrarna  $k$ ,  $a$  och  $b$  beror av Paretofördelningens parametrar, tröskelvärdet och antalet överträdelser enligt

$$k_{GEV} = k_{GPD} \quad \text{Ekv. 3.17}$$

$$a_{GEV} = \frac{a_{GPD}}{\lambda_u^k} \quad \text{Ekv. 3.18}$$

där  $\lambda_u$  är intensiteten av överträdelserna enligt Ekv. 3.14, och  $k$  är formparametern.

$$b_{GEV} = u - \left( \frac{a_{GEV} - a_{GPD}}{k} \right)$$

Ekv. 3.19

där  $u$  är tröskelvärde.

Både Gumbel- och Weibullfördelning kommer att testas för att se vilken som passar mätdatan bäst.

### 3.7.1 Goodness of fit

För att kunna bedöma hur bra en teoretisk fördelning beskriver den i verkligheten uppmätta trafiken kan vissa tester utföras. Tester som är aktuella i denna rapport för att verifiera antaganden och approximationer är medelkvadratfelet (MSE) och kvantildiagram (QQ-plot).

Medelkvadratfelet (mean square error) är en metod där det fel som bildas då en teoretisk modell ersätter mätta data summeras. Ett så lågt MSE-värde som möjligt eftersträvas. Detta test kan analyseras och därigenom kan tröskelvärde för POT-metoden väljas så att felet blir så litet som möjligt. Ekvationen för MSE är

$$\frac{\sum_{i=1}^n (F(x_i) - F'(x_i))^2}{n - 1}$$

Ekv. 3.20

där  $F(x)$  är den teoretiska fördelningen och  $F'(x)$  den empiriskt uppmätta.

Kvantildiagram är ett helt visuellt test, där de empiriska och teoretiska värdena ritas ut i en graf mot varandra. Om dessa värden följer en linje med 45 graders lutning har en perfekt passning hittats. En helt perfekt passform är sällan fallet, men ju bättre värdena stämmer med linjen, ju bättre är approximationen.

## 4 Deterministisk klassning

### 4.1 Introduktion

Reinertsen har under år 2007 utfört en bärighetsutredning enligt *ATB 98* på bron. Lastbärande kapacitet beräknades för brons olika konstruktionsdelar som ett värde på största tillåtna axel- och boggitryck. De konstruktionsdelar som kontrollerats är brobaneplatta, tvärbalkar, ramben samt pelare/betongleder. Kapaciteten är beräknad både för fordon i eget körfält samt för fordon i vägmitt. Det senare avser specialtransporter som sökt dispens hos trafikverket för att köra över bron.

### 4.2 Sammanfattning

Resultaten av Reinertsens beräkningar visar att brons bärförmåga för fordon i eget körfält är EG A/B = 34/21. Detta kan jämföras med kravet BK 1 på EG A/B = 12/18 ton. Det som primärt begränsar bärförmågan är momentkapaciteten i brobaneplattan samt betonglederna i pelarna. Övriga kapaciteter kan ses i Tabell 4.1.

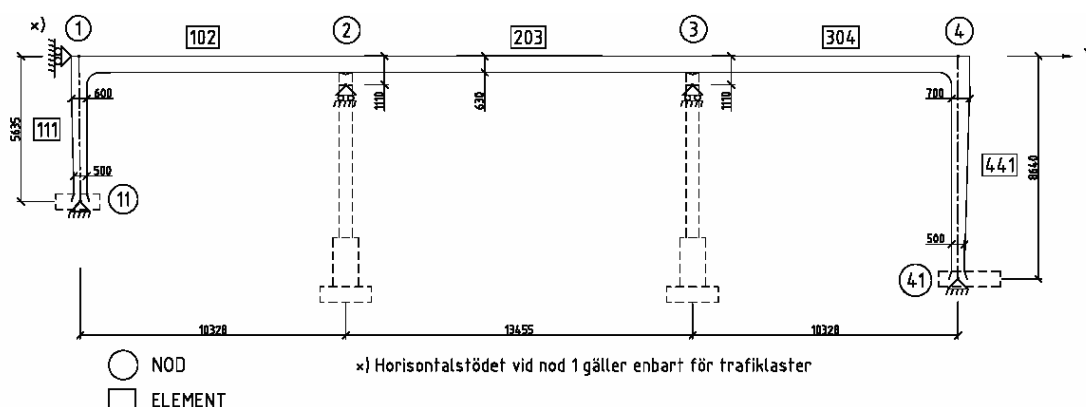
För fordon i vägmitt är bärförmågan beräknad till EG A/B = 45/24. Det som primärt begränsar bärförmågan är även här momentkapaciteten i brobaneplattan samt betonglederna i pelarna. Detta beaktas dock inte i rapporten.

Tabell 4.1 Sammanställning av Reinertsens resultat.

Konstruktionsdel	Kapacitet Fordon i eget körfält	Kapacitet Fordon i vägmitt
Brobaneplatta	EG A/B = <b>34/28</b>	EG A/B = <b>45/37</b>
Tvärbalkar	EG A/B > 66/28	EG A/B > 58/24
Ramben	EG A/B > 34/28	EG A/B > 45/37
Pelare/betongleder	EG A/B = 50/ <b>21</b>	EG A/B = 58/ <b>24</b>

### 4.3 Beräkningsmodell

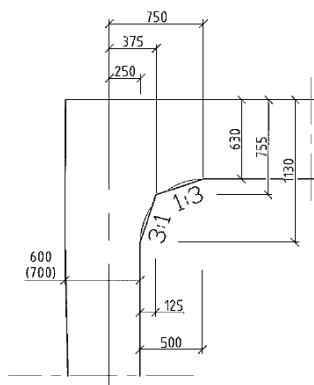
Reinertsen har utfört en systemberäkning av bron i programmet *Strip Step 2* för att beräkna snittkrafter. Bron har modellerats som en strimla med bredden 1,0 meter och beräkningsmodellen som använts visas i Figur 4.1.



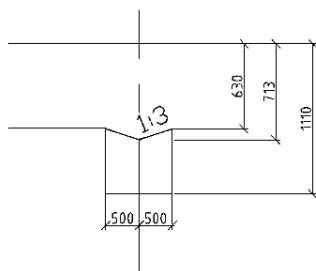
Figur 4.1. Systemmodell (Reinertsen 2007).

Brobanep Plattans anslutning mot rambenen sker i verkligheten genom en radiell övergång. Detta har modellerats med en stegvis ökad tjocklek på brobanep plattan, enligt Figur 4.2. En liknande modellering har gjorts vid anslutningen mellan brobanep platta och tvärbalk, Figur 4.3. Tjockleken ökas i steg om 1:3 enligt Figur 4.2 då en tvär ändring enligt BBK 94 (2000) antas bli utjämnad över ett avstånd 3 gånger ändringens tjocklek.

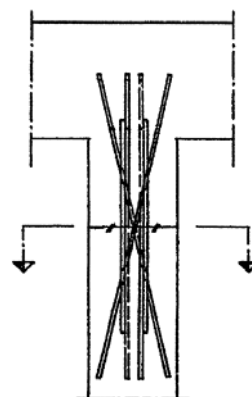
Pelarna är infästa i tvärbalken via betongleder. Betongleden skapas genom att armeringen är korslagd, se Figur 4.4. Därmed överförs inget moment till pelarna och tvärbalken kan modelleras som upplagd på rullager, Figur 4.1.



Figur 4.2 Anslutning brobanep platta-ramben (Reinertsen 2007).



Figur 4.3 Anslutning brobanep platta-tvärbalk (Reinertsen 2007).



Figur 4.4 Armeringsutförande vid betongled (Reinertsen 2007).

#### 4.4 Material

Klassningsberäkningen är utförd i säkerhetsklass 2 eftersom största spännvidd är kortare än 15m (Vägverket 2005).

Betongkvalitet är enligt de ursprungliga ritningarna *Btg II Std, K300, grupp a, T*, vilket motsvarar hållfasthetsklassen K30. Enligt Vägverket (1998) kan hållfasthetsvärdet ökas med tre hållfasthetsklasser, till K45 på grund av att bron är gammal. Hydratationen har utvecklats under lång tid och betongens hållfasthet har därmed ökat. Karakteristiska hållfasthetsvärden är framtagna enligt BBK 94 (2000) till:

Tryckhållfasthet,  $f_{ck} = 32,0 \text{ MPa}$

Draghållfasthet,  $f_{ctk} = 2,10 \text{ MPa}$

Elasticitetsmodul,  $E_{ck} = 33,0 \text{ GPa}$

Armeringskvalitet är enligt de ursprungliga ritningarna Ks40, armeringsjärn med dimensionerna  $\phi 10$ ,  $\phi 16$  och  $\phi 25$  mm har använts. Enligt BBK 94 (2000) är karakteristiska hållfasthetsvärden:

För dimensioner  $\Phi \leq 16 \text{ mm}$

Sträckgräns,  $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$

För dimensioner  $16 \text{ mm} < \Phi \leq 25 \text{ mm}$

Sträckgräns,  $f_{yk} = 390 \text{ MPa}$

För samtliga dimensioner

Elasticitetsmodul,  $E_{sk} = 200 \text{ GPa}$

För att förenkla beräkningarna och kunna använda samma sträckgräns för alla dimensioner på armeringsjärnen viktas armeringsarean. Alla järn ges den lägre sträckgränsen, 390 MPa, och då måste den nominella arean för de järn med diameter 16 mm och mindre räknas upp till en viktad area som motsvarar samma styrka hos armeringsjärnen. Viktningen sker enligt följande metodik:

$$A_{vikt} = A_{nom} \cdot \frac{f_{yk}(\phi \leq 16)}{f_{yk}(16 < \phi \leq 25)} \quad \text{Ekv. 4.1}$$

$$A_{vikt} = A_{nom} \cdot \frac{410 \text{ MPa}}{390 \text{ MPa}}$$

## 4.5 Laster

### 4.5.1 Lastkombination

Enbart lastkombination A, brottgränstillstånd, beaktas i denna rapport. Därav redovisas endast laster som har inverkan i brottgränstillståndet. Lastkoefficienterna  $\psi\gamma$  multipliceras med lasten för att dimensionerande lastkombination skall uppstå. Variabla laster har ett högre och ett lägre värde på lastkoefficienten. Den ogynnsammaste variabla lasten för respektive beräkningssnitt multipliceras med det högre värdet och resterande variabla laster tilldelas det lägre värdet på  $\psi\gamma$ . En sammanställning av lastkoefficienterna återfinns i Tabell 4.2.

Tabell 4.2 Lastkoefficienter vid brottgränstillstånd.

Laster	Lastkoefficient $\psi\gamma$
Egentyngd	1,0
Beläggning	1,2
Jordtryck	1,0
Trafiklast	0,7/1,3
Bromslast	0,7/1,3
Överlast	0,7/1,3

### 4.5.2 Permanenta laster

Egenvikt för armerad betong beräknas med tungheten  $24 \text{ kN/m}^3$ .

Beläggning beräknas med tungheten  $22 \text{ kN/m}^3$  och tjockleken beräknas enligt Tabell 4.3 till totalt 90 mm. Beläggningens utbredda last,  $q_{Bel}$ , blir därmed:

$$q_{Bel} = 0,090 \cdot 22 = 2,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ekv. 4.2}$$

Tabell 4.3 Beläggningslager.

Lager	Tjocklek	Beteckning
Slitlager	45 mm	HAB 16t
Bindlager	35 mm	HAB 12t
Skyddslager	10 mm	MAB 4t
Isolering	-	Mastrix
Totalt	90 mm	

Viljordtryck verkar på rambenens insida respektive utsida. Jordtrycket verkar som en trapetslast med startvärde 0 och sedan linjärt ökande till maximala värdet, se Figur 4.5. På rambenens utsida belastar trapetslasten hela rambenets höjd. Detta är inte fallet med jordtrycket på insidan då återfyllnaden inte sker hela vägen upp till farbanan.

Materialet i återfyllningen anges inte i ritningarna, vilket resulterar i att materialets egenskaper motsvarar sand enligt Vägverket (1998). Grundvattennivån är inte heller utmärkt, och därför antas denna ligga under grundläggningsnivån.

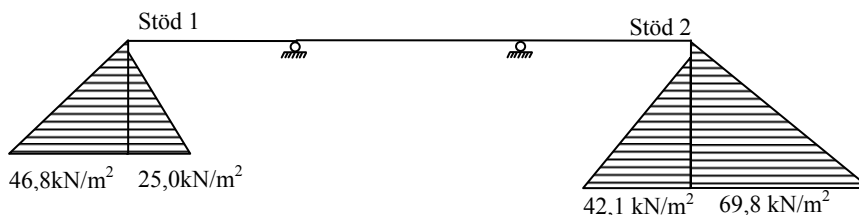
Viljordtrycket beräknas till:

Viljordtryck stöd 1 utsida  $q = 46,8 \text{ kN/m}^2$

Viljordtryck stöd 1 insida  $q = 25,0 \text{ kN/m}^2$

Viljordtryck stöd 2 utsida  $q = 69,8 \text{ kN/m}^2$

Viljordtryck stöd 2 insida  $q = 42,1 \text{ kN/m}^2$



Figur 4.5 Modell över viljordtryck.

### 4.5.3 Variabla laster

Maximal trafikbelastning bestäms för två lastfall; fordon i eget körfält samt fordon i vägmitt. Speciella typfordon enligt Vägverket (1998) studeras och de som genererar störst snittkrafter används vidare i klassningsberäkningen. Typfordonen kan ses i Bilaga 1.

För fordon i eget körfält delas brobanepattan in i 3 lastfält med bredden 3 meter. Typfordon placeras i högra lastfältet med faktorn 1,0 och i mellersta lastfältet med faktorn 0,8. Den resterande ytan belastas enbart av en jämnt utbredd last  $q$  som har värdet antingen 5 eller 0  $\text{kN/m}^2$ .

När farbanan kontrolleras för trafiklast analyseras enbart det högst belastade körfältet. Lasten antas jämnt fördelad över det 3 meter breda lastfältet och snittkrafterna multipliceras därför med faktorn  $1/3 \approx 0,333$  för att motsvara kraften på en 1,0 meter bred strimla av farbanan.

För fordon i vägmitt belastas enbart ett lastfält mitt på bron. Typfordon placeras med maximal excentricitet 1,0 meter från vägmitt. Övriga lastfält på bron förblir obelastade.

Fordon i vägmitt kommer dock inte att beaktas i rapporten.

Dynamiskt tillskott,  $\varepsilon$ , beräknas enligt Vägverket (1998) som en procentuell ökning av lastvärdet. Dynamiskt tillskott för typfordonens axel- eller boggilaster i längsled beräknas enligt:

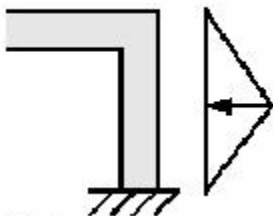
$$\varepsilon = \frac{740}{20+L} \quad \text{Ekv. 4.3}$$

där L beräknas som ett viktat värde mellan antal fack och medellängd på facken till 14,8 meter.

$$\varepsilon = \frac{740}{20+14,8} = 21\%$$

Inverkan av fordons inbromsning eller acceleration beräknas som en horisontalkraft på 70 kN vid brolängder på högst 20 meter och 170 kN vid brolängder upp till 40 meter. Aktuell bro har längden 34,1 meter och bromskraften interpoleras rätlinjigt till 140,5 kN. Bredden på bron är 10 meter varför bromskraften modelleras som 14,1 kN/m. Lasten appliceras som en punktlast i längsriktningen som angriper i beläggningens överkant. Kraften placeras i fältmitt alternativt i stödpunkter i rammodellen, med positivt respektive negativt tecken. Värsta fall kontrolleras.

Bromskraften balanseras av ett ökat jordtryck mot rambenet vilket modelleras med en triangelformad utbredd last som har maxvärde i mitten av rambenet och nollvärden i ändpunkterna enligt Figur 4.6. Det vänstra rambenet i modellen har maxvärdet 2,70 kN/m<sup>2</sup> och det högra rambenet får maxvärdet 2,20 kN/m<sup>2</sup> hos reaktionslasten.



Figur 4.6 Reaktionslast bromskraft.

Överlast verkar som en jämn utbredd last längs rambenen. Denna last kan komma ifrån till exempel ett fordon utanför bron, ett materialupplag eller annan last utanför rambenen. Lasten har intensiteten  $q = 15 \cdot K_0 = 15 \cdot 0,43 = 6,5 \text{ kN/m}^2$ , där  $K_0$  är koefficient för vilojordtryck hos sand.



## 4.6 Beräkningsförutsättningar

### 4.6.1 Dimensionering böjarmering

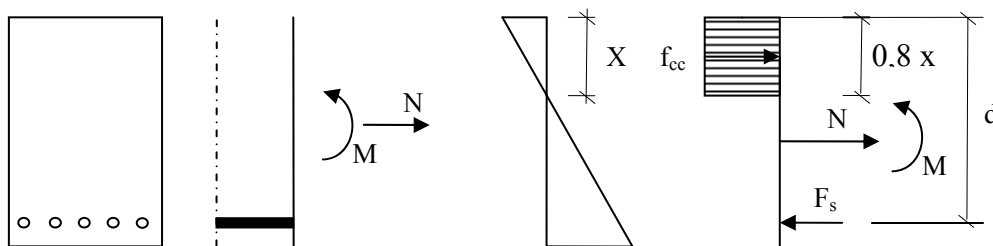
Böjarmeringsbehovet i farbanan beräknas enligt formel för enkelarmerad betongbalk som belastas av böjmoment och tillhörande centrisk normalkraft, se Figur 4.7.

Kraftjämvikt

$$A_s \cdot \sigma_s = f_{cc} \cdot 0,8xb + N_{tillh} \quad \text{Ekv. 4.4}$$

Momentjämvikt kring armeringen

$$M(x) = f_{cc} \cdot 0,8xb \cdot (d - 0,4x) + N_{tillh} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{Ekv. 4.5}$$



Figur 4.7 Kraftspel för samtidigt moment och normalkraft.

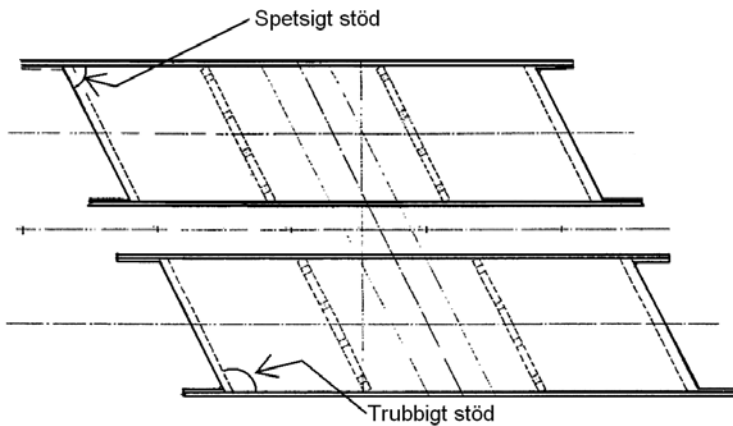
Brottfunktionen för bron kommer att se ut påföljande sätt,

$$g(R, S) = R - S = M_K - M_P - M_T$$

där  $M_P$  är permanenta laster,  $M_T$  är trafiklasten och  $M_K$  är kapaciteten enligt Ekv. 4.4 och Ekv. 4.5.

