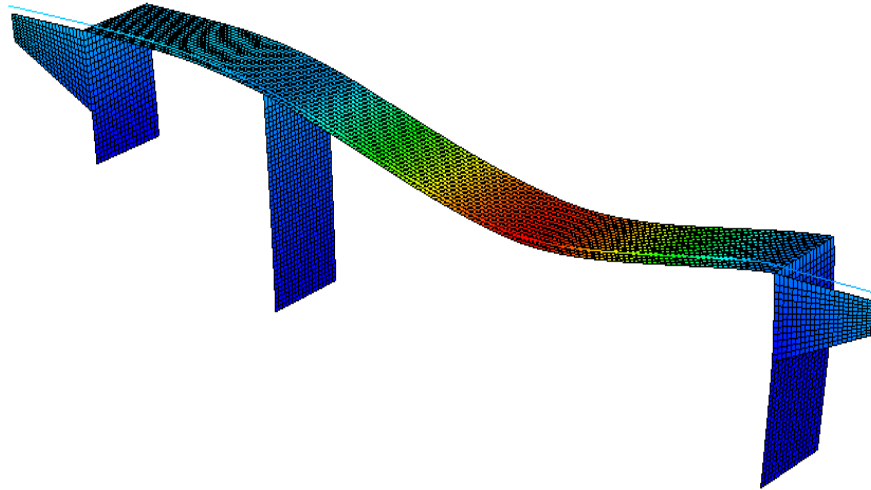


Robusta Brokonstruktioner

- En fallstudie av en plattrambro i betong



Kristoffer Larsson
Karl Meijer

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2009

Rapport TVBK - 5168

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

Robusta Brokonstruktioner

- En fallstudie av en plattrambro i betong

Robust Bridge Structures

Kristoffer Larsson
Karl Meijer

2009

Abstract

The increasing traffic on both railways and roads increases the risk of accidental collision with bridges and buildings. One way to prevent disproportionate collapse of structures if an unforeseen accident occurs is to make the structure robust. A structure that is robust has the ability to withstand progressive collapse initiated by local failures. The aim of this Master thesis is to study the term Robustness and the focus will be on robustness of bridges. The aim is also to investigate if a bridge, designed according to the Swedish building code, is robust. The knowledge and understanding of robustness is limited in Sweden. That is partly due to the lack of defined design criteria in today's building code. In order to increase the structural safety and to create a better understanding about robustness, there should be guidelines in the building code on how to design the bridges supports and on how to protect the supports from collisions. The studied bridge has been analyzed with the finite element program BRIGADE/Plus. The simulation is based on a collision where one of the supports is damaged and taken out. The simulation shows that the bridge would be able to survive the accident when only deadweight is considered.

Rapport TVBK-5168
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-09/5168+66p

Examensarbete
Handledare: Sven Thelandersson och Lars Lindeberg
Januari 2009

Förord

Som avslutning på våra studier vid Väg- och vattenprogrammet på Lunds Tekniska Högskola har detta examensarbete skrivits under perioden september 2008 till och med januari 2009. Arbetet är genomfört vid avdelningen för Konstruktionsteknik LTH i samarbete med Reinertsen Sverige AB.

Idén till examensarbetet är utformad av Prof. Sven Thelandersson vid avdelningen för Konstruktionsteknik LTH.

Vi skulle vilja börja med att tacka våra handledare och samtliga medarbetare på Reinertsen i Malmö för deras goda råd och engagemang.

Vi vill även tacka vår examinator Prof. Sven Thelandersson för den tid och hjälp han lagt ned på oss.

Ett speciellt tack vill vi rikta till Johan Kölfors på Scanscot Technology AB för att vi fick använda oss av deras beräkningsprogram Brigade/Plus och all den tid han lagt ned på att hjälpa oss. Utan hans hjälp hade detta examensarbete blivit svårt att genomföra.

Malmö, januari 2009

Kristoffer Larsson och Karl Meijer

Sammanfattning

Behovet av att bygga robusta konstruktioner har de senare åren börjat diskuteras mer och mer. Allt eftersom trafiken på våra vägar och järnvägar ökar, ökar också riskerna för olyckor där fordon kolliderar med broar och byggnader.

Ända sedan kollapsen av Ronan Point har det funnits ett intresse för progressiv kollaps av konstruktioner. Händelser som terroristattentaten i New York den 11 september 2001 gav ny drivkraft för det intresse och de diskussioner som redan fanns i ämnet. Trots detta finns det inte så mycket samlad kunskap om robusthet för konstruktioner.