### 4.6.2 Beaktande av snedvinklighet

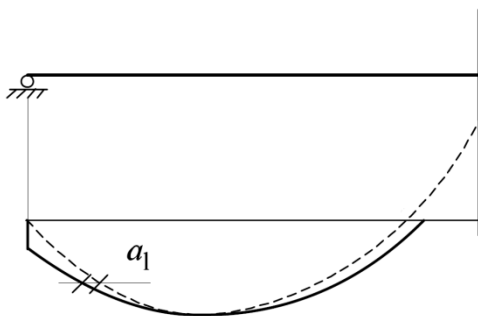
Bron är snedvinklig  $26,7^\circ$ . För att förenkla beräkningarna räknas bron som parallell utan snedvinklighet, för att sedan justera värden till att approximativt gälla den snedvinkliga bron. Momentkurvan i brons två ytterfack justeras, medan mittenfacket lämnas ojusterat. Detta sker enligt en tabellmetod i Vägverket (1998). Momentet förstoras med en faktor  $k_{fält}$ ,  $k_{trubbigt\ stöd}$  respektive  $k_{spetsigt\ stöd}$  beroende på om det är fältmoment, trubbigt eller spetsigt stödmoment som skall justeras, se Figur 4.8. På avståndet  $0,250L$  från stöd förskjuts momentkurvan ett avstånd i längsled. Förstoringsfaktorer och förskjutningsavstånd tas fram genom interpolering i tabeller där spännvidd och snedvinklighet är ingångsparametrar.



Figur 4.8 Principskiss spetsigt och trubbigt stöd.

### 4.6.3 Beaktande av sneda sprickor

Vid förankringszonerna för armeringen uppkommer i vissa fall sneda sprickor. Dessa beaktas enligt BBK 94 (2000) genom en förskjutning av momentkurvan. Förskjutningen görs för att kontrollera att armeringen kan ta upp dragkrafter som uppkommer vid sned sprickbildning, se Figur 4.9. Förskjutningen får enligt Vägverket (1998) sättas till halva inre hävarmen  $d$ . Denna förskjutning behandlas av Reinertsen enbart på den delen av momentkurvan som ligger i närheten av det kritiska snittet.

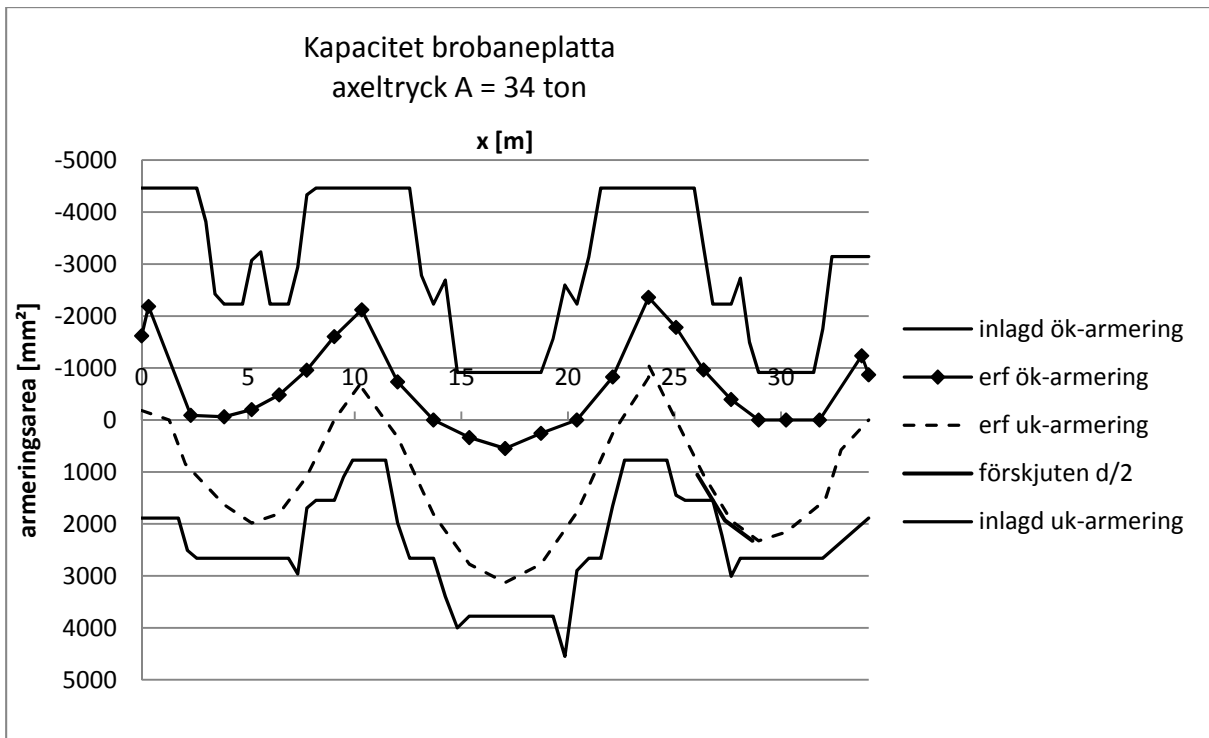


Figur 4.9 Exempel på förskjutning av momentkurva,  $\alpha_1 = d/2$ .

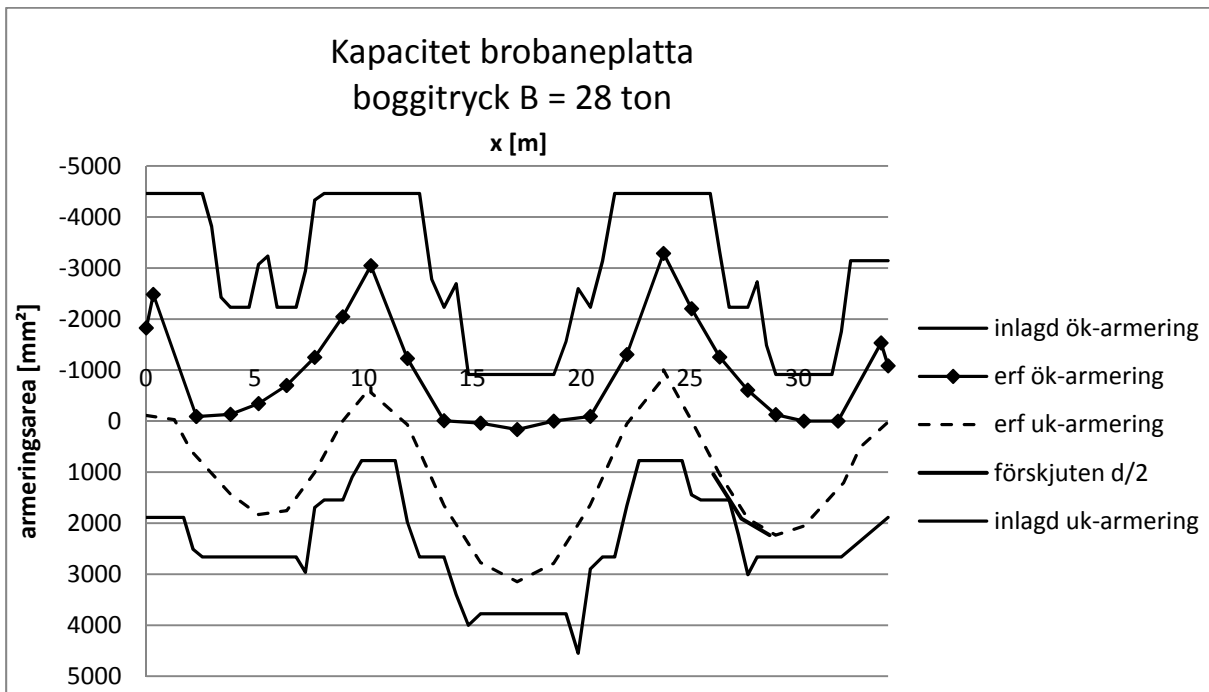
## 4.7 Kapacitetskontroll i brobaneplattan

Enligt Reinertsens beräkningar begränsas lastbärande kapacitet i brobaneplattan av moment. Därför redovisas endast beräkningar av just momentkapacitet i denna rapport.

Brobaneplattan modelleras som en 1,0 meter bred strimla i programmet *Strip Step* för att beräkna de snittkrafter som uppstår av lastförhållandena. I Excelarket *Betongbalk* beräknas erforderlig armeringsmängd i över- samt underkant av brobanan för att kunna ta snittkrafterna. Armeringsbehovet jämförs i varje snitt längs bron med verkligt armeringsinnehåll. *Betongbalk* justerar snittkrafterna från *Strip Step* i de båda ytterfacken på grund av bronns snedvinklighet. Axel- respektive boggitrycket ökas stegvis tills att armeringsbehovet uppnår verkligt armeringsinnehåll, på så sätt beräknas lastbärande förmåga. Det snitt där kapaciteten först uppnås kallas för kritiskt snitt och uppnås i detta fall i det västra facket 26,8 meter från östra landfästet. Värderna på axeltryck, A, och boggitryck, B, när kapaciteten uppnås i snittet anges till EG A/B = 34/28 ton, se Figur 4.10 och Figur 4.11.



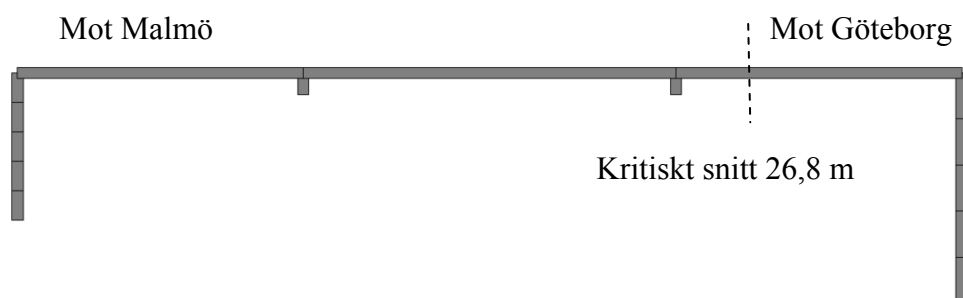
Figur 4.10 Längsarmering i farbanan, Axeltryck.



Figur 4.11 Längsarmering i farbanan, Boggitryck.

## 5 Probabilistisk säkerhetsverifiering

I det västra facket (till höger i Figur 5.1) finns det kritiska snitt som begränsar momentkapaciteten i plattan, 26,8 meter, se Figur 5.1. Snittet är mycket nära en momentnollpunkt för egentynghden, det vill säga momentkurvan byter tecken i närheten av denna punkt när bron enbart belastas med jämnt utbredd last. Snittet är utsatt då det är en skarvpunkt för en del av armeringen. Att skarvpunkten förlagts här kan bero på att det är just en momentnollpunkt för utbredd last.



Figur 5.1 Kritiska snittets läge.

Den gränsv funktion som skall beräknas för det kritiska snittet är

$$g(R, S) = R - S = M_K - M_P - M_T$$

där

$M_K$  är momentkapaciteten i brobaneplattan

$M_P$  är momentbelastning av permanenta laster

$M_T$  är momentbelastning av trafik

De tre termerna kapacitet, permanent last och trafiklast består i sig av flera varierande parametrar och måste beskrivas för att gränsv funktionen skall kunna lösas. I rapporten skapas tre olika fall hos gränsv funktionen. Kapacitetstermen och permanenta laster ändras inte mellan de olika fallen. Trafiklasten däremot beräknas på olika sätt för att påvisa vilka skillnader detta medför på resultaten.

### 5.1 Snedvinklighet

I den probabilistiska analysen korrigeras momentkurvan med samma metod som Reinertsen använt i den deterministiska klassningen. För att ta hänsyn till snedvinklighet multipliceras momentet med en faktor  $k$ . Eftersom beaktat kritiskt snitt ligger i fält används faktorn  $k_{fält}$ , beräknad enligt Vägverket (1998). Faktorn bestäms genom interpolering i Tabell 5.1.

Tabell 5.1 Tabell för faktor  $k_{fält}$

$L_{  } [m]$	$\varphi = 10^\circ$	$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 30^\circ$
6	1,03	1,04	1,05
10	1,08	1,14	1,16
14	1,09	1,16	1,20
18	1,09	1,16	1,20
22	1,09	1,16	1,20
26	1,09	1,16	1,20

Längden på facket är 10,3 meter och snedvinkligheten är 26,6°. Interpolering sker både mellan längderna 10 och 14 meter, samt mellan snedvinkligheten 20 och 30 grader.

$$k_{\varphi_{20^\circ}} = k_{L_{10}} + (k_{L_{14}} - k_{L_{10}}) \cdot \frac{L - L_{10}}{L_{14} - L_{10}} \quad \text{Ekv. 5.1}$$

$$k_{\varphi_{20^\circ}} = 1,14 + (1,16 - 1,14) \cdot \frac{10,3 - 10}{14 - 10} = 1,1415$$

$$k_{\varphi_{30^\circ}} = k_{L_{10}} + (k_{L_{14}} - k_{L_{10}}) \cdot \frac{L - L_{10}}{L_{14} - L_{10}} \quad \text{Ekv. 5.2}$$

$$k_{\varphi_{30^\circ}} = 1,16 + (1,20 - 1,16) \cdot \frac{10,3 - 10}{14 - 10} = 1,1630$$

$$k_{\varphi_{26,6^\circ}} = k_{\varphi_{20^\circ}} + (k_{\varphi_{30^\circ}} - k_{\varphi_{20^\circ}}) \cdot \frac{\varphi - \varphi_{20^\circ}}{\varphi_{30^\circ} - \varphi_{20^\circ}} \quad \text{Ekv. 5.3}$$

$$k_{\varphi_{26,6^\circ}} = 1,1415 + (1,1630 - 1,1415) \cdot \frac{26,6 - 20}{30 - 20} = 1,156$$

$k_{f\ddot{a}lt}$  behandlas deterministiskt och är enligt ovan beräknat till samma värde som Reinertsen beräknat i sin rapport,  $k_{f\ddot{a}lt} = 1,156$ .

## 5.2 Sned sprickbildning

I den probabilistiska analysen korrigeras momentkurvan även med avseende på sned sprickbildning utöver korrigeringen för snedvinklighet. Detta beror på den ökning av dragkrafter i armeringen som kan uppkomma till följd av eventuella sneda sprickor. Detta görs med samma metod som Reinertsen använt i den deterministiska klassningen. För att beakta den ökade dragkraften till följd av sneda sprickor i den deterministiska klassningen förskjuts momentkurvan ett avstånd på armeringens halva hävarm enligt BBK 94 (2000). Eftersom den probabilistiska analysen enbart utförs i ett specifikt snitt, 26,8 meter behöver inte hela momentkurvan förskjutas utan enbart den kritiska punkten. Momentkapacitet beräknas i kritiska snittet men lastpåverkan bestäms i snitt 26,8 + d/2 meter. Eftersom avståndet d är 580 mm blir det snitt där moment- och normalkraftsbelastning bestäms  $26,8 + \frac{0,58}{2} = 27,09 \text{ m}$ .

## 5.3 Momentkapacitet

Momentkapaciteten i det kritiska snittet 26,8 meter beräknas på samma sätt som i Reinertsens rapport. Genom att kombinera de två ekvationerna Ekv. 4.4 och Ekv. 4.5 fås ett enda uttryck för kapaciteten i snittet.

$$M_{Kapacitet} = (f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}) \cdot \left( d - 0,4 \frac{(f_{st} \cdot A_s - N_{tillh})}{f_{cc} \cdot 0,8 \cdot b} \right) + N_{tillh} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Ekv. 5.4}$$

Kapaciteten består av flera parametrar. Som ingångsvärde till kapacitetstermen i gränsfunktionen måste dessa parametrar kunna beskrivas med fördelningsfunktion, väntevärde och standardavvikelse.

### 5.3.1 Armering

Den mängd armering som ligger i det kritiska snittet kan utläsas ur armeringsritningen i Bilaga 2. I rapporten från Reinertsen (2007) finns även en sammanställning av armeringen i form av en tabell. Tabellen visar armeringsinnehållet i bron med 0,43 meters mellanrum. Denna översikt används för att bestämma armeringsmängden och därmed den momentkapacitet som finns i snittet.

I det kritiska snittet finns underkantsarmering enligt Tabell 5.2.

Tabell 5.2 Underkantsarmering i kritiskt snitt.

Benämning	Antal/meter	Diameter [mm]	Total area [mm <sup>2</sup> ]	Viktad area [mm <sup>2</sup> ]
K103	3,84	16	773	813
K102	3,84	16	773	813
K101	3,85	25	1888	1888

Armeringen K101 är lagd så att den börjar vid 27 meter, vilket gör att dess area inte kan tillgodoräknas i det kritiska snittet. Istället är de två armeringsgrupperna K102 och K103 ensamma om att ta dragkraften. Dessa har en gemensam verklig area  $A_{nom}$  på  $773 + 733 = 1546 \text{ mm}^2$ . Med hjälp av Ekv. 4.1 fås den ekvivalenta arean för den lägre hållfastheten  $f_{yk,025}$

$$A_s = A_{nom} \cdot \frac{f_{yk,016}}{f_{yk,025}} = 1546 \cdot \frac{410}{390} = 1626 \text{ mm}^2$$

Armeringens area,  $A_s$ , anses inte variera och sätts deterministiskt till sitt värde. Armeringsarean för underkantsarmering är  $1626 \text{ mm}^2$ .

Armeringens inre hävarm,  $d$ , modelleras som lognormalfördelad med väntevärde lika med det värde som är angivet på ritningarna. Täckande betongskikt är enligt ritningarna 1,5Ø. Därmed kan väntevärdet beräknas till

$$\begin{aligned} \mu_d &= h - 1,5 \cdot \emptyset - 0,5 \cdot \emptyset && \text{Ekv. 5.5} \\ \mu_d &= 630 - 1,5 \cdot 25 - 0,5 \cdot 25 = 580 \text{ mm} \end{aligned}$$

där  $h$  är farbanans höjd och  $\emptyset$  är armeringens stångdiameter.