Detta examensarbete ska undersöka begreppet *robusthet* och kommer att vara inriktat på robusthet för brokonstruktioner. Examensarbetets syfte är också att undersöka om rambroar, dimensionerade enligt de svenska byggnormerna, är robusta genom att utföra analys och simulering av en projekterad bro.

Robusthet är en systemegenskap som beskriver systemets förmåga att överleva oförutsedda och ovanliga händelser. För att en konstruktion ska kunna sägas vara robust måste den kunna klara av lokala skador på de bärande elementen utan att det får stora konsekvenser för hela konstruktionen.

I Sverige idag finns det inte mycket kunskap om begreppet robusthet. Detta kan delvis bero på att det inte finns några direkt specificerade krav på hur brokonstruktioner ska klara av oförutsedda händelser eller olyckor.

För att skapa en så bra säkerhet som möjligt tycker vi det varit önskvärt att det funnits mer definitiva riktlinjer för vilken typ av stöd som bör väljas beroende på brons funktion och brons omgivning. Även riktlinjer för hur konstruktioner ska skyddas bör enligt oss finnas med i gällande byggnormer.

För att kunna kontrollera om en bro dimensionerad enligt svensk bronorm är robust, utförs en dynamisk finit element analys av en projekterad bro. Analysen genomförs med hjälp av beräkningsprogrammet BRIGADE/Plus. Bron som modelleras är en slakarmerad plattrambro i 3 fack utförd i betong. Olycksfallet som undersöks är då ett av mittstöden slås ut. Bron belastas enbart av sin egentyngd vid beräkningarna.

Resultat av beräkningarna visar att den undersökta bron överlever det olycksfall som simulerats. Bron visar sig ha en mycket låg utnyttjandegrad för lastfallet med egentyngd och har mycket momentkapacitet kvar.

Innehållsförteckning

| | |
|--|-----------|
| 1 INLEDNING | 1 |
| 1.1 BAKGRUND | 1 |
| 1.2 SYFTE..... | 1 |
| 1.3 MÅL | 1 |
| 1.4 HYPOTES | 1 |
| 1.5 METOD..... | 2 |
| 1.6 AVGRÄNSNINGAR..... | 2 |
| 2 ROBUSTHET | 3 |
| 2.1 VAD ÄR ROBUSTHET? | 3 |
| 2.2 TÅGOLYCKAN I ESCHEDÉ | 3 |
| 2.3 HUR SER DET UT IDAG?..... | 4 |
| 3 ÅTGÄRDER FÖR ATT ÅSTADKOMMA ROBUSTHET | 7 |
| 3.1 FIRST LINE OF DEFENCE | 7 |
| 3.2 SECOND LINE OF DEFENCE..... | 7 |
| 3.3 ROBUSTHET VID PROJEKTERING | 11 |
| 3.4 ROBUSTHETSINDEX | 12 |
| 4 BYGG- OCH KONSTRUKTIONSREGLER | 15 |
| 4.1 DIMENSIONERING MED BRO 2004 | 15 |
| 4.2 INTERNATIONELLA REKOMMENDATIONER | 17 |
| 5 FALLSTUDIE: 3-FACKS PLATTRAMBRO | 19 |
| 5.1 INLEDNING | 19 |
| 5.2 FÖRUTSÄTTNINGAR..... | 19 |
| 5.3 MATERIAL..... | 20 |
| 6 UTFÖRANDE AV FEM-ANALYS | 25 |
| 6.1 SIMULERING OCH MODELLERING | 25 |
| 6.2 ÖVERSLAGSBERÄKNING MEMBRANVERKAN..... | 31 |
| 7 RESULTAT | 37 |
| 7.1 DEFORMATION | 37 |
| 7.2 ARMERING | 38 |
| 8 SLUTSATS | 41 |
| 9 DISKUSSION | 43 |
| 10 REFERENSER | 45 |
| 11 BILAGOR | 47 |

1 Inledning

1.1 Bakgrund

De senaste årtiondena har trafiken på vägar och järnvägar ökat för varje år. Banverket har som mål att öka kapaciteten på både den regionala och den nationella tågtrafiken under de kommande fem åren. Dessutom ska järnvägen byggas ut för höghastighetståg som ska klara av hastigheter på upp till 250 km/h. Denna utbyggnad skall vara klar år 2030. Banverket har också planer på att öka spårkapaciteten för att fler godstransporter ska kunna ske via järnväg (Banverket 2008). Detta leder till att väg- och järnvägsnätet kommer att belastas mer och mer och risken för olyckor kommer därmed att öka. Detta påverkar också risken för att en olycka ska leda till att en konstruktion som t.ex. en bro eller ett hus blir påkört av något fordon eller ett tåg. De höjda hastigheterna och de tyngre godstågstransporterna leder också till att de krafter som påverkar en konstruktion vid en olycka blir större.