Standardavvikelsen för hävarmen  $\sigma_d$  sätts till 10 mm enligt Carlsson (2006). Denna standardavvikelse kan ses som en felmarginal mellan ritning och verklig placering av järn i höjddled.

Draghållfasthetens standardavvikelse hos armeringen,  $\sigma_{fst}$ , kan enligt Road Directorate (2004) sättas till 25 MPa oavsett vilken av standardkvaliteterna hos armering som avses. Armeringens hållfasthet transformeras enligt Carlsson (2006) från karakteristiskt värde till väntevärde med funktionen för lognormalfördelning enligt

$$\mu_{fst} = f_{yk} \cdot e^{\left(\lambda_{\alpha} \frac{\sigma_{fst}}{\mu_{fst}}\right)} \quad \text{Ekv. 5.6}$$

$$\mu_{fst} = 390 \cdot e^{\left(1,6449 \cdot \frac{25}{\mu_{fst}}\right)} = 429,2 \text{ MPa}$$

där  $\lambda_{\alpha}$  är värde då  $P(\beta > \lambda_{\alpha}) = \alpha$  då  $\alpha = 0,05$  för en normalfördelning (Vännman 2002).

### 5.3.2 Betong

Betongen är enligt ritningarna av kvalitet K300. Denna betong har en tryckhållfasthet motsvarande K30. På grund av långtgående hydratation beräknas betongen motsvara hållfasthetsklass K45 med karakteristisk tryckhållfasthet  $f_{cck} = 32 \text{ MPa}$  enligt BBK 94 (2000). Detta är samma hållfasthetsvärde som Reinertsen använt i sin rapport.

Tjockleken på plattan,  $h$ , är enligt ritningarna 0,630 meter i det kritiska snittet och  $b = 1,0$  meter eftersom beräkningsmodellen avser en 1,0 meter bred platta. Både tjocklek och bredd antas vara relativt säkra mått och sätts därför deterministiskt i denna analys.

Betongens hållfasthet kan räknas om från karakteristiskt värde till väntevärde på samma sätt som armeringens hållfasthet transformerades. Skillnaden är att standardavvikelsen för betongens hållfasthet beskrivs som en funktion av väntevärdet.

$$\sigma_{fcc} = V_{fcc} \cdot \mu_{fcc} \quad \text{Ekv. 5.7}$$

där  $V_{fcc}$  är en koefficient hämtad från Road Directorate (2004) och har värdet 0,14. När standardavvikelsen är beskriven kan väntevärdet beräknas enligt Ekv. 5.6

$$\mu_{fcc} = f_{cck} \cdot e^{\left(\lambda_{\alpha} \frac{V_{fcc} \cdot \mu_{fcc}}{\mu_{fcc}}\right)} = 32 \cdot e^{(1,6449 \cdot 0,14)} = 40,29 \text{ MPa}$$

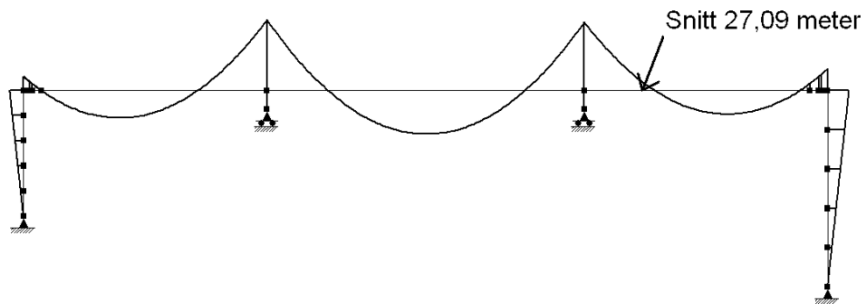
När väntevärdet är känt kan standardavvikelsen beräknas enligt Ekv. 5.7

$$\sigma_{fcc} = V_{fcc} \cdot \mu_{fcc} = 0,14 \cdot 40,29 = 5,64 \text{ MPa}$$

## 5.4 Permanenta laster

### 5.4.1 Egentyngd

Momentet från egentyngden av bron kommer in i gränsekvationen genom termen  $M_{Egt}$ . Detta är en ganska liten del av lasten beroende på att det snitt som kontrolleras är beläget mycket nära momentnollpunkten för en jämt utbredd last över bron, se Figur 5.2. Egentyngden har modellerats med samma tunghet som i Reinertsens klassning för att skapa samma förutsättningar för den probabilistiska verifieringen. Egentyngden för betong, inklusive armering, sätts därför till  $24 \text{ kN/m}^3$ .



Figur 5.2 Momentfördelning av egentyngd över bron.

För att beräkna storleken av momentet i det aktuella snittet ställs en modell upp i beräkningsprogrammet *Ramanalys*. Modellen belastas enbart av sin egenvikt och resultatet blir som visas i Figur 5.2. Enligt Reinertsens beräkningar hamnar det kritiska snittet till vänster om momentnollpunkten, medan det enligt nuvarande beräkning hamnar till höger om nollpunkten. Därav skiljer sig tecknet på moment av egentyngd mellan beräkningarna. Detta är en mycket liten last och därför utreds frågan inte mer utan ses som en skillnad på grund av modellolikheter. Momentet av egentyngd blir

$$M_{egt} = 13617 \text{ Nm}$$

Egentyngdens tillhörande normalkraft uppkommer på grund av brons geometri. Denna normalkraft måste adderas för att ge sitt bidrag till momentberäkningarna. Momentet och normalkraften förhåller sig helt linjärt. Därför kan normalkraften uttryckas som funktion av momentet enligt ekvationen

$$N_{egt} = M_{egt} \cdot (N_{fix}/M_{fix}) = M_{egt} \cdot (-8161/13617) \quad \text{Ekv. 5.8}$$

där  $N_{fix}$  och  $M_{fix}$  är bestämda med hjälp av *Ramanalys*.

Egentyngdens moment modelleras i beräkningarna som en normalfördelning med standardavvikelse på 5 % av väntevärdet enligt Road Directorate (2004).

#### 5.4.2 Beläggning

Beläggnings genererar en last som ger upphov till ett moment som liknar egentyngden men med en betydligt mindre last. Beläggnings över bron är 9 cm tjock och har en tunghet på 22 kN per kubikmeter. Detta ger en utbredd last på ca 2,0 kN per meter. Den lasten ger upphov till ett ganska litet moment på grund av närheten till momentnollpunkten, nämligen

$$M_{bel} = 1785 \text{ Nm}$$

På samma sätt som egentyngden bidrar beläggnings till en av tillhörande normalkraft, som i detta fall beräknas enligt ekvationen Ekv. 5.8

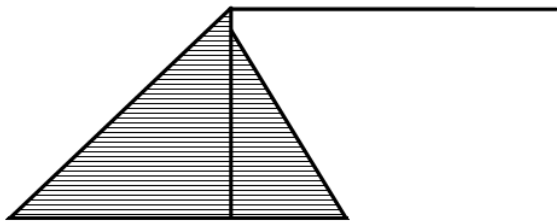
$$N_{bel} = M_{bel} \cdot (N_{fix}/M_{fix}) = M_{bel} \cdot (-1067/1785) = M_{bel} \cdot (-0,598)$$



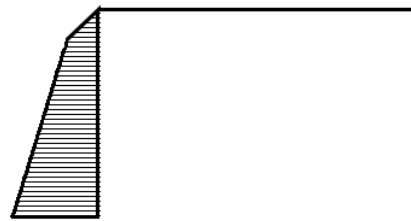
Beläggningsmoment modelleras som normalfördelad och har därmed åter liknande egenskaper med egentygden. Skillnad ligger dock i standardavvikelsen som här blir 10 % av väntevärdet (Road Directorate 2004), detta på grund av att tjocklek och beläggningstyp kan variera något under bronns livslängd.

### 5.4.3 Jordtryck

Mot bronns ramben ligger ett tryck från omgivande jord. Denna last kommer dels från utsidan av bron, men även från återfyllnad inifrån. Jordtrycket beräknas som en trapetslast utifrån och en trapetslast inifrån rambenet, se Figur 5.3. Dessa krafter tar inte ut varandra helt eftersom den yttre jordnivån är högre än den inre, vilket illustreras i Figur 5.4. Det resulterande jordtrycket skapar ett moment i farbanan, samt en tillhörande normalkraft.



Figur 5.3 Jordtryckets verkan på bron.



Figur 5.4 Resulterande jordtryck.

Jordtrycket ger framför allt en stor normalkraft, medan momentet har en relativt liten inverkan. Momentet från jordtrycket blir

$$M_{jord} = -7548 \text{ Nm}$$

Normalkrafterna beräknas som en funktion av momentet på samma sätt som hos egentygden, enligt Ekv. 5.8. Normalkrafterna blir

$$N_{jord} = M_{jord} \cdot (N_{fix}/M_{fix}) = M_{jord} \cdot (-69960/7548) = M_{jord} \cdot (-9,269)$$

Jordtryckets moment betraktas som en permanent last och modelleras som en normalfördelning med 5 % standardavvikelse.

### 5.4.4 Bromslast

Bromskrafterna som trafiken genererar i bron kommer att ge upphov till moment då kraften angriper med excentricitet från tvärsnittets tyngdpunkt. Bromslasterna ger även upphov till en tryckande normalkraft i farbanan. Snittkrafterna är hämtade direkt ur Reinertsens rapport.

$$M_{br} = 680 \text{ Nm}$$

$$N_{br} = 5940 \text{ N}$$

Tryckkraften ger större positiv inverkan på kapaciteten än vad momentet har negativ inverkan varpå lasten totalt höjer kapaciteten hos bron i givet snitt. Det är därför på säkra sidan att inte räkna med bromslast i den probabilistiska analysen.

### 5.4.5 Överlast

Överlasten kan bestå av ett fordon utanför bron, ett materialupplag eller annan belastning utanför rambenet. Lasten angriper rambenet som en jämnt utbredd last. Överlasten ger på samma sätt som jordtrycket en stor tryckande normalkraft och även en momentbelastning över farbanan. Snittkrafterna är tagna ur Reinertsens rapport.

$$M_{ol} = 2520 \text{ Nm}$$

$$N_{ol} = -33280 \text{ N}$$

Den stora tryckkraft som överlasten ger upphov till höjer kapaciteten i det kritiska snittet varpå överlast inte ingår i den probabilistiska analysen.

## 5.5 Trafiklaster

Trafiklasterna är de mest väsentliga lasterna i denna rapport. Dessa kan modelleras på en rad olika sätt. Rapporten kommer att behandla tre olika sätt att hantera trafiklasten där varje metod analyseras med en egen gränsfunktion. Den första metoden är helt enligt Reinertsens beräkningar. Laster väljs deterministiskt för att jämföra enbart kapacitetstermen i gränsfunktionen. I den andra metoden kommer typfordon enligt ATB 98 definiera trafik-lasterna. Axel- respektive boggitryck normalfördelas runt dess lastvärden för BK 1, det vill säga 12/18 ton. Även övriga laster hanteras probabilistiskt. Den tredje och sista modellen är baserad på trafikmätningar som är utförda i samband med klassningsberäkning av Ölandsbron och helt probabilistisk.

### 5.5.1 Trafiklaster enligt Reinertsen

Den första modellen av laster är helt baserad på Reinertsens tidigare klassningsberäkning av bron från 2007. Denna modell används för att kunna jämföra momentkapaciteten vid probabilistisk analys med den kapacitet som Reinertsen beräknat. Trafiklasten hämtas därmed direkt från Reinertsens rapport. Trafiklasten är beräknad i snitt 26,365 meter samt 27,656 meter varpå interpolering sker för att beräkna snittkrafterna i snitt 27,09 meter. Snittkrafterna är beräknade med axel- respektive boggitryck 340/280 kN och är alltså de största laster som Reinertsen beräknat att bron tål vid given säkerhetsklass. Den tillhörande normalkraften för axellast är mindre än för boggilast varför axellast blir ett mer ogynnsamt fall. Snittkrafterna är av Reinertsen beräknade till

$$\text{Moment från trafik } M_T = 261,58 \text{ kNm}$$

$$\text{Tillhörande normalkraft } N_T = -14,59 \text{ kN}$$

Snittkrafterna är framtagna med avseende på en 1,0 meter bred strimla och antaget att trafiklast är huvudlast. Dynamisk faktor  $\epsilon = 1,21$  har använts. Snittkrafterna är även korrigerade för brons snedvinklighet och kan därför direkt användas deterministiskt med sina givna värden.

## 5.5.2 Trafiklaster med typfordon

Den andra lastmodellen är baserad på de typfordon som finns med i Vägverket (1998), se Bilaga 1. Denna modell används för att kunna jämföra den maximala boggikapaciteten med den kapacitet som Reinertsen beräknat. Skillnaderna mellan denna och Reinertsens beräkningar är att lasterna normalfördelas med 5 % standardavvikelse, att  $\epsilon_{dyn}$  kommer att beräknas enligt Road Directorate (2004), samt att det är den probabilistiska kapaciteten som används.

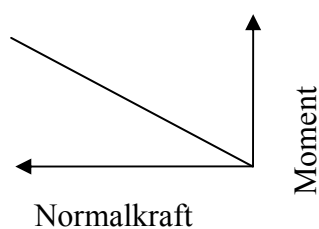
För typfordon med boggilast, B, gäller att ett av typfordonen ger den största influensen och är således det dimensionerande. För att utreda vilket av typfordonen som är dimensionerande tillåts alla fordon att passera över bron i det simuleringsprogram som skapats i *MATLAB*. I simuleringen antas fordonen köra i båda riktningarna över bron för att ta hänsyn till olikheter mellan norrgående och södergående bro. Södergående värden blir efter försök dominerande. Utparameter blir dels momentet, dels den tillhörande normalkraften och dels det läge på bron som fordonet har för att skapa dessa snittkrafter.

Tabell 5.3 Typfordonens influens i södergående bro när  $A/B=12/18\text{ton}$ .

Typfordon Södergående	a)	b)	c)	d)	e)	f)	g)	h)	i)
Moment [kNm]	185	214	234	242	259	272	341	301	283
Tillhörande normalkraft [kN]	-8,8	-13,1	-15,4	-17,6	-15,2	-17,0	-27,5	-23,2	-24,7
Position (främsta hjul) [m]	7,1	7,1	7,1	7,1	8,1	8,4	30,4	29,1	32,3

Ur Tabell 5.3 kan det utläsas att typfordon g) genererar det största momentet, och det är således detta moment som kommer att vara dimensionerande för samtliga typfordon när boggilasten B ska beräknas. Lasten från typfordonet gäller för ett 3 meter brett, tänkt lastfält på bron. Då resten av beräkningarna är gjorda för en 1 meter bred strimla av bron multipliceras även trafiklasten med 1/3. För att se hur stort moment som bron kan klara ökas axel- respektive boggilasten  $A/B$  i typfordonen, till dess att kapaciteten är uppnådd.

Den tillhörande normalkraften är fullt korrelerad mot momentet det vill säga helt linjärt beroende av momentet. Normalkraften kan därför beskrivas som en funktion av momentet. Då momentet är stort kommer därmed även normalkraften vara stor, se Figur 5.5.



Figur 5.5 Korrelationsdiagram.

Trafiklasten multipliceras med  $\varepsilon_{dyn}$  för att ta hänsyn till dynamiska effekter från fordonen på bron. Denna parameter varierar enligt en normalfördelning. Väntevärde och standardavvikelse bestäms enligt Road Directorate (2004) med följande ekvationer

$$\mu_{dyn} = 1 + 41,5/W \quad \text{Ekv. 5.9}$$

$$\sigma_{dyn} = 41,5/W \quad \text{Ekv. 5.10}$$

där  $W$  är totala tyngden på det dimensionerande fordonet i kN. Maximalt tillåten totalvikt på fordon i Sverige är 60 ton vilket motsvarar  $W = 600$  kN. Därmed kan dynamiska faktorn  $\varepsilon_{dyn}$  modelleras som en normalfördelning med väntevärde och standardavvikelse enligt

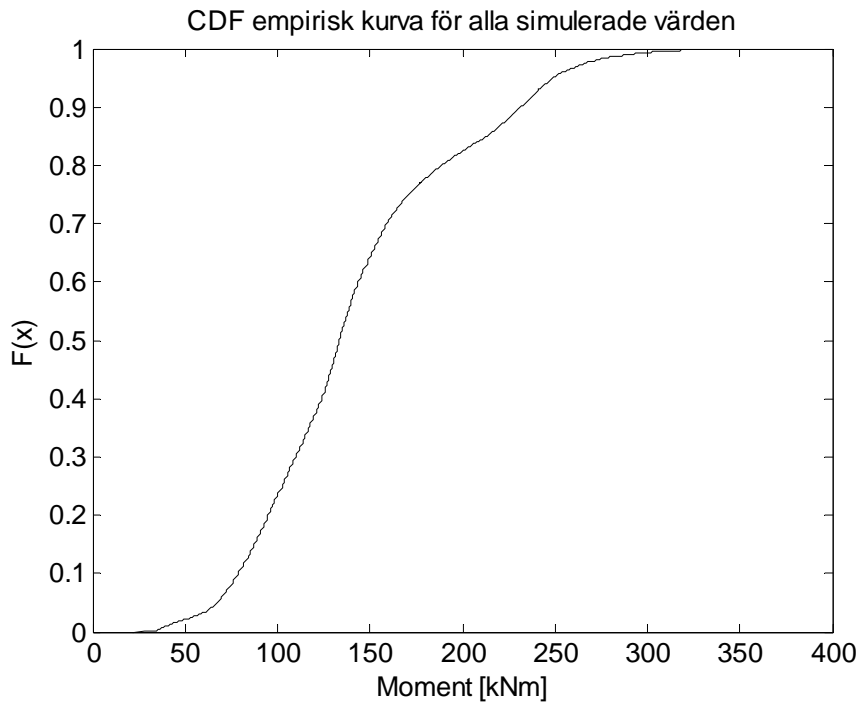
$$\mu_{dyn} = 1 + \frac{41,5}{600} = 1,069$$

$$\sigma_{dyn} = \frac{41,5}{600} = 0,069$$

### 5.5.3 Trafiksimulering

För den simulerade trafiken kan samma beräkningsprogram som för typfordonen användas. Skillnaden här ligger i att de mätta fordonen är betydligt fler än de tidigare beräknade typfordonen. Inget dimensionerande fordon kommer dock tas fram, utan målet är att hitta en fördelning och fördelningens parametrar så att det går att beskriva lasternas extremvärden statistiskt. Fordonen simuleras över bron i båda riktningarna och på samma sätt som tidigare loggas de maxmoment som vardera fordonet genererar samt tillhörande normalkraft.

För att se hur momenten är fördelade ritas empirisk fördelning in i en CDF-figur. Denna är en kumulativ fördelningsfunktion som visar sannolikheten att ett mätvärde är lägre än eller lika med ett visst moment. Kurvan beskriver hur momentens storlek varierar och lutningen ska avta när funktionen närmar sig värdet 1. När alla moment är med i den empiriska fördelningen kommer denna att se ut som i Figur 5.6.

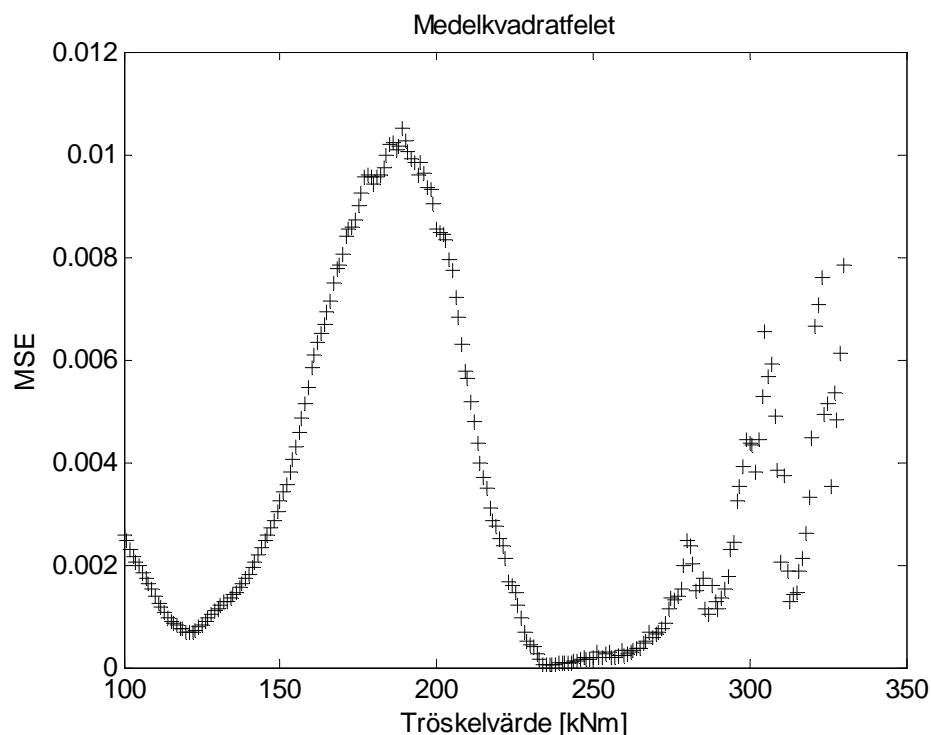


Figur 5.6 CDF-kurva för den empiriska fördelningen med alla värden.

Det är dock enbart de högsta värdena som är intressant i denna extremvärdesfördelning. Därför sorteras alla värden som inte överstiger ett valt tröskelvärde bort, kvar blir de högsta och mest extrema värden som är uppmätta.

Eftersom det är extremvärden som efterfrågas kommer POT-metoden att tillämpas. Denna går ut på att anpassa de högsta värdena i en mätning till en extremvärdesfördelning. De uppmätta snittkrafterna från fordonen sorteras i en vektor, och endast de som är högre än ett valt tröskelvärde behandlas. Två extremvärdesfördelningar kommer att användas, både Gumbel- och Weibullfördelning.

Tröskelvärdet för Gumbelfördelningen kan bestämmas genom att skapa en MSE-figur enligt kapitel 3.7.1 med felet på y-axeln och tröskelvärdet på x-axeln, se Figur 5.7.



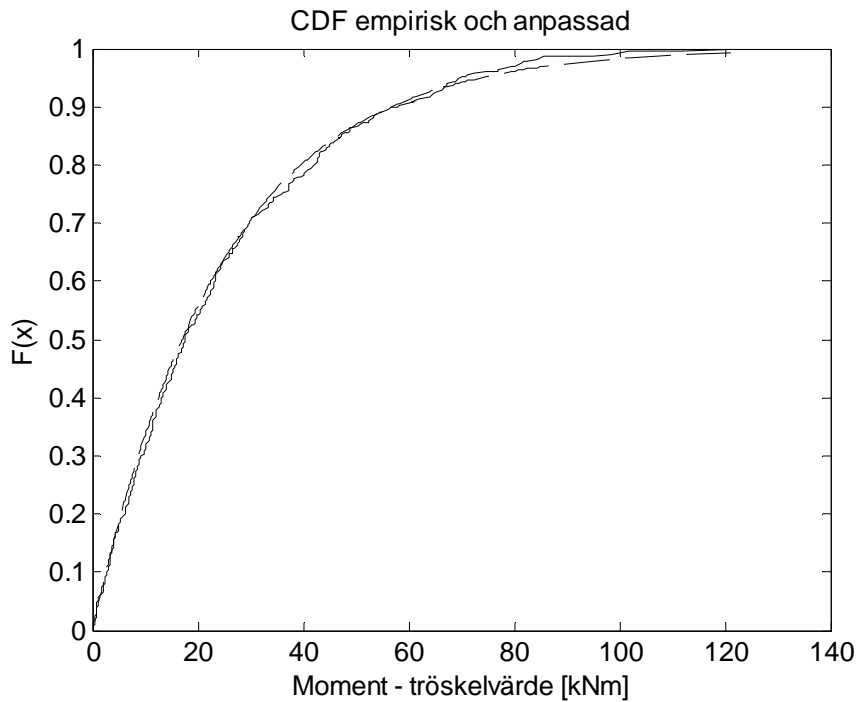
Figur 5.7 MSE-figur för bestämning av tröskelvärde.

I figuren ses att ett tröskelvärde runt 250 kNm ger det minsta felet. Runt detta värde finns dels ett osäkert område vid tröskelvärde över 270 kNm, samt en topp vid tröskelvärde under 235 kNm. Mellan dessa värden hittas det optimala tröskelvärdet som bestäms till 250 kNm.

En empirisk fördelning med momenten som överstiger tröskelvärdet ritas upp och i den figuren anpassas en CDF-kurva med formen av en exponentialfördelning för att beräkna parametern till Gumbelfördelningen, se Figur 5.8. Exponentialfördelningen som anpassas har funktionen

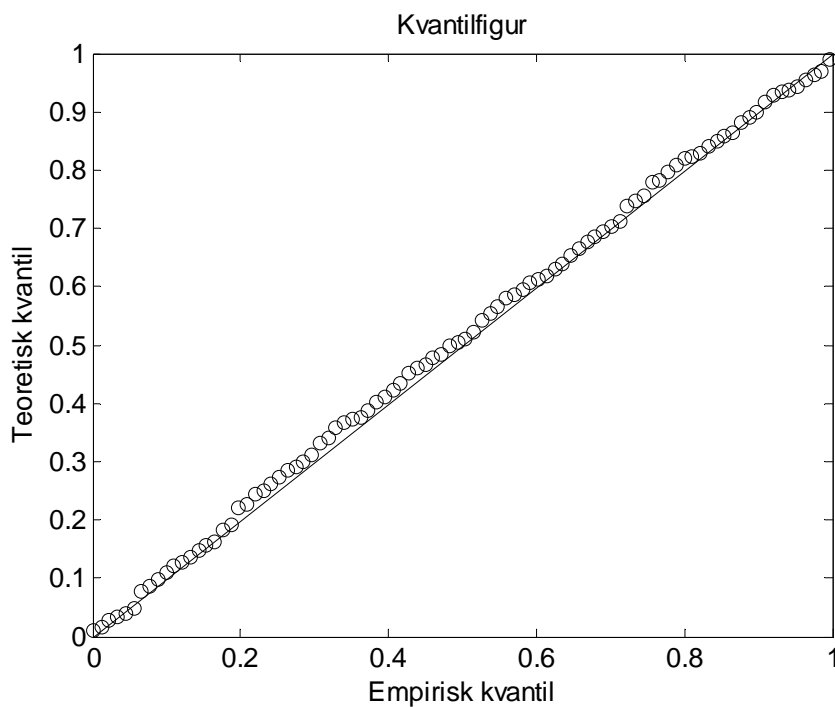
$$F_X(x) = 1 - e^{-(x-u)/m} \quad \text{Ekv. 5.11}$$

där  $u$  är tröskelvärde och  $m$  är fördelningens parameter. Med hjälp av *MATLAB* beräknas parametern  $m$  till 24,59 kNm. Av de totalt 9573 tunga fordonen i simuleringen överstiger 457 fordon tröskelvärdet, vilket innebär 4,77 %.



Figur 5.8 Empirisk och teoretisk kurva för moment över tröskelvärdet 250 kNm.

Som en bekräftelse på att den teoretiska fördelningen överensstämmer med den empiriska kan en kvantilfigur ritas upp. Denna har den empiriska fördelningen på sin x-axel och den teoretiska fördelningen på y-axeln. Figuren ska så bra som möjligt följa linjen med 45 graders lutning. Detta kan kontrolleras visuellt för att försäkra sig om att den teoretiska modellen fungerar, se Figur 5.9 som visar på att modellen fungerar bra.



Figur 5.9 Kvantilfigur Exponentialfördelning.

För att beskriva trafiklasten som Gumbelfördelning behövs intensiteten  $\lambda_u$  av överträdelserna över tröskelvärde för referensperioden ett år. Intensiteten beräknas enligt Ekv. 3.14.

$$\lambda_u = \text{ÅDT}_{\text{tung trafik}} \cdot 365 \cdot \frac{\text{Antal överträdelser}}{\text{Antal mätfordon}}$$

Antal överträdelser beräknas i *MATLAB* till 457 st och antal mätfordon är 9573 st. ÅDT (tung trafik) är enligt Vägverket (2010) 2850.

$$\lambda_u = 2850 \cdot 365 \cdot \frac{457}{9573} = 49660 \text{ överträdelser per år.}$$

Trafiken kan nu beskrivas som en Gumbelfördelning med CDF funktion enligt

$$F_X(x) = e^{-e^{-\frac{(x-b)}{a}}} \quad \text{Ekv. 5.12}$$

med parametrarna  $a$  och  $b$  enligt Ekv. 3.12 och Ekv. 3.13, det vill säga

$$a = m$$

$$a = 24,59 \text{ kNm}$$

$$b = u + m \cdot \ln(\lambda_u)$$

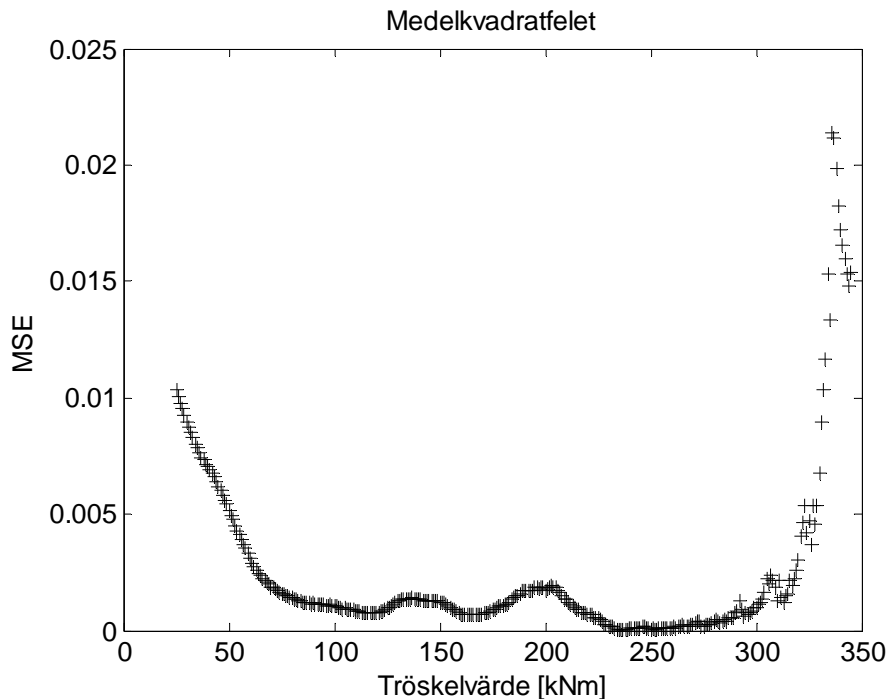
$$b = 250 + 24,59 \cdot \ln(49660) = 515,92 \text{ kNm}$$

Liksom tidigare motsvarar dessa uppmätta värden ett 3 meter brett lastfält på bron. Multiplicering med 1/3 görs för att få lasten på en meter bred strimla. Även det dynamiska tillskottet måste beaktas här och det görs på samma sätt som för den andra modellen. Denna parameter  $\varepsilon_{dyn}$  varierar som tidigare enligt en normalfördelning med väntevärde och standardavvikelse enligt Road Directorate (2004). Väntevärdet blir  $\mu_{dyn} = 1,069$  och standardavvikelsen  $\sigma_{dyn} = 0,069$ .

En Gumbelfördelning har en tendens att extrapolera mätserien över tröskelvärde vilket ger stora laster. En annan extremvärdesfördelning är Weibullfördelningen. Denna har ett tydligt maxvärde och överskattar inte de laster som överstigit tröskelvärde (se Figur 3.13). En Paretofördelning anpassas till mätserien över tröskelvärde och med hjälp av antal överträdelser över tröskelvärde kan en Weibullfördelning av trafiklasten skapas.

För att välja tröskelvärde skapas en MSE-figur vilken presenteras i Figur 5.10.





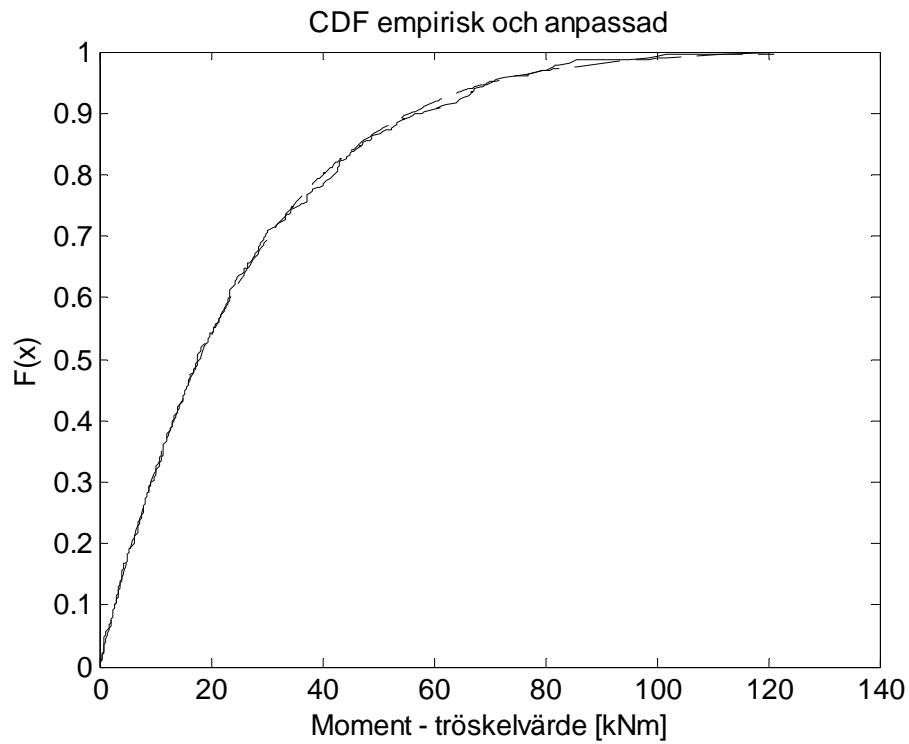
Figur 5.10 Medelkvadratfelet, Paretofördelning.

Ur figuren framgår att tröskelvärden upp till 300 kNm ger ungefär lika litet fel, tröskelvärdet 250 kNm väljs. Det är samma tröskelvärde som användes när en exponentialfördelning anpassades till momenten, varpå metoderna kan jämföras direkt.

En empirisk fördelning med momenten som överstiger tröskelvärdet ritas upp och i den figuren anpassas en CDF-kurva med formen av en Paretofördelning, se Figur 5.11. Paretofördelningens som anpassas har funktionen

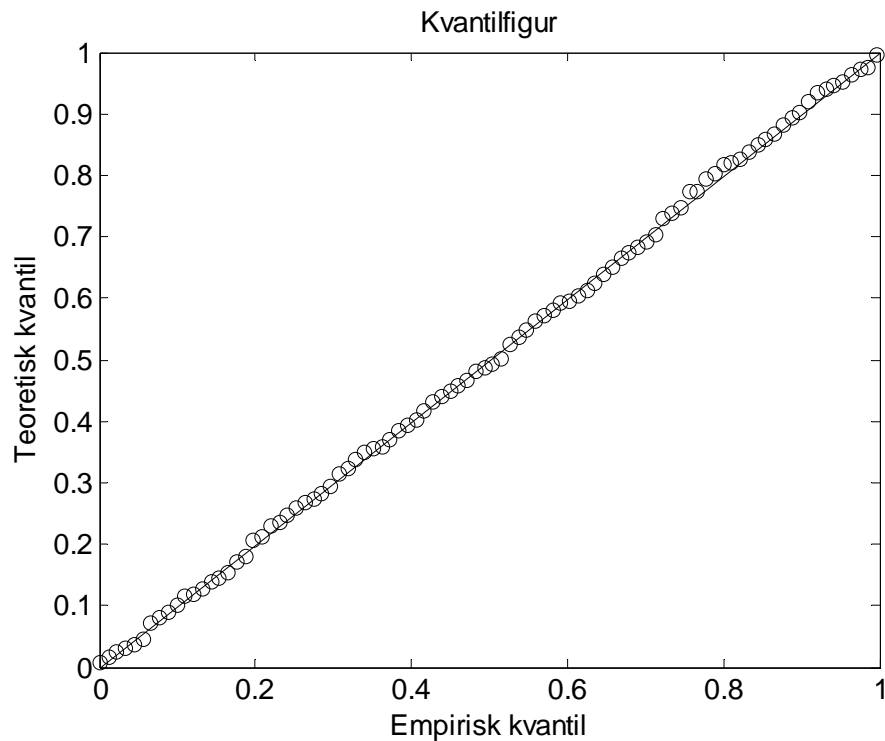
$$F_X(x) = 1 - \left(1 - \frac{k_{GPD}(x-u)}{a_{GPD}}\right)^{\frac{1}{k_{GPD}}} \quad \text{Ekv. 5.13}$$

där  $u$  är tröskelvärde,  $a$  är fördelningens skalparameter och  $k$  är fördelningens formparameter. Med hjälp av *MATLAB* beräknas formparametern  $k$  till 0,086 och skalparametern  $a$  till 26,70 kNm vid tröskelvärdet  $u = 250$  kNm.