Behovet av att bygga robusta konstruktioner har de senare åren diskuterats mer och mer bl.a. sen bombningen av Alfred P. Murrah Federal Building i Oklahoma 1995 och terroristattentaten i New York den 11 september 2001 (Starossek 2005). Redan 1968 efter kollapsen av Ronan Point började intresset för progressiv (oproportionerlig) kollaps att öka och diskuteras i större utsträckning. (Starossek 2005)

1.2 Syfte

Examensarbetets syfte är att undersöka begreppet *robusthet* för broar, samt att undersöka om rambroar, dimensionerade enligt de svenska byggnormerna, är robusta genom att utföra analys och simulering av en projekterad bro.

1.3 Mål

Målet med rapporten är att:

- Beskriva begreppet robusthet och ge exempel på hur det kan uppnås för broar.
- Modellera en befintlig 3-facksplattrambro, dimensionerad enligt BRO 2004, i beräkningsprogram och kontrollera om den är robust.

1.4 Hypotes

De frågeställningar som vi identifierat är följande:

- Är mängden armering och betong i exempelbron tillräcklig för att förhindra att överbyggnaden rasar vid bortfall av pelare?
- Kan membranverkan utnyttjas vid aktuellt olycksfall?

1.5 Metod

Uppsatsen bygger på litteraturstudier samt Finita Element analyser. FE- analysen genomförs med programmet BRIGADE/Plus som företaget Scanscot Technology AB tillhandahåller. Bron som ska analyseras är projekterad och konstruerad av Reinertsen Sverige AB i Malmö som är samarbetspartner för detta examensarbete. Reinertsen tillhandahåller ritningar på bron som ska analyseras.

Litteraturen har till största delen bestått av vetenskapliga artiklar men även böcker och hemsidor har använts. Litteraturen bidrar till möjligheten att förstå bakgrunden till begreppet *Robusta Konstruktioner* och de frågeställningar som ställts.

Vi visste redan innan vi började söka information om *robusta konstruktioner* att det var ett område som inte diskuterats i så stor omfattning tidigare och därför förväntade vi oss att det skulle bli svårt att hitta fakta i ämnet. Detta visade sig också vara fallet. För informationssökning på Internet utnyttjades kursen examensarbetsmetodik och handledningen som tillhandahölls där. Det öppnade nya sökvägar och ledde till att vi hittade en del ny information som vi inte hittade med de vanliga sökvägarna på Internet.

Litteratur har sökts i LTH:s olika bibliotek med mindre framgång. Hjälp har tagits av personal på avdelningarna för Konstruktionsteknik och Byggnadsmekanik för att få tips på litteratur som skulle kunna vara aktuell för rapporten och dess ämne. Ett fåtal böcker har innehållit delar som används som teoretisk fakta i rapporten.

1.6 Avgränsningar

1.6.1 Robusta konstruktioner

Denna rapport kommer inte att innefatta någon riskanalys över hur stor sannolikhet det är för att en oförutsedd händelse ska ske.

Uppskattning av kostnader, för att åstadkomma robusthet, görs inte heller i rapporten.

1.6.2 Fallstudie 3-facks plattrambro

Då analysen utförs på bron kommer endast ett olycksfall att beaktas. Det olycksfall som kommer att undersökas är då ett av stöden i fält slås ut. Orsaken till bortfallet av stödet, eller om det går att förhindra att detta skadas, kommer inte att undersökas utan analysen omfattar endast vad som sker då skadan redan är skedd. Scenariot motsvarar att ett tåg spårar ur i närheten av bron, krockar med bron och förstör ett av stöden.

Lasterna som påverkar bron vid simulering är begränsade till brons egentyngd.

2 Robusthet

2.1 Vad är robusthet?

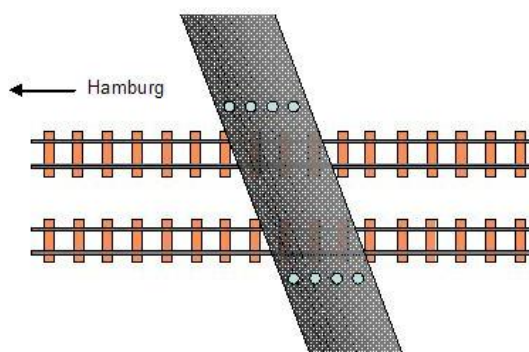
Begreppet Robusthet används idag i begränsad omfattning och med varierande innebörd inom byggbranschen. Det används både i fråga om hållbarhet och livslängd men också för att definiera säkerhet för konstruktioner (Stempfle och Vogel 2005).

Robusthet är en systemegenskap som beskriver systemets förmåga att överleva oförutsedda och ovanliga händelser (Knoll och Vogel 2005). För att en konstruktion ska kunna sägas vara robust måste den kunna klara av små lokala skador på de bärande elementen utan att det får stora konsekvenser för hela konstruktionen, dvs. att skadan på konstruktionen inte ska vara oproportionerligt stor i förhållande till den händelse som orsakar skadan (Thelandersson 2007). I begreppet robusthet ingår även att förhindra att en oförutsedd händelse påverkar konstruktionen. En oförutsedd händelse kan vara ett inbyggt fel i konstruktionen eller en yttre kraft som påverkar konstruktionen som t.ex. att ett tåg kör på en bropelare (Starossek 2006).

2.2 Tågolyckan i Eschede

1998 inträffade en av de värsta tågolyckorna i modern historia. Ett höghastighetståg, som var på väg mellan München och Hamburg, spårade ur utanför det lilla samhället Eschede, 65 km nordost om Hannover. Tåget bestod av tretton vagnar och två lok, ett lok fram och ett lok bak.

Redan 6 km innan platsen där olyckan skedde började passagerare att uppleva oljud och vibrationer i tågets främre delar. Det visade sig i efterhand att ett hjul på den främsta vagnen gått sönder vilket ledde till urspårningen. Urspårningen skedde ca 100 meter innan en vägbro. Bron var en balkbro av betong som var ca 35 meter lång, 12 meter bred och 30 cm tjock med fyra 60 x 60 cm grova balkar. (Räddningsverket 1999) Bron bars upp av pelare som stod nära rälsen där tågen passerade, se figur 1.



Figur 1: Schematisk figur över placeringen av järnvägsspår, bro och bropelare vid olycksbron i Eschede.

På grund av den första vagnens urspårning spårade även de följande vagnarna ur vilket ledde till att den tredje vagnen träffade de bärande pelarna. Det medförde att brobanan rasade ner över spåret. Den fjärde och delar av den femte vagnen hann förbi innan bron rasade ned och krossade vagn sex och sju. De övriga efterföljande vagnarna kraschade därefter in i den nedrasade bron och i varandra, se bilderna 1 och 2. Olyckan krävde 101 människors liv och 108 skadades (Socialstyrelsen 2004).

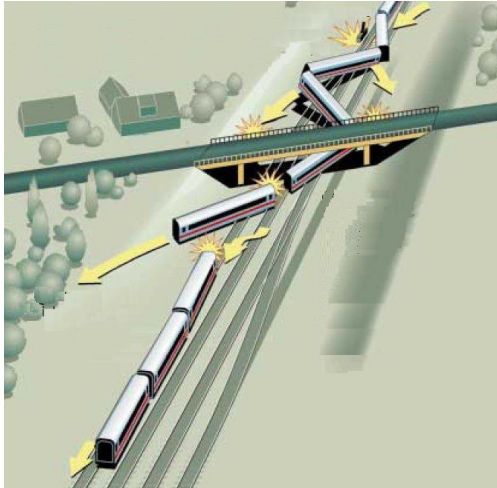


Bild 1: Händelseförloppet vid olyckan
(Figur: Der Spiegel)

Bild 2: Förödelsen efter olyckan (Foto: Reuters)

Det är lätt att dra slutsatsen att olyckan förvärrades avsevärt på grund av att bron rasade ned när dess bärande element blev påkörda. Det hade eventuellt gått att förhindra att bron rasat och därmed hade förmodligen fler liv gått att rädda. Bron hade kunnat vara konstruerad på ett sätt som gjort att den inte påverkats av tågets urspårning eller att den i alla fall inte skulle rasa ner över spåret.