Figur 5.11 Empirisk och teoretisk kurva för moment över tröskelvärdet 250 kNm.

För att kontrollera hur bra den anpassade Paretofördelningen passar till de empiriska värdena skapas en kvantilfigur, se Figur 5.12. Kvantilfiguren visar på en mycket bra passning.



Figur 5.12 Kvantilfigur, Paretofördelning.

För att beskriva trafiklasten som Weibullfördelning behövs intensiteten  $\lambda_u$  av överträdelserna över tröskelvärde för referensperioden ett år. Eftersom samma tröskelvärde är valt som vid Gumbelfördelningen är intensiteten  $\lambda_u$  densamma här, det vill säga

$$\lambda_u = 2850 \cdot 365 \cdot \frac{457}{9573} = 49660 \text{ överträdelser per år.}$$

Trafiken kan nu beskrivas som en Weibullfördelning med CDF funktion enligt

$$F(x) = e^{-\left(\frac{x-b_{GEV}}{a_{GEV}}\right)^{k_{GEV}}} \quad \text{Ekv. 5.14}$$

med parametrarna a, b och k enligt Ekv. 3.17, Ekv. 3.18 och Ekv. 3.19, det vill säga

$$k_{GEV} = k_{GPD}$$

$$k_{GEV} = 0,086$$

$$a_{GEV} = \frac{a_{GPD}}{\lambda_u^k}$$

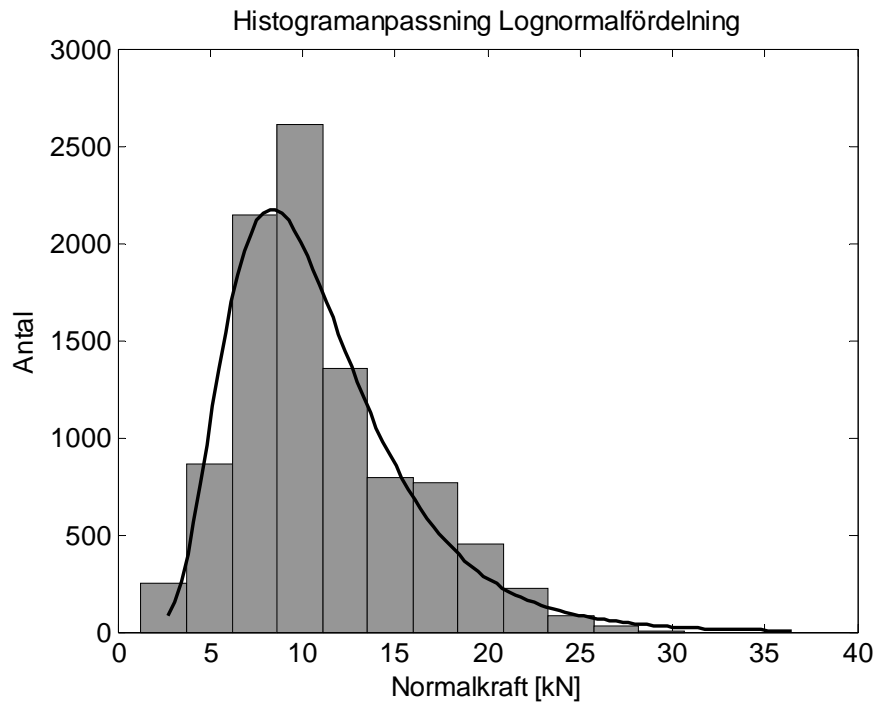
$$a_{GEV} = \frac{26,70}{49660^{0,086}} = 10,55 \text{ kNm}$$

$$b_{GEV} = u - \left(\frac{a_{GEV} - a_{GPD}}{k}\right)$$

$$b_{GEV} = 250 - \left(\frac{10,55 - 26,70}{0,086}\right) = 438,11 \text{ kNm}$$

Liksom tidigare motsvarar dessa uppmätta värden ett 3 meter brett lastfält på bron. Multiplicering med 1/3 görs för att få lasten på en meter bred strimla. Även det dynamiska tillskottet måste beaktas här och det görs på samma sätt som tidigare. Parameter  $\varepsilon_{dyn}$  varierar enligt en normalfördelning med väntevärde och standardavvikelse enligt Road Directorate (2004). Väntevärdet blir  $\mu_{dyn} = 1,069$  och standardavvikelsen  $\sigma_{dyn} = 0,069$ .

På samma sätt som momentet kan variera efter en fördelning kan även normalkraften variera. För att kontrollera hur normalkrafterna är fördelade ritas ett histogram upp, Figur 5.13. Det hade varit möjligt att extremvärdesfördela även normalkraften på samma sätt som momentet. Detta kommer inte att göras, eftersom en extremvärdesfördelning överskattar kraften. Normalkraften är i detta fall positiv, det vill säga den hjälper brobanan att bära lasten. Det är därför på säkra sidan att istället lognormalfördela alla mätta värden utan att skatta ett högre värde.



Figur 5.13 Histogram för tillhörande normalkraft.

I detta histogram kan det ses att normalkraften liknar en lognormalfördelning med undantag för toppen vid 10 kN. Värdena i Figur 5.13 är egentligen tryckande normalkrafter, men lognormalfördelning är inte definierad för negativa värden, därför har kraften ändrat tecken. En lognormalfördelning anpassas till värdena för normalkraften genom en beräkningsalgoritm i *MATLAB*. När beräkningsalgoritmen har anpassat en kurva till de värden som finns med i matrisen för normalkrafter kommer parametrarnas värde ut som logaritmerat med den naturliga logaritmen som bas. Denna måste räknas om för att kunna sättas in i *Comrel*. De värden som kommer som utparametrar från *MATLAB* är

Väntevärdet  $\mu_{\ln x} = 2,31 \text{ kN}$

Standardavvikelsen  $\sigma_{\ln x} = 0,43 \text{ kN}$

Dessa värden måste transformeras för att kunna användas i *Comrel*. Formler som transformerar talen från logaritmerade värden till väntevärdet  $\mu_x$  och standardavvikelsen  $\sigma_x$  i den vanliga talserien finns i (Nowak, Collins, 2000). Formeln för väntevärde är:

$$\mu_{\ln x} = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln x}^2 \quad \text{Ekv. 5.15.a}$$

Genom att lösa ut  $\mu_x$  kan det väntevärde som ska användas i *Comrel* beräknas.

$$\mu_x = e^{\left(\mu_{\ln x} + \frac{\sigma_{\ln x}^2}{2}\right)} \quad \text{Ekv. 5.15.b}$$

$$\mu_x = e^{(2,31 + 0,43^2/2)} = 11,01 \text{ kN}$$

Formeln för standardavvikelsen är

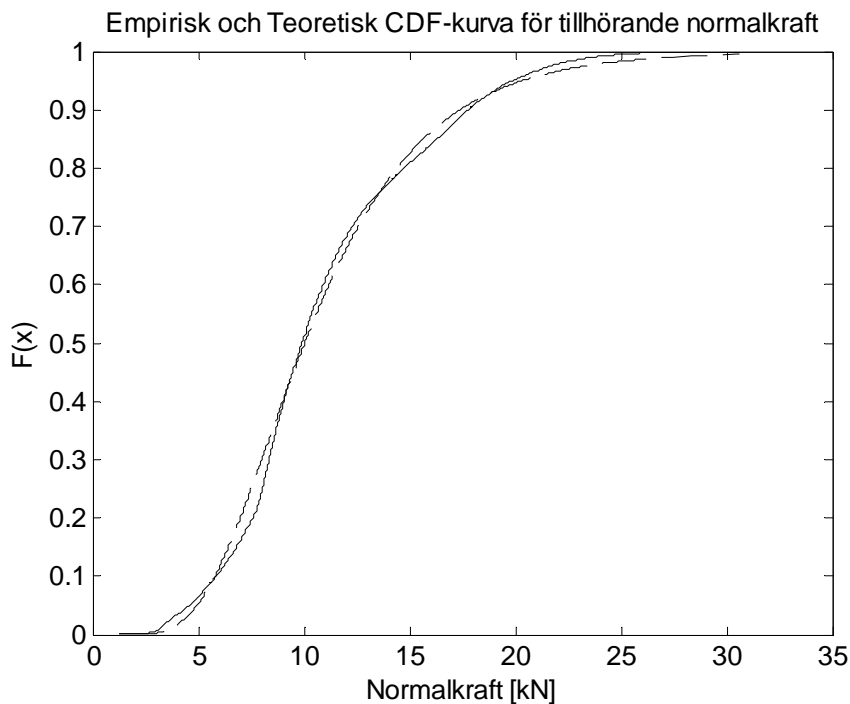
$$\sigma_{\ln x}^2 = \ln(V_x^2 + 1), \text{ där } V_x^2 = \frac{\sigma_x^2}{\mu_x^2} \quad \text{Ekv. 5.16.a}$$

Genom att lösa ut  $\sigma_x$  Kan den standardavvikelse som ska användas i *Comrel* beräknas.

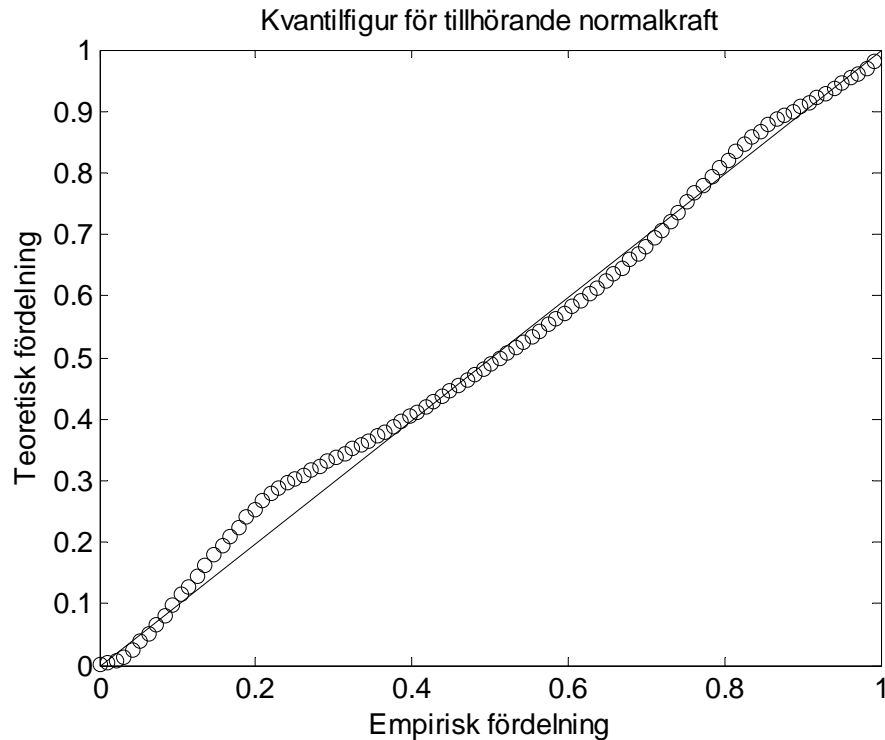
$$\sigma_x = \sqrt{(e^{\sigma_{\ln x}^2} - 1) \cdot \mu_x^2} \quad \text{Ekv. 5.16b}$$

$$\sigma_x = \sqrt{(e^{(0,43^2)} - 1) \cdot 11,01^2} = 4,97 \text{ kN}$$

När dessa parametrar används för att skapa den teoretiska fördelningen måste en kontroll göras för att säkerställa att approximationen är acceptabel. Detta görs på samma sätt som för momentet. En figur ritas upp med CDF-kurvor där den teoretiska och den empiriska fördelningen kan jämföras, se Figur 5.14. För att kontrollera den teoretiska fördelningen skapas en kvantilfigur, se Figur 5.15.



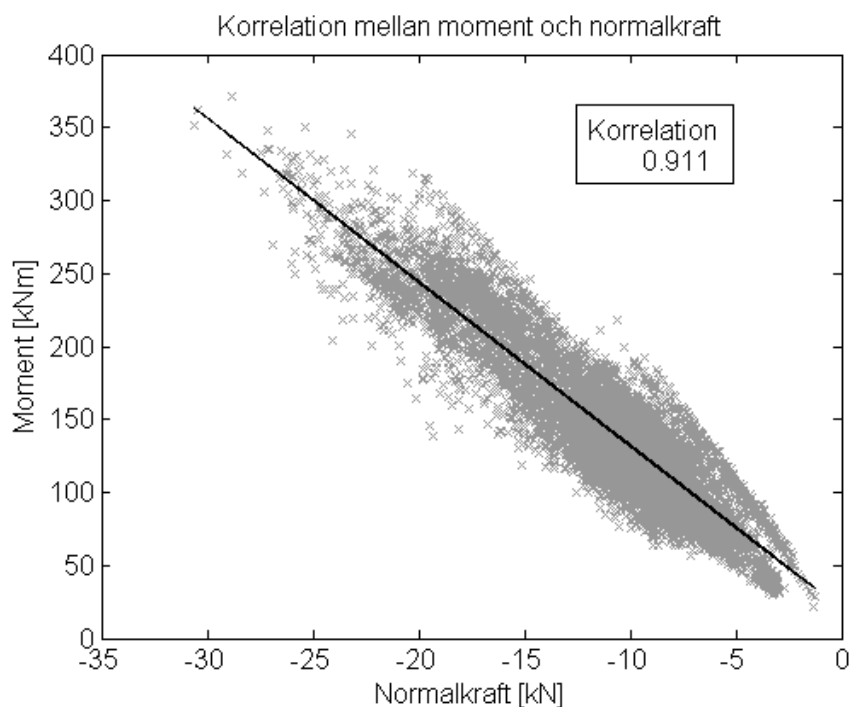
Figur 5.14 Empirisk och teoretisk CDF-kurva för tillhörande normalkraft.



Figur 5.15 Kvantilfigur för tillhörande normalkraft.

Figurerna stämmer något dåligt i de lägre värdena, vilket även kan ses i Figur 5.13. Detta beror på att de normalkrafter som finns med i indatan inte är perfekt lognormalfördelade. I figurerna ses dock att approximationen verkar stämma relativt bra vid högre normalkrafter. Det är de stora momenten som är intressant för lastmodellen, och dessa ger de största normalkrafterna. Detta innebär att där det behövs högst noggrannhet, stämmer teorin som bäst. Det hade varit möjligt att använda POT-metoden och bara utnyttja de största normalkrafterna även här. Metoden uppskattar snittkrafter utanför mätserien och är därmed på osäkra sidan eftersom normalkrafterna höjer kapaciteten. POT-metoden används därför inte här.

Som tidigare modeller bör momentet och normalkraften vara korrelerade. Eftersom det i denna modell inte är ett bestämt fordon vars last ökas, utan en rad olika fordon med olika axelkonfigurationer, kommer inte full korrelation kunna antas. För att kontrollera hur stor korrelation som kan tillgodoses ritas en graf med momentet mot normalkraften. En algoritm från *MATLAB* kan sedan användas för att beräkna korrelationen, se Figur 5.16.



Figur 5.16 Korrelationsdiagram för mätta fordon.

Denna kontroll ger att korrelationen är 0,911. Detta värde kan användas i *Comrel* vid beräkning, och därmed kommer momentets och normalkraftens storlek följas åt till stor del i beräkningarna.

## 5.6 Modellosäkerheter

För att ta hänsyn till att en beräkningsmodell inte kan beskriva verkligheten exakt används vid probabilistisk metod faktorer för modellosäkerhet. Faktorerna angriper både bärförmåga och lastpåverkan och bör relateras till specifika variabler (Carlsson et al 2008). I rapporten används modellosäkerhetsfaktorer på hållfasthetsvärdena  $f_{st}$  och  $f_{cc}$  samt på vardera lasten, både moment och tillhörande normalkraft.

De modellosäkerhetsfaktorer som har en koppling till hållfastheten är lognormalfördelade med väntevärdet 1. Detta innebär att faktorn multipliceras med hållfasthetsvärdena. Enligt Carlsson (2006) väljs standardavvikelsen till 5 %. För modellosäkerheten hos de verksamma momenten behandlas faktorerna på två olika sätt beroende på om lasten är variabel eller permanent. För permanenta laster används en normalfördelad faktor med väntevärde 0 och standardavvikelse 5 % av momentets väntevärde. Denna typ av osäkerhetsfaktor adderas till momentet. För variabla laster väljs faktorn till normalfördelad runt 1,0 och med en standardavvikelse på 10 % (Road Directorate 2004). Denna typ av osäkerhetsfaktor multipliceras med momentet. Modellosäkerheten för tillhörande normalkraft är för varje lasttyp samma som modellosäkerheten för moment varför samma faktor används.

Modellosäkerhetsfaktorerna sammanställs i Tabell 5.4.

Tabell 5.4 Modellosäkerhetsfaktorer för gränsfunktionen.

Faktor	Fördelning	Väntevärde	Standardavvikelse
$C_{fst}$	Lognormal	1	0,05
$C_{fcc}$	Lognormal	1	0,05
$C_{M_{egt}}$	Normal	0	$0,05 \cdot \mu_{M_{egt}}$
$C_{M_{bel}}$	Normal	0	$0,05 \cdot \mu_{M_{bel}}$
$C_{M_{jord}}$	Normal	0	$0,05 \cdot \mu_{M_{jord}}$
$C_{M_T}$	Normal	1	0,10

## 5.7 Gränsfunktioner

För att utföra en probabilistisk analys på bron skapas en gränsfunktion för det kritiska snittet. Denna beskriver alla ingående parametrar både på hållfasthetssidan och på lastsidan. Den enkla modell som beskriver gränsfunktionen i Ekv. 3.1 måste utvecklas för att gälla för aktuell bro. Gränsfunktionen i det kritiska snitt som studeras ser ut på följande sätt

$$g(R, S) = R - S = M_K - M_T - M_{egt} - M_{bel} - M_{jord}$$

där

$M_K$  är momentkapaciteten i brobaneplattan

$M_T$  är momentbelastning av trafik

$M_{egt}$  är momentbelastning av brons egentyngd

$M_{bel}$  är momentbelastning av beläggning

$M_{jord}$  är momentbelastning av jordtryck

Var och en av de ingående lasterna är redan beräknade till sin storlek, och en osäkerhetsfaktor för varje osäker modell och egenskap/last är definierad. Skillnader mellan de olika trafikmodellerna medför dock att gränsfunktionen kommer att skilja sig åt beroende på vilken av modellerna som avses. Var och en av de tre gränsfunktionerna kommer nu att definieras.