2.3 Hur ser det ut idag?

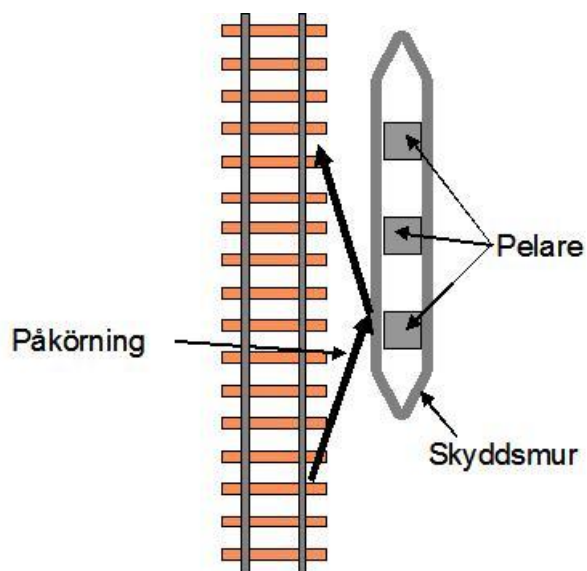
I Sverige idag finns det inte mycket kunskap om begreppet robusthet. De flesta konstruktörer vet vad fortskridande ras är och hur det kan förhindras, men kunskapen och ambitionen att förhindra oförutsedda händelser är som vi upplever det mycket begränsad. Detta kan delvis bero på att det inte finns några direkt specificerade krav på hur brokonstruktioner ska klara av oförutsedda händelser eller olyckor. Det finns idag många broar som t.ex. inte har skyddade pelare.

Det skydd som ofta används idag är så kallade urspårningsräler, se figur 2. De ska se till att tåget inte förflyttar sig alltför mycket i sidled vid en eventuell urspårning. Hur urspårningsrälerna fungerar beskrivs i kapitel 3.1.



Figur 2: Bilden visar hur urspårningsräler placeras vid viadukter.

Det finns också broar som har ett visst skydd mot yttre påverkan. Detta är ofta i form av en mur som skyddar bropelarna från direkt kontakt med tåg eller fordon. Dessa murar är byggda så att tåg eller fordon omdirigeras bort från bropelarna, se figur 3.



Figur 3: Illustration av hur en skyddsmur är tänkt att skydda pelare från påkörning.

Att skydda känsliga konstruktionsdelar på det sätt som visas i figur 3 är ett bra och relativt enkelt sätt att åstadkomma robusthet. Tyvärr är denna typ av skyddsanordning inte så vanlig.

3 Åtgärder för att åstadkomma robusthet

Det finns två huvudstrategier för att åstadkomma robusthet. Den första strategin som kallas *First line of defence* går ut på att konstruktionen inte påverkas alls eller ytterst lite av en oförutsedd händelse. För att detta ska vara möjligt krävs det ofta väldigt kraftiga och överdimensionerade konstruktioner eller åtgärder som skyddar konstruktionen (Knoll och Vogel 2005). Den andra strategin, *Second line of defence*, innebär att konstruktionen klarar av att omfördela krafter och hitta alternativa bärvägar trots att skadan på konstruktionen kan vara omfattande. I båda fallen handlar det om att utforma konstruktionen så att den ursprungliga funktionen bibehålls i största möjliga utsträckning, allt för att rädda människoliv (Starossek 2006).

3.1 First line of defence

Ett sätt att göra en konstruktion robust är att förhindra att konstruktionen påverkas överhuvudtaget eller väldigt lite av en oförutsedd händelse. Detta kallas för *First line of defence* och innebär att konstruktionen antingen skyddas mot yttre påverkan eller görs tillräckligt kraftig för att inte deformeras eller gå till brott.

Påkörning av en bropelare kan förhindras bl.a. genom att lägga så kallade urspårningsräler som förhindrar att tåget rör sig för mycket i sidled vid en urspårning. Detta är en vanlig metod men den fungerar endast om tåget inte välter, vilket kan hända vid en urspårning. På grund av att urspårningsrälerna bara ligger på en kort sträcka framför och bakom bron (se figur 2) ger dessa ett mycket begränsat skydd. När ett tåg spårar ur kan det krävas flera hundra meter för att få stopp på ett urspårat tåg, så skulle tåget spåra ur före urspårningsrälerna uppfyller de inte sin funktion.

Ett annat sätt att skydda konstruktionen är att bygga en skyddande mur eller liknande framför bropelarna som tar upp den största delen av energin från tåget. Skyddsmurarna måste vara designade så att tåget inte kan rulla över muren. Detta sätt att åstadkomma robusthet kan i många fall vara billigare och effektivare än att bygga själva bropelaren tillräckligt kraftig för att klara en påkörning (Knoll och Vogel 2005).

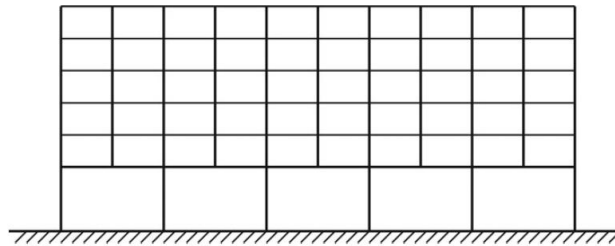
3.2 Second line of defence

I många fall är det inte möjligt att förhindra att en lokal skada uppstår. Det kan hända att de åtgärder som gjorts för att förhindra en påkörning inte fungerar eller att de olyckslaster som ligger till grund för dimensionering är så stora att det skulle kosta för mycket för att dimensionera efter dessa. Andra åtgärder måste då utnyttjas för att ändå göra byggnader och byggnadsverk robusta, någon form av redundans måste finnas i systemet. Nedanstående åtgärder kallas för *Second line of defence* (Starossek och Wolff 2005).

3.2.1 Alternativa bärvägar

En av flera möjligheter att göra en struktur robust vid lokal skada är att använda sig av alternativa bärvägar. Denna metod skapar redundans för lastupptagningen i strukturen. För att åskådliggöra hur alternativa bärvägar kan åstadkommas används Alfred P Murrah Federal Building i Oklahoma City som exempel (Starossek och Wolff 2005). Denna byggnad utsattes för ett bombattentat i mitten på 90-talet vilket ledde till att stora delar av byggnaden rasade.

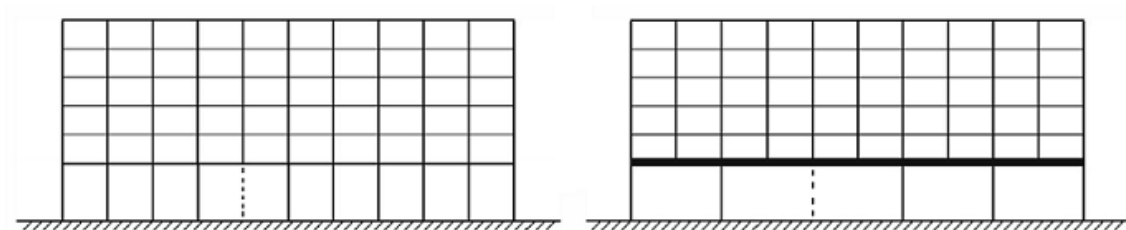
Byggnadens ursprungliga struktur visas i figur 4.



Figur 4: Schematisk skiss av Alfred P Murrah Federal Building

I denna analys antas att bombningen var utförd så att endast en huvudpelare i bottenplanet slogs ut. Då detta skedde visade det sig att strukturen inte hade möjlighet att föra över lasterna till de närliggande huvudpelarna. Den överliggande balken mellan huvudpelarna var för svag och gick till brott. Brottet fortplantade sig till bredvidliggande bärande element och vidare ut i byggnaden. (Starossek och Wolff 2005)

För att förhindra det fortskridande ras som uppstod finns det ett antal tänkbara lösningar. Ett sätt är att förändra strukturen i systemet genom att föra in fler pelare under den bärande balken på första plan så att alla pelare går ner till grunden. Spannet mellan huvudpelarna halveras och ett eventuellt bortfall av en pelare leder då till att huvudbalken endast behöver klara av att spänna mellan det ursprungliga avståndet mellan pelarna, se figur 5. Ett andra sätt att förhindra det fortskridande ras som skedde, och därmed öka robustheten, är att förstärka balken så att den klarar av att spänna över två ursprungliga spann enligt figur 5. Båda sätten utnyttjar begreppet alternativa bärvägar (Starossek och Wolff 2005).