### 5.7.1 Gränsfunktion med trafiklaster enligt Reinertsen

När trafiklasterna baseras på Reinertsens beräkningar kommer inga osäkerheter in på lastsidan. Permanenta laster sätts deterministiskt till sitt väntevärde, beräknat i kapitel 5.4. Lastdelen är således helt deterministisk men lastbärande kapacitet beräknas probabilistiskt. Denna modell kan jämföras med Reinertsens beräkningar rakt av och påvisar skillnader mellan klassisk och probabilistisk beräkningsmetod på hållfasthetssidan.



Denna gränsv funktion använder de trafiklaster som är tagna direkt från Reinertsens beräkningar, och som presenteras i Kapitel 5.5.1. Funktionen i denna beräkning ser ut som följande

$$g(R, S) = (C_{fst} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}) \cdot \left( d - 0,4 \cdot \frac{C_{fst} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}}{C_{fcc} \cdot f_{cc} \cdot 0,8 \cdot b} \right) + N_{tillh} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) - M_{yttre}$$

där

$$N_{tillh} = -14590 \cdot k - M_{egt} \cdot 0,599 - 1,2 \cdot M_{bel} \cdot 0,598 - M_{jord} \cdot 9,269$$

och

$$M_{yttre} = (261580 \cdot k + M_{egt} + 1,2 \cdot M_{bel} - M_{jord}) \cdot k_{fält}$$

k är en faktor som visar hur mycket trafiklasten kan förstoras för att nå sökt säkerhetsindex. De olika ingående termerna i gränsv funktionen är modellerade med de i Tabell 5.5 listade fördelningarna.

Tabell 5.5 Värden på termer i beräkning för laster enligt ATB 98.

Parameter	Fördelning	Väntevärde	Standardavvikelse
$f_{st}$	Lognormal	429,2 MPa	25 MPa
$f_{cc}$	Lognormal	40,29 MPa	5,64 MPa
$D$	Normal	580 mm	10 mm
$A_s$	Deterministisk	1626 mm <sup>2</sup>	-
$B$	Deterministisk	1000 mm	-
$H$	Deterministisk	630 mm	-
$M_{egt}$	Deterministisk	13 617 Nm	-
$M_{bel}$	Deterministisk	1785 Nm	-
$M_{jord}$	Deterministisk	7548 Nm	-
$k_{fält}$	Deterministisk	1,156	-
$K$	Stegas	0,8 – 1,2	-
$C_{fst}$	Lognormal	1,0	0,05
$C_{fcc}$	Lognormal	1,0	0,05

### 5.7.2 Gränsv funktion med typfordon

Nästa trafikmodell som ska beräknas har deterministiska laster som genereras från typfordon g) i Bilaga 1. Det dynamiska tillskottet kommer att väljas enligt det värde som Road Directorate (2004) föreslår, då denna innehåller riktlinjer för sannolikhetsbaserad klassningsberäkning för broar. Tillskottet har enligt kapitel 0 väntevärdet 1,069 och standard-avvikelsen 0,069.

Axel- och boggilast ges väntevärden enligt BK 1, det vill säga 12 respektive 18 ton, och en standardavvikelse på 5 %. För att ta reda på vilken last det är möjligt att lägga på axel- och boggitrycket A och B kommer värdet att stegas upp genom att multiplicera dessa värden med en koefficient k. Denna stegas för att se vid vilket värde på k som motsvarar  $\beta$ -värde 4,27, det vill säga säkerhetsklass 2.

Gränsfunktionen ser ut som följande för boggilast B:

$$g(R, S) = (C_{f_{st}} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}) \cdot \left( d - 0,4 \cdot \frac{C_{f_{st}} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}}{C_{f_{cc}} \cdot f_{cc} \cdot 0,8 \cdot b} \right) + N_{tillh} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) - M_{yttre}$$

där

$$N_{tillh} = -27500 \cdot \frac{k \cdot B}{18} \cdot 0,333 \cdot E_{dyn} \cdot C_{M_t} - (M_{egt} \cdot 0,599 + C_{M,egt}) - (M_{bel} \cdot 0,598 + C_{M,bel}) - (M_{jord} \cdot 9,269 + C_{M,jord})$$

och

$$M_{yttre} = \left( 340700 \cdot \frac{k \cdot B}{18} \cdot 0,333 \cdot E_{dyn} \cdot C_{M_t} + (M_{egt} + C_{M,egt}) + (M_{bel} + C_{M,bel}) - (M_{jord} + C_{M,jord}) \right) \cdot k_{fält}$$

Parametrar till gränsfunktionen sammanställs i Tabell 5.6.

Tabell 5.6 Sammanställning parametrar.

Parameter	Fördelning	Väntevärde	Standardavvikelse
$f_{st}$	Lognormal	429,2 MPa	25 MPa
$f_{cc}$	Lognormal	40,29 MPa	5,64 MPa
$D$	Normal	580 mm	10 mm
$A_s$	Deterministisk	1626 mm <sup>2</sup>	-
$B$	Deterministisk	1000 mm	-
$H$	Deterministisk	630 mm	-
$M_{egt}$	Normal	13 617 Nm	680,9 Nm
$M_{bel}$	Normal	1785 Nm	178,5 Nm
$M_{jord}$	Normal	7548 Nm	377,4 Nm
$B$	Normal	18 ton	0,9 ton
$\varepsilon_{dyn}$	Normal	1,069	0,069
$k_{fält}$	Deterministisk	1,156	-
$K$	Stegas	0,5-3,0	-
$C_{f_{st}}$	Lognormal	1,0	0,05
$C_{f_{cc}}$	Lognormal	1,0	0,05
$C_{M_{egt}}$	Normal	0	680,9 Nm
$C_{M_{bel}}$	Normal	0	178,5 Nm
$C_{M_{jord}}$	Normal	0	377,4 Nm
$C_{M_T}$	Normal	1,0	0,10

Vid kontroll av kapaciteten för axellast A modifieras gränsfunktionen för trafiklasten. Ekvationen kan då istället skrivas som följande.

$$g(R, S) = (Cf_{st} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}) \cdot \left( d - 0,4 \cdot \frac{Cf_{st} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}}{Cf_{cc} \cdot f_{cc} \cdot 0,8 \cdot b} \right) + N_{tillh} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) - M_{yttre}$$

där

$$N_{tillh} = -8780 \cdot \frac{k \cdot A}{12} \cdot 0,333 \cdot E_{dyn} \cdot C_{M_t} - (M_{egt} \cdot 0,599 + C_{M,egt}) - (M_{bel} \cdot 0,598 + C_{M,bel}) - (M_{jord} \cdot 9,269 + C_{M,jord})$$

och

$$M_{yttre} = \left( 184900 \cdot \frac{k \cdot A}{12} \cdot 0,333 \cdot E_{dyn} \cdot C_{M_t} + (M_{egt} + C_{M,egt}) + (M_{bel} + C_{M,bel}) - (M_{jord} + C_{M,jord}) \right) \cdot k_{fält}$$

där A sätts normalfördelat kring 12 ton och k stegas för att öka lasten.

### 5.7.3 Gränsfunktion med trafiksimulering

Gränsfunktionen vid trafiksimulering liknar föregående gränsfunktion, och skiljer sig enbart för trafiklasten. Trafiklasten ger upphov till ett moment och en tillhörande normalkraft men snittkrafterna går inte att uttrycka i axel- respektive boggitryck. Denna gränsfunktion används för att kontrollera säkerheten på bron med verklig trafik. En faktor, k, används för att se hur mycket trafiklasten kan skalas upp för att nå sökt säkerhetsindex.

$$g(R, S) = (Cf_{st} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}) \cdot \left( d - 0,4 \cdot \frac{Cf_{st} \cdot f_{st} \cdot A_s - N_{tillh}}{Cf_{cc} \cdot f_{cc} \cdot 0,8 \cdot b} \right) + N_{tillh} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) - M_{yttre}$$

där

$$N_{tillh} = -N_T \cdot C_{M_T} \cdot 0,333 \cdot E_{dyn} \cdot k - (M_{egt} \cdot 0,599 + C_{M,egt}) - (M_{bel} \cdot 0,598 + C_{M,bel}) - (M_{jord} \cdot 9,269 + C_{M,jord})$$

och

$$M_{yttre} = \left( M_T \cdot 0,333 \cdot E_{dyn} \cdot k \cdot C_{M_T} + (M_{egt} + C_{M,egt}) + (M_{bel} + C_{M,bel}) - (M_{jord} + C_{M,jord}) \right) \cdot k_{fält}$$

Moment från trafiklast,  $M_T$  modelleras dels som Gumbelfördelning och dels som Weibullfördelning. Trafiklasten uttrycks inte med medelvärde och standardavvikelse utan med parametrarna a, b och k. Dessa betecknar skal-, läges- och formparameter hos extremvärdesfördelningen. Normalkraft från trafik,  $N_T$ , ges korrelation 0,911 med moment från trafik,  $M_T$ , när trafikmomentet är Gumbelfördelat. Korrelationen kan inte utföras när Weibullfördelning används varpå korrelationen då bortses från. Korrelationen hjälper konstruktionen och därmed är det på säkra sidan att inte räkna med den.

Parametrar till gränsfunktionen sammanställs i Tabell 5.7 och Tabell 5.8.

Tabell 5.7 Sammanställning av parametrar.

Parameter	Fördelning	Väntevärde	Standardavvikelse
$f_{st}$	Lognormal	429,2 MPa	25 MPa
$f_{cc}$	Lognormal	40,29 MPa	5,64 MPa
$D$	Normal	580 mm	10 mm
$A_s$	Deterministisk	1626 mm <sup>2</sup>	-
$B$	Deterministisk	1000 mm	-
$H$	Deterministisk	630 mm	-
$M_{egt}$	Normal	13 617 Nm	680,9 Nm
$M_{bel}$	Normal	1785 Nm	178,5 Nm
$M_{jord}$	Normal	7548 Nm	377,4 Nm
$N_T$	Lognormal	11,01 kN	2,31 kN
$\epsilon_{dyn}$	Normal	1,069	0,069
$k_{fält}$	Deterministisk	1,156	-
$K$	Stegas	0,5-3,0	-
$C_{f_{st}}$	Lognormal	1,0	0,05
$C_{f_{cc}}$	Lognormal	1,0	0,05
$C_{M_{egt}}$	Normal	0	680,9 Nm
$C_{M_{bel}}$	Normal	0	178,5 Nm
$C_{M_{jord}}$	Normal	0	377,4 Nm
$C_{M_T}$	Normal	1,0	0,10

Tabell 5.8 Sammanställning av parametrar, moment från trafik.

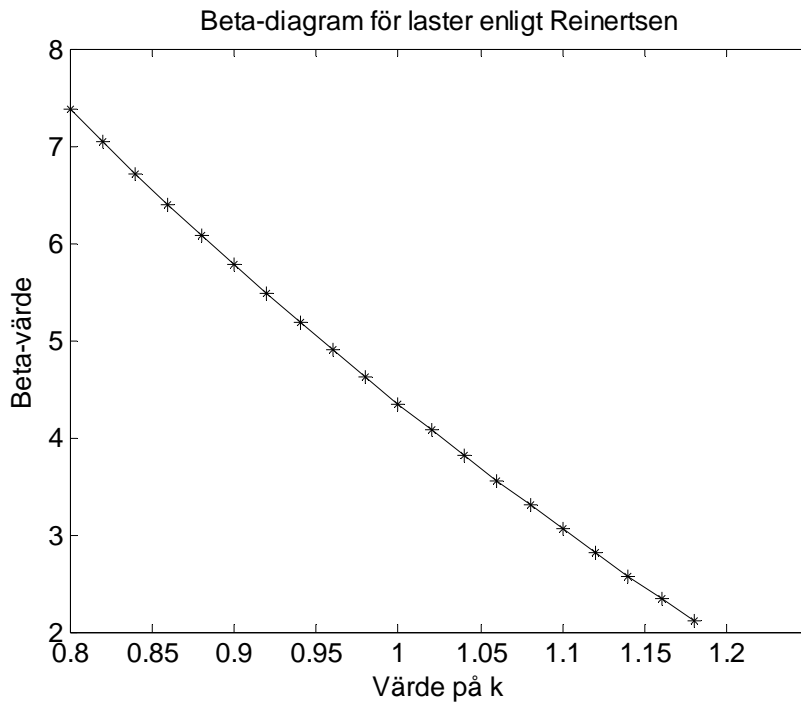
Parameter	Fördelning	Skalparameter $a$	Lägesparameter $b$	Formparameter $k$
$M_T$	Gumbel	24,59 kNm	515,92 kNm	0
$M_T$	Weibull	10,55 kNm	438,11 kNm	0,086

## 5.8 Beräkningar i Comrel

Sannolikheten för brott analyseras i *Comrel*. Resultaten presenteras genom ett diagram över hur  $\beta$ -värdet varierar med den i vardera funktionen stegade variabeln. En känslighetsanalys utförs, vilken resulterar i  $\alpha$ -värden som beskriver hur stort inflytande varje varierande parameter har på resultatet.

### 5.8.1 Trafiklaster enligt Reinertsen

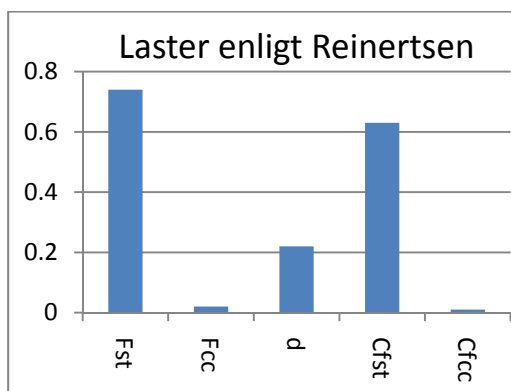
Ingångsvärden i *Comrel* definieras enligt kapitel 5.7.1 med trafiklaster enligt Reinertsens deterministiska beräkningar samt med permanenta laster enligt kapitel 5.4. *Comrel* beräknar säkerhetsindex,  $\beta$ , för varje värde som den stegade faktorn  $k$  antar. Resultatet av detta kan utläsas ur diagrammet i Figur 5.17.



Figur 5.17 Säkerhetsindex med olika k-värden.

Det värde på k som ger  $\beta = 4,27$  (för säkerhetsklass 2) interpoleras fram till 1,007. Det vill säga nästan samma lastvärde som det Reinertsen beräknade kan tillåtas.

En känslighetsanalys för gränsfunktionen utförs i *Comrel* där  $\alpha$ -värden bestäms. Dessa  $\alpha$ -värden ger information om hur stor inverkan varje variabel har på resultatet. De variabler med de största  $\alpha$ -värdena är de som påverkar resultatet mest. Dessa värden presenteras i Figur 5.18.



Figur 5.18  $\alpha$ -värden för laster enligt Reinertsen.

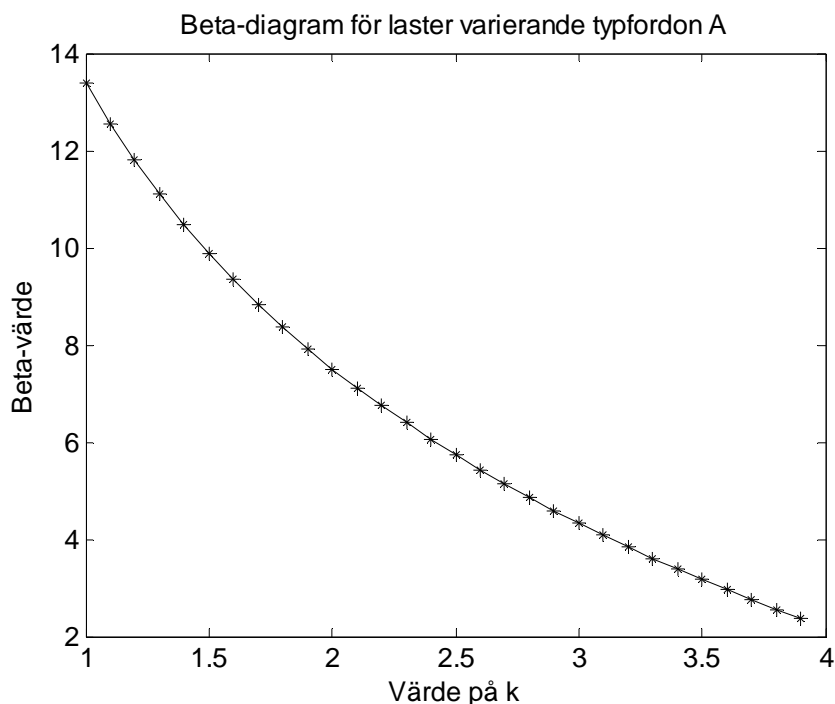
Från dessa värden kan det ses att armeringen,  $f_{st}$ , och dess hävarm,  $d$ , är de variabler som påverkar resultatet mest. Betongens hållfasthet påverkar inte resultatet nämnvärt.

I *Comrel* måste ingångsvärden och beräkningsmetodik bestämmas. I denna simulering har Rosenblatts transformation och FORM använts. Rosenblatt transformationen är den transformation som ger det mest pålitliga resultatet då Nataf generellt är en approximativ metod vid korrelation. Den mer avancerade SORM metoden ger nästan identiska resultat som

FORM vid sökt  $\beta$ -värde i storleken runt 4. Därmed är SORM metoden onödigt avancerad och används inte i analysen.

### 5.8.2 Trafiklaster från typfordon

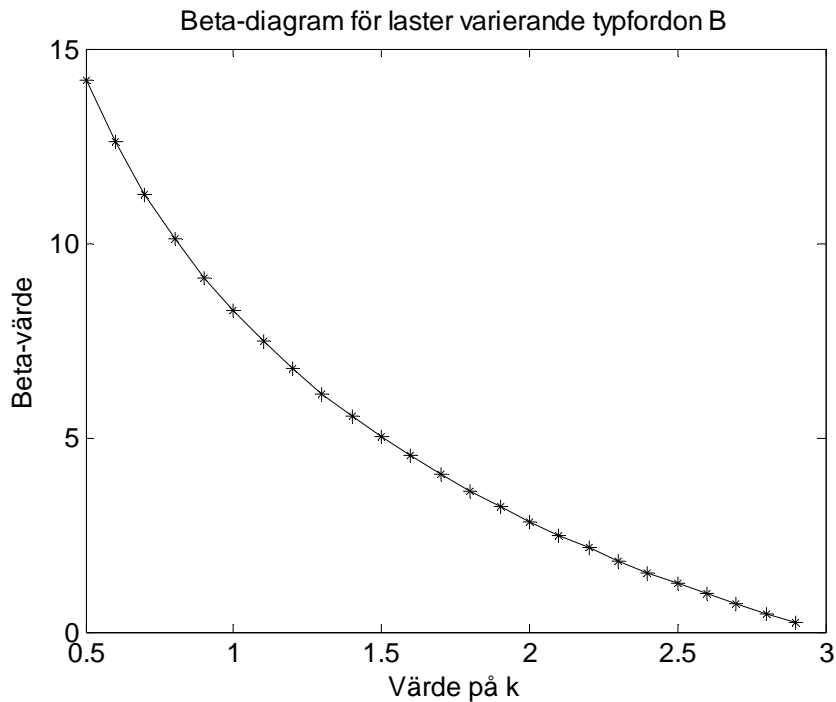
Ingångsvärden vid denna beräkning definieras enligt kapitel 5.7.2 där trafiklasterna erhålls från typfordon. Beräkningen består av två delar, en för axellasten och en för boggilasten. De permanenta lasterna kommer som i föregående gränsfunktion från kapitel 5.4. Även här används en konstant,  $k$ , som stegas upp för att se med vilken faktor som lasterna 12 respektive 18 ton (för axel respektive boggilast) kan ökas utan att gränsen för säkerhetsklass 2 överskrids, det vill säga  $\beta$ -värde 4,27. Resultatet av detta för axellasten A visas nedan i Figur 5.19.



Figur 5.19 Säkerhetsindex för axellasten från typfordon med olika värden på  $k$ .

Genom interpolation kan värdet på  $k$  för  $\beta$ -värde 4,27 beräknas till 3,02, vilket innebär att axellasten A på 12 ton kan göras tre gånger större innan kapaciteten i säkerhetsklass 2 uppnås.

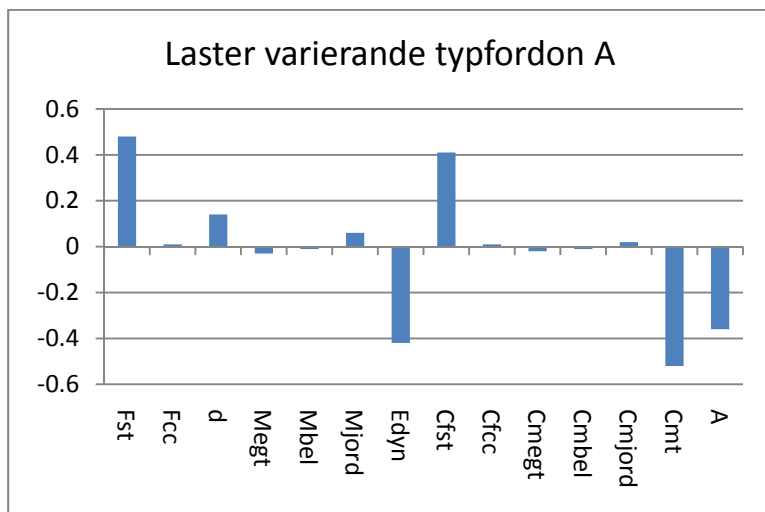
På samma sätt kan faktorn för boggilasten, B, bestämmas. Resultatet visas i Figur 5.20.



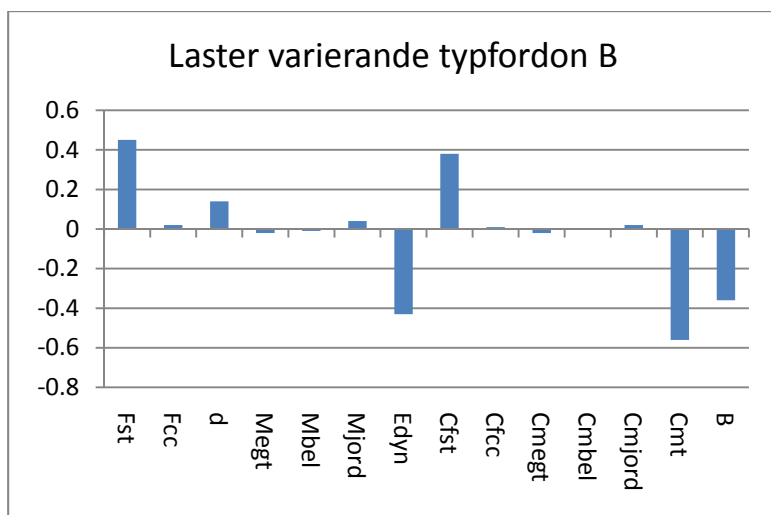
Figur 5.20 Säkerhetsindex för boggilasten från typfordon med olika k-värden.

Genom interpolation kan värdet på k beräknas till 1,68, vilket är den faktor som boggilasten B på 18 ton kan ökas med för att uppnå kapaciteten i säkerhetsklass 2.

En känslighetsanalys utförs även här och ett diagram med  $\alpha$ -värden ritas upp för att se vilka variabler som påverkar resultatet mest. Dessa diagram visas i Figur 5.21 och Figur 5.22.



Figur 5.21  $\alpha$ -värden för axellaster A från typfordon.



Figur 5.22  $\alpha$ -värden för boggilaster B från typfordon.

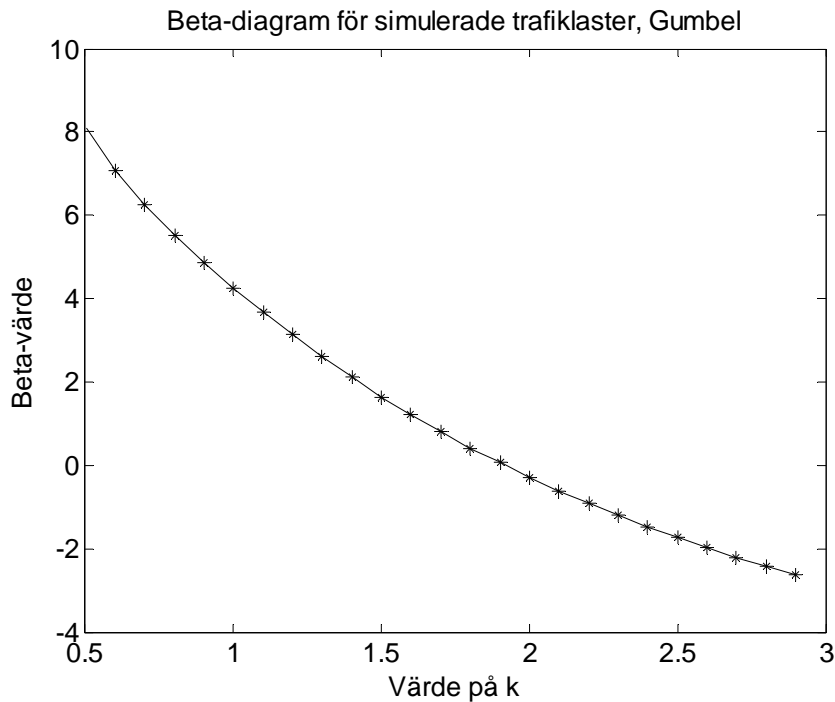
Dessa båda diagram är väldigt lika. De visar att armeringens hållfasthet,  $f_{st}$ , tillsammans med hävarmen,  $d$ , är viktiga för hållfastheten, och att osäkerhetsfaktor,  $C_{mt}$ , samt dynamisk faktor,  $E_{dyn}$ , för trafiklasten har stor negativ inverkan på resultatet.

Liksom föregående beräkning används här Rosenblatts transformation för transformation från  $u$ -rummet till  $x$ -rummet. Lösningemetoden som används är som tidigare FORM, då SORM är onödigt avancerad vid  $\beta$ -värde runt 4.

### 5.8.3 Trafiklaster från trafiksimulering

Den slutliga beräkningen har ingångsvärden enligt kapitel 5.7.3. Här har trafiklasterna simulerats genom simuleringsalgoritmen i *MATLAB*. De permanenta lasterna beräknas som tidigare i kapitel 5.4. I denna gränsfunktion kommer en faktor  $k$  stegas upp för att se hur mycket lasten kan ökas från den idag tillåtna lasten för BK 1 väg på 12/18 ton, utan att säkerhetsklass 2 överskrids. Trafiklasten modelleras både som Gumbel- och Weibullfördelad. I Figur 5.23 nedan visas hur  $\beta$ -värdet varierar med faktorn  $k$  när lasten är Gumbelfördelad.

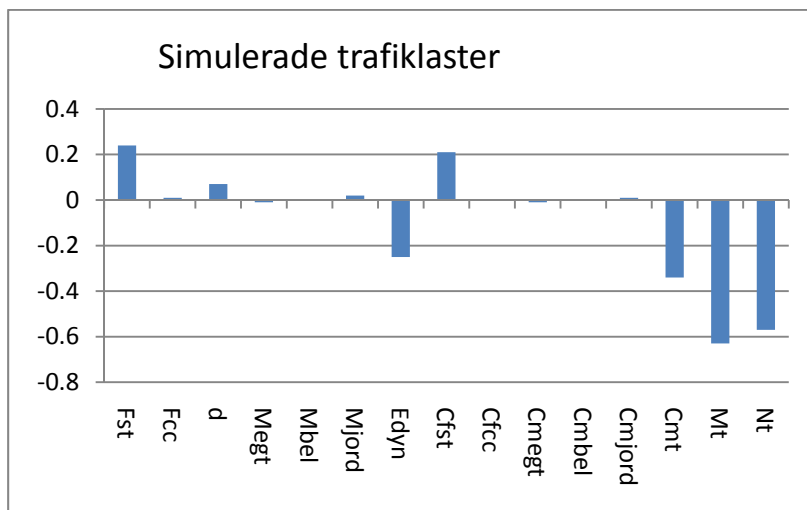




Figur 5.23 Säkerhetsindex för simulerad trafiklast med olika k-värden.

Som tidigare interpoleras ett värde på k fram för att uppfylla säkerhetsklass 2. I detta fall blir k-värdet 0,997, vilket innebär att bron knappt klarar sig i den beaktade säkerhetsklassen.

Så som tidigare görs även här en känslighetsanalys där  $\alpha$ -värden bestäms för att se vilka variabler som påverkar resultatet mest. Diagrammet visas i Figur 5.24.

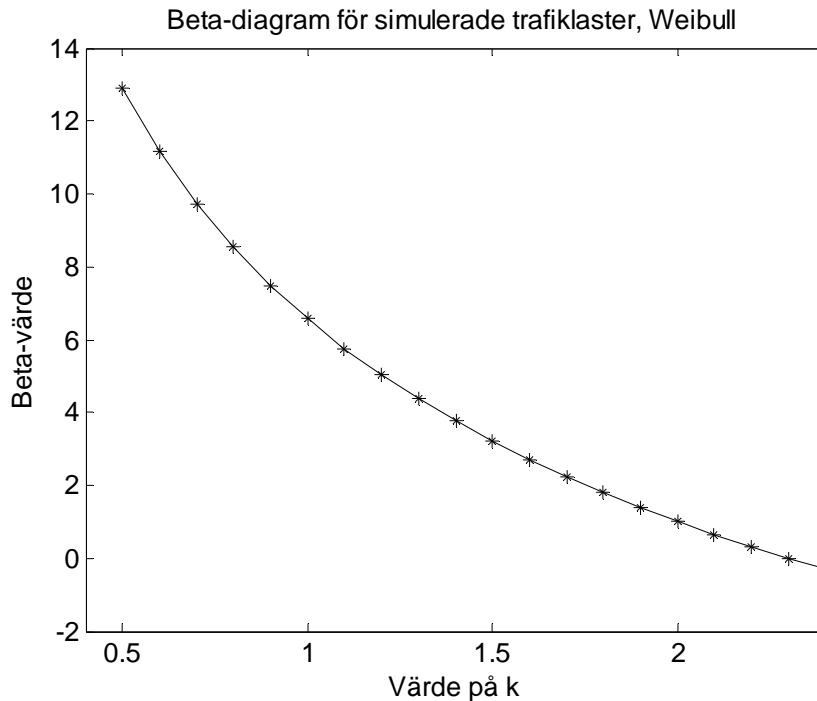


Figur 5.24  $\alpha$ -värden för simulerade trafiklaster.

I detta diagram kan liknande resultat som tidigare utläsas. Armeringens hållfasthet,  $f_{st}$ , dynamisk tillskott,  $E_{dyn}$ , och trafikmomentet,  $M_t$ , är viktiga variabler. Här spelar även normalkraften,  $N_t$ , en stor roll då den är starkt korrelerad med momentet. Normalkraften är med i känslighetsanalysen eftersom den här är modellerad som en egen variabel stället för som tidigare beroende av momentet.

För att utföra denna beräkning utförs transformationen genom Nataf transformation. Detta är nödvändigt då korrelation mellan Gumbelfördelning och lognormalfördelning inte tillåts enligt Rosenblatts transformation. Det går dock fortfarande bra att använda FORM då målet är ett  $\beta$ -värde i närheten av 4.

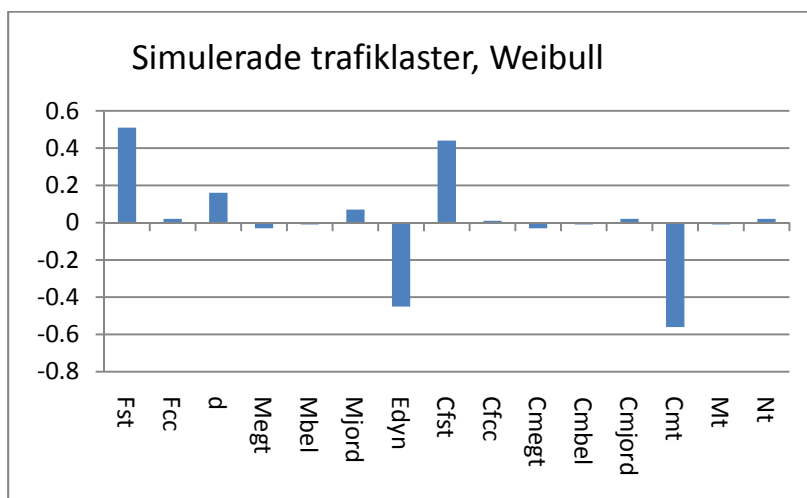
Säkerhetsanalysen utförs även när trafiklasten Weibullfördelas. I Figur 5.25 visas hur säkerhetsindex varierar med faktorn k.



Figur 5.25 Säkerhetsindex för simulerad trafiklast med olika k-värden.

Som tidigare interpoleras ett värde på k fram för att uppfylla säkerhetsklass 2. I detta fall blir k-värdet 1,317, vilket innebär att axel- respektive boggitrycket 12 respektive 18 ton kan ökas med 31,7 % innan säkerhetsklass 2 överskrids.

Känslighetsanalysen utförs även här och diagrammet ses i Figur 5.26.



Figur 5.26  $\alpha$ -värden för simulerade trafikklaster.

I detta diagram kan liknande resultat som tidigare utläsas, men med den skillnaden varken moment,  $M_t$ , eller normalkraft,  $N_t$ , har stort utslag i känslighetsanalysen. Istället får dynamisk faktor,  $E_{dyn}$ , och osäkerhetsfaktor för trafik,  $C_{mt}$ , större utslag än tidigare.

För att utföra denna beräkning har Nataf transformation och FORM använts. Korrelation mellan trafiklastens moment och normalkraft har inte beaktats.

## 6 Resultat och Diskussion

### 6.1 Resultat av gränsfunktioner

I rapporten kontrolleras tre olika gränsfunktioner för det kritiska snittet. Kapacitetsdelen i gränsfunktionerna är densamma i alla tre fallen, medan lasteffekterna skiljer sig åt.

I den första kontrollen, benämnd *Trafiklaster enligt Reinertsen*, har trafiklasterna tagits direkt från Reinertsens beräkningar. Övriga permanenta laster har beräknats och införts deterministiskt i gränsfunktionen. Kontrollen påvisar att förstoringsfaktorn,  $k$ , kan ökas till 1,007 för att nå säkerhetsklass 2. Detta motsvarar att trafiklasten som Reinertsen tagit fram kan ökas med 0,7 % innan säkerhetsklass 2 uppnås. Här är det enbart kapaciteten i brobanepattan som har uttryckts med probabilistisk metod. Denna kontroll visar att kapacitetsdelen av gränsfunktionen beräknas relativt lika med både deterministisk och probabilistisk metod.

Känslighetsanalysen utförs enbart för probabilistiska parametrar, varför enbart kapacitetsparametrar ingår i känslighetsanalysen. Det framgår att armeringen står för nästan hela kapaciteten. Detta skall dock inte tolkas som att betongens hållfasthetsvärden är ointressanta för kapaciteten. Standardavvikelsen hos betongens hållfasthet är däremot så låg att betongens hållfasthet mycket sällan kommer vara orsak för brott. Om ett  $\alpha$ -värde är lägre än 0,14 påverkar det resultatet med maximalt 1 %, om parametern istället sätts deterministiskt vid beräkning av säkerhetsindex,  $\beta$ . Det finns alltså ingen vinst i att studera betongens parametrar ytterligare för att beskriva dessa mer noggrant. Däremot hade det kunnat ge stor vinst för resultatet om ett draghållfasthetstest hade utförts på armeringsstängerna. Standardavvikelsen hade kunnat minskas och eventuellt hade materialproverna påvisat en högre sträckgräns hos stålet än den som används i beräkningarna, hämtad från BBK 94.

Nästa kontroll som utfördes har benämnts *Trafiklaster från typfordon*. De permanenta lasterna behandlas probabilistiskt och med tillhörande osäkerhetsfaktorer. Axel- respektive boggitrycket sätts in normalfördelat runt 12 respektive 18 ton. Dynamisk faktor och osäkerhetsfaktor till trafiklasten modelleras probabilistiskt. Kontrollen visar att förstoringsfaktorn,  $k$ , kan ökas till 3,02 för axeltryck och 1,68 för boggitryck innan säkerhetsklass 2 uppnås. Det motsvarar axel- respektive boggitryck enligt

$$A = 12 \cdot 3,02 = 36,24 \text{ ton}$$

$$B = 18 \cdot 1,68 = 30,24 \text{ ton.}$$

Dessa värden skall jämföras med de kapaciteter Reinertsen beräknat hos bron med axeltryck 34 ton och boggitryck 28 ton. Axeltrycket kan här ökas med 6,6 % och boggitrycket kan i sin tur ökas med 8,0 %.

Känslighetsanalysen för axel- och boggitryck är väldigt lika och behandlas här som en och samma analys. Hållfasthetssidan beter sig helt likt föregående kontroll, armeringen står för nästan all påverkan av resultatet. På lastsidan har trafiklasten störst negativ inverkan. Axel- respektive boggitryck är tillsammans med osäkerhetsfaktorn och dynamisk faktor de variabler

som påverkar resultatet stort. I känslighetsanalysen ses att jordtryckets parametrar har positiva  $\alpha$ -värden, denna lastpåverkan ökar alltså kapaciteten i det kritiska snittet.

Den sista kontrollen som genomförts benämns *Trafiklasten från trafiksimulering*. Trafiklasten uttrycks här inte som axel- respektive boggitryck utan direkt som snittkrafterna moment och normalkraft, beräknade i simuleringsalgoritmen för de mätta fordonen. Momentet är uttryckt med två olika extremvärdesfördelningar, vilket resulterar i två kontroller. Både Gumbel- och Weibullfördelning har använts. En faktor  $k$  används för att kunna justera trafiklasten tills säkerhetsklass 2 uppnås. Bron är klassad i bärighetsklass 1 vilket motsvarar axel- respektive boggitryck 12 och 18 ton. När Gumbelfördelningen använts visar beräkning att säkerhetsklass 2 uppnås då faktorn  $k$  sätts till 0,997. Detta kan tolkas som att bron precis håller för den verkliga trafik som åker över bron. När Weibullfördelningen använts visar beräkning att säkerhetsklass 2 uppnås då faktorn  $k$  sätts till 1,317. Axel- respektive boggitryck kan alltså ökas med 31,7 % enligt

$$A = 12 \cdot 1,317 = 15,80 \text{ ton}$$

$$B = 18 \cdot 1,317 = 23,71 \text{ ton}$$

Weibullfördelningen gav drygt 30 % högre kapacitet än Gumbelfördelningen men fortfarande långt ifrån den kapacitet som är deterministiskt beräknad av Reinertsen eller probabilistiskt med typfordon. Axeltrycket är 46,5 % av de 34 ton och boggitrycket är 84,6 % av de 28 ton som Reinertsen beräknat kapaciteten till. Att det är så stora skillnader i resultatet jämfört med de tidigare kontrollerna beror på att de snittkrafter som skapas när verkligt uppmätt trafik simuleras är mycket större än de snittkrafter som skapas med typfordonen från Vägverket (1998).

Känslighetsanalysen visar liksom de tidigare kontrollerna på ett liknande resultat på hållfasthetssidan, nämligen att armeringens parametrar är helt dominerande. Likaså ses att trafiklasten är den dominerande lasten. När momentet är Gumbelfördelat ger normalkraften och momentet nästan lika stort utslag på resultatet. Dessutom har normalkraftens  $\alpha$ -värde negativt tecken även om vi vet att det är fråga om en tryckkraft som ökar kapaciteten hos brobanepattan. Detta förklaras med att normalkraft och moment är starkt korrelerade, över 90 % korrelation parametrarna emellan. Även om normalkraften ökar kapaciteten så motsvarar en stor normalkraft samtidigt ett stort moment som motverkar kapaciteten. Eftersom momentet är förhållandevis mycket större än normalkraften höjer en stor tryckkraft inte kapaciteten lika mycket som det stora korrelerade momentet sänker kapaciteten. Hade momentet och normalkraften haft full korrelation så hade  $\alpha$ -värdet varit lika för de båda snittkrafterna då de ger en helt gemensam, adderad effekt. När momentet är Weibullfördelat ger varken moment eller normalkraft särskilt stor inverkan på känslighetsanalysen. Det beror på att Weibullfördelningen är en extremvärdesfördelning med ett tydligt maxvärde. Känslighetsanalysen visar hur mycket resultatet ändras när en parameter ökar, eftersom variationen hos Weibullfördelningen inte kan bli större än maxvärdet får momentet låg inverkan i känslighetsanalysen. I gengäld har dynamisk faktor och osäkerhetsfaktor för trafiklast fått större inverkan i känslighetsanalysen eftersom moment från trafik fortfarande är

den största lasten som belastar konstruktionen. Normalkraften får ett lågt  $\alpha$ -värde då den har en låg effekt på resultatet.

I Tabell 6.1 sammanställs de beräknade kapaciteterna vid olika trafiklaster.

Tabell 6.1. Sammanställning av beräknade kapaciteter.

Trafiklast	Kapacitet axeltryck [ton]	Kapacitet boggitryck [ton]
Deterministiskt enligt Reinertsen	34	28
Probabilistiskt med typfordon	36,2	30,2
Probabilistiskt med trafiksimulering, Gumbel	12	18
Probabilistiskt med trafiksimulering, Weibull	15,8	23,7

## 6.2 Felkällor och antaganden

Eftersom rapporten syftar till att jämföra den kapacitet som Reinertsen har tagit fram genom sin deterministiska klassningsberäkning med de kapaciteter som har framkommit i den probabilistiska beräkningen ställs höga krav på att modellerna är lika. Genom att studera Reinertsens beräkning har möjlighet funnits att direkt kopiera antaganden och beräkningsmetoder. Skillnader som uppstått är bland annat att momentnollpunkten för egenvikt är annorlunda. Detta har fått konsekvensen att där Reinertsen haft ett positivt värde har istället ett negativt värde beräknats i rapporten. Värdet är dock litet då det beaktade snittet ligger i anslutning till momentnollpunkten. Att det kan skilja på detta sätt beror av att modellerna i beräkningsprogram inte ser helt identiska ut. Ett exempel på skillnader är den radiella övergångarna mellan brobaneplatta och rambenen. Denna modelleras i rapporten som en stegvis ökning av tjockleken hos brobaneplattan, medan Reinertsen gör en stegvis ökning av tjockleken hos både ramben och platta. Det är sådana små skillnader som kan ge ett utslag på momentets fördelning över bron. Andra liknande problem finns vid modellering av pelarinfästningen mot tvärbalkarna.

Skillnader kan även uppstå i influensdiagrammet. I rapporten är influensdiagrammet uppritat efter det moment som en last på 1 kN ger i kritiska snittet. Lasten har flyttats över bron i steg om 1,137 meter. Dessa värden utgör punkter, som förbinds med ett polynom genom *MATLAB*. Säkerheten mellan punkterna bör vara god men kan inte anses vara exakt. Fordon stegas i rapporten över bron med steg om 0,1 meter. Från polynomet hämtas sedan värden som multipliceras med axellasterna för att ge vardera axels bidrag till momentet. Här fokuserar beräkningarna i rapporten på det kritiska snittet, vilket gör det viktigt att ha ett beräknat influensvärde i denna topp. Reinertsen fokuserar inte specifikt på detta kritiska snitt. Ett mer avancerat beräkningsprogram, *Strip Step 2*, har använts som kombinerar värsta lastställning och värsta lastkombination för flera snitt över hela bron. Om två snitt, på var sida av det kritiska snitt som studeras i denna rapport, kontrolleras av Reinertsen och influensvärden från dessa förbinds linjärt kan det innebära att toppen i influensdiagrammet

sågas av, se Figur 3.6. Om upplösningen av kontrollerade snitt inte är tillräckligt hög kan detta medföra att resultaten skiljer sig åt.

Anpassningen av maxmoment till en Exponential- eller Paretofördelning är en approximation och har därmed ett fel. Felet är litet beroende på att de empiriska värdena passar så bra till teoretiska värdena. Normalkrafterna approximeras med en lognormalfördelning. Denna stämmer sämre överens än momentets approximation, speciellt vid små normalkrafter. Detta är dock inget allvarligt fel då de stora momenten, som är dimensionerande, ger stora normalrafter vilka hade en god approximation. Normalkraften har även en liten inverkan på momentkapaciteten vilket minskar felets effekt på resultatet.

De mätningar som är utförda för att skapa data till simuleringen är antagligen inte helt exakta. Mätningarna har utförts med en så kallade B-WIM metod. Toleransen i dessa mätningar är definierade i Tabell 6.2. Dessa fel utgör såklart en viss osäkerhet i resultatet av den tredje gränsfunktionen som behandlar de simulerade lasterna.

Tabell 6.2 Accepterade fel vid B-WIM mätning.

Mätt egenskap	Accepterat fel
Totalvikt	5 %
Vikt trippelaxel	15 %
Längd	±20 cm

Speciellt viktiga är resultaten av trippelboggiaxlar, då dessa har den största momentpåverkan. Dessa har dock en ansenlig osäkerhet på 15 % vilket kan påverka resultatet.

En fråga kan vara huruvida det går att uppskatta ett 50-års maxvärde med hjälp av mätningar under enbart en veckas tid. Metoden går ut på att genom en undersökning mäta hur tunga fordonen är och med detta skapa en fördelning. POT-metoden används för att uppskatta kvantilerna utanför mätområdet för att täcka in 50-årsvärdet. Eftersom det inte är rimligt att mäta trafikfördelningen under 50 år kommer svar på hur lämpligt detta är aldrig att ges. POT-metoden är dock den bästa tillgängliga metoden för att uppskatta den karakteristiska trafiklasten. Ett sätt att bättra på noggrannheten kan vara att utföra mätningar under en längre tid, för att få med fler extremt lastade fordon i mätserien. Detta kan komma att vara lämpligt om metoden används mer frekvent.

### 6.3 Trafikens inverkan på resultatet

Trafiklasterna i den simulerade gränsfunktionen ska motsvara de tyngsta fordonen i trafiken. Genom att nyttja POT-metoden kan alla värden över tröskelvärdet modelleras som extremvärden. Ett problem när detta utförs är att överlastar får en mycket stor inverkan. När momenten jämförs med tröskelvärdet kommer endast 4,77 % av alla fordon upp i ett moment över tröskeln. Dessa är således de tyngsta uppmätta momenten. Om denna siffra jämförs med hur många fordon som är överlastade så har 8,4 % av alla fordon i mätserien minst en överlastad axel. Av de fordon som har de tyngsta lasterna och som därmed ger de största momenten, trippelboggiaxlar, så är hela 21 % överlastade. Detta motsvarar 247 fordon med trippelaxlar. 457 fordon ger moment över tröskelvärdet och de 247 överlastade trippelaxlarna kommer med stor sannolikhet vara representerade här. Av de moment som extremvärdes-

fördelas är alltså en mycket stor andel överlastar, som egentligen inte är tillåtna på svenska vägar. Här kan dock några dispensfordon vara inräknade, vilket den data som används i rapporten inte tar hänsyn till.

De fordon som används i trafiksimuleringen är uppmätta i anslutning till Ölandsbron. Fordonen är därmed karakteristiska för Ölandsbron, men kan enligt Carlsson (2006) även användas på andra ställen i landet. Med hjälp av ÅDT och andel tung trafik kan trafiklasterna anpassas för en annorlunda belastad väg, förutsatt att trafikbilden av tunga fordon stämmer överrens med den trafikbild där fordonen är uppmätta. Om samma mätdata skulle användas för att uppskatta trafiklaster för en bro i norra Sverige vore det klokt att utföra nya trafikmätningar för att kontrollera om trafikbilden stämmer överrens med den uppmätta. I norra Sverige sker många tunga virkestransporter och därmed är kanske inte en mätserie från södra Sverige representativ.

Vid en klassningsberäkning kan det vara bra att se framåt för att få en bild över hur trafiken kommer att utvecklas framöver. Eftersom båda extremvärdesfördelningarna som använts i rapporten är beroende av ÅDT, kommer lasten på bron enligt denna metod att öka ju mer trafikerad bron blir. En sådan analys ingår inte i rapporten. I Tabell 2.2 presenteras dock förväntad trafikutveckling på referensbron i rapporten. Inom en 20-årsperiod förväntas trafiken öka med över 35 %. Detta kommer öka trafiklastens storlek. Det finns även möjlighet att trafiken kommer bli tyngre på vägarna allt eftersom lastbilarna utvecklas och behovet av större kapaciteter ökar.

#### **6.4 Metodens potential**

Att använda en probabilistisk metod istället för en deterministisk har både för- och nackdelar. Bland nackdelarna kan nämnas att den innefattar en mer specificerad process, där det är viktigt att känna till materialens egenskaper och egenskapernas fördelningar. Trafiksimulering går inte att utföra utan att ha tillgång till data från trafikmätningar, vilka kräver specialutrustning att utföra. Bland fördelarna finns såklart den extra kapacitet som kan vinnas. Om fallet är så att den extra kapacitet som vinnas är den som behövs för att renovering, förstärkning eller ersättning av bron ska kunna undvikas finns stora pengar att spara åt broförvaltaren.

Metoden kan appliceras på olika typer av broar, och kommer i varje brotyp att ha en viss potential. Eftersom metoden ser till sannolikheter och en simulerad verklighet kan den ge olika vinster beroende av hur bron är konstruerad, vilken typ av trafik som trafikerar, trafikmängder och andra variabler. Exempel där metoden har en stor potential är balkbroar med lång spännvidd och där kapaciteten påverkas av omkörning eller möte. När trafiken på den bro som kontrolleras i rapporten ska utvärderas kommer enbart ett körfält att beaktas, därför påverkas resultatet inte av omkörningar. Vid en balkbro hade hela broytans trafik varit intressant och lasten hade fördelats med en filfaktor. I dessa fall kommer omkörningar eller möten ge de största momenten. I Vägverket (1998) anges att vid omkörning är ett av fordonen maxlastat och den andra har 80 % av samma last. I verkligheten har mätningar visat att detta är en stor överdrift, och att den betingade sannolikheten att två så tungt lastade fordon är mycket liten. Istället anger Carlsson (2006) att 50 % är en mer trolig siffra. Även



positionen i sidled för fordonen kan sannolikhetsfördelas vilket ger en annan trafiklast och framförallt en annan filfaktor. Denna fördelning kan därmed tas med i beräkningarna. I sin helhet kan det sammanfattas som så att ju mer faktorer som kan påverka modellen, ju större är möjligheterna till en vinst med probabilistisk metod jämfört med den deterministiska.

## 7 Slutsats

Kapaciteten i brobanepattan gick att höja med flera procent när typfordonen från ATB 98 användes för att skapa en probabilistiskt modellerad trafiklast. Axeltrycket kunde ökas med 6,6 % och boggitrycket med 8 %. Här använder vi samma typfordon för att modellera laster som den deterministiska klassningsberäkningen men uttrycker dem med probabilistisk metod. Med denna metod uppnår vi en högre kapacitet i det kritiska snittet. Detta visar på en vinst med den probabilistiska analysen.

När trafiksimulering av uppmätt trafik användes för att skapa karakteristiska lastvärden hos trafiken kunde kapaciteten inte höjas med den probabilistiska analysen. Tvärtom sänktes kapaciteten drastiskt, axel- respektive boggitryckkapaciteten blev enbart 46,5 % och 84,6 % av vad Reinertsen beräknat deterministiskt. Det beror inte på att probabilistiska metoden i sig ger en lägre kapacitet utan på att den simulerade trafiken genererar så mycket större snittkrafter än vad typfordonen gör. Detta beror delvis på att det förekommer mycket överlast i trafiken, men detta är inte enbart anledningen till den stora skillnaden. I rapporten används POT metoden för att skapa en extremvärdesfördelning av trafiklasterna utanför mätserien. Detta skapar de värsta tänkbara lasterna som kan belasta bron. Typfordonen i Bilaga 1 ska representera de mest ogynnsamt, lagligt, lastade fordonen i Sverige. Dessa fordon kan inte anses utgöra karakteristiska lastvärden definierade att överskridas enbart med 2 % sannolikhet varje år, typfordonens laster överskrids varje dag på våra vägar.

Bron som beaktas i rapporten är dåligt vald med hänsyn till vilka faktorer som den probabilistiska metoden beaktar. Ett bättre val av bro hade kanske gjort att rapporten kunde visa på en större skillnad till exempel med en mer avancerad trafikmodell och gärna en bro med kapacitet beroende av filfaktor. Å andra sidan har rapporten nu visat att det inte alltid går att öka tillåten last med den probabilistiska metoden.



## 8 Referenser

- BBK 94 (2000). Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band 1 Konstruktion, Karlskrona
- Carlsson, Fredrik (2002). Reliability Based Assessment of Bridges with Short Spans, Division of Structural Engineering, Lund University, Lund
- Carlsson, Fredrik (2006). Modelling of Traffic Loads on Bridges, Division of Structural Engineering, Lund University, Lund
- Carlsson F, Plos M och Thelanderson S (2008). Säkerhetsprinciper för bärighetsanalys av broar med icke-linjära metoder, Avdelningen för konstruktionsteknik, LTH, Lund
- Carlsson, Fredrik (2010). Analyser av Ölandsbron för att verifiera högre boggikapacitet, Avdelningen för konstruktionsteknik, LTH, Lund
- Dalsgaard Sørensen, John (2004). Notes in Structural Reliability Theory *And Risk Analysis*, Institute of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Aalborg
- Larsson K och Meijer K (2009). Robusta brokonstruktioner, Avdelningen för konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola
- Nowak S A, Collins K R (2000). Reliability of structures, McGraw-Hill Book Co, Singapore
- Reinertsen (2007). E6/E20 Underhållsåtgärder mellan Flädie – Borgeby, Bärighetsutredning, Reinertsen Sverige AB, Malmö
- Road Directorate (2004). Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges, Report 291, Road Directorate, Copenhagen
- Sundquist, Håkan (2009). Infrastructure structures, Division of structural design and bridges, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm
- Trafikverket (2010). Klickbara kartan, 2010-11-10, <http://gis.vv.se/tfk2/tfk/indextikk.aspx?config=tikk>
- Vägverket (1998). Allmänteknisk beskrivning för klassningsberäkning av vägbroar. Vägverket, Publikation 1998:78
- Vägverket (2001a). Våra broar en kulturskatt. Vägverket, Dokumentbeteckning 99109
- Vägverket (2001b). Broar och tunnlar inför 2000-talet. Vägverket, Publikation 2001:18
- Vägverket (2005). Ändring av publikation 1997:78 ATB Klassningsberäkning av vägbroar beträffande säkerhetsklass och typfordon(bilaga 2). Vägverket, Beteckning DR 30 A 2005:3342
- Vägverket (2006). Vägutredning väg 913 och 16 Bjärred – Lund, Vägverket Region Skåne, Kristianstad
- Vägverket (2007). BWIM-mätningar 2006, sammanfattning, Vägverket, publikation 2007:12
- Vännman, Kerstin (2002). Matematisk statistik. Studentlitteratur, Lund



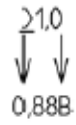
# Bilaga 1 Typfordon (Vägverket 1998)

[mått i meter]

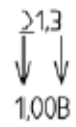
a)



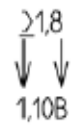
b)



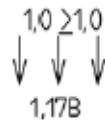
c)



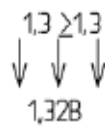
d)



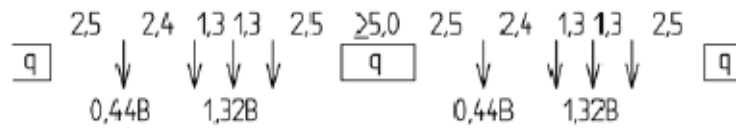
e)



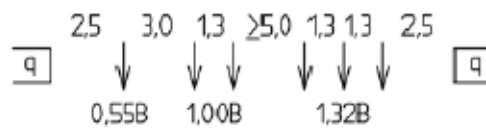
f)



g)



h)



i)