Figur 5: Exempel på hur fortskridande ras kan förhindras.

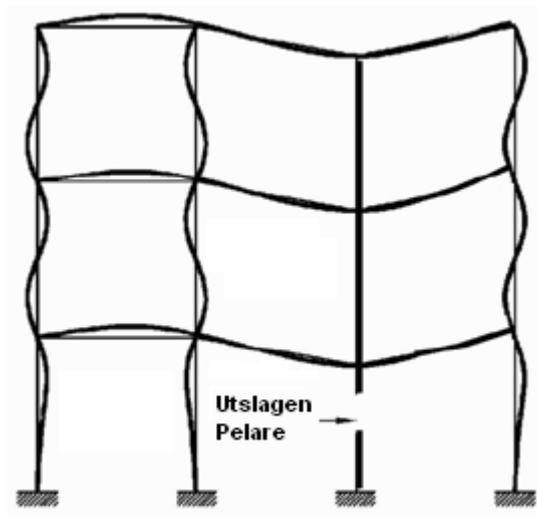
I samband med alternativa bärvägar nämns bland annat *Vierendeelverkan* och *membranverkan*.

3.2.2 Vierendeelverkan

Ett Vierendeelfackverk består av balkar och pelare utan diagonalelement där alla leder är momentstyva. Systemet togs fram 1896 av den belgiska ingenjören Arthur Vierendeel när han funderade på hur man skulle kunna skapa mer öppna fackverk (Steel Designers Manual 1983). Till skillnad från konventionella fackverk med diagonalelement, där elementen i strukturen enbart utsätts för axiella spänningar, utnyttjas i ett Vierendeelfackverk även elementens förmåga att ta upp böj-, skjuv-, och axiella spänningar.

Vierendeelverkan innebär att de momentstyva knutpunkterna, tillsammans med de böjstyva elementen, hjälper till att ta upp de extra påfrestningar på konstruktionen som uppstår när bärande pelare eller andra vertikalt bärande element slås ut. I flervåningsbyggnader kan denna effekt relativt enkelt utnyttjas för att göra denna mer robust, se figur 6. De översta nivåerna i

fackverket hjälper till att bära upp underliggande nivåer om till exempel pelare i bottenplan slås ut. För broar, som oftast bara har en nivå i fackverket, fungerar Virendeelverkan för att åstadkomma robusthet inte fullt så bra, utan andra metoder måste tillämpas (Starossek 2008).



Figur 6: Vierendeelverkan med momentstyva hörn i flervåningshus.

3.2.3 Membranverkan

En annan metod för att skapa alternativa bärvägar är att utnyttja membranverkan (Catenary action). Genom att utnyttja detta utnyttjar man fenomenet att ett element utan böjstyhet, belastad av sin egen tyngd, endast kommer att utsättas för dragkrafter. Kurvformen som elementet får kallas för catenary eller kedjekurvan och är den kurvform som alltid kommer att uppstå om en kabel endast belastas med sin egen tyngd (Schodek 1992).

För att membranverkan skall kunna uppstå ställs särskilda krav på detaljutformning och material. För det första krävs att ändarna av armeringen är tillräckligt förankrade så att en balk eller platta inte dras ner av sin egen tyngd. Materialet får inte vara sprött utan måste kunna töja sig och plasticeras så att rörelseenergi kan absorberas vid brott (Starossek 2006). Vad gäller kopplingar i till exempel kontinuerliga betongbjälklag anger American Concrete Institute, ACI 318-89 från 1989:

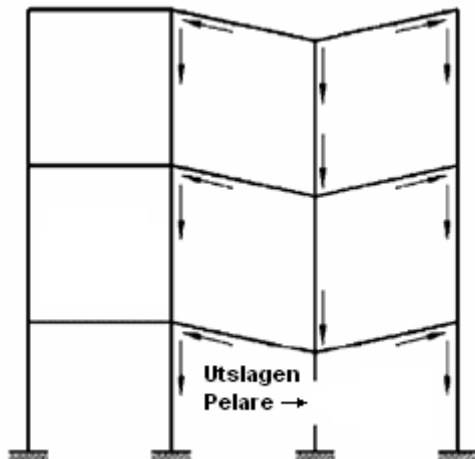
”...With damage to a support, top reinforcement which is continuous over the support, but not confined by stirrups, will tend to tear out of the concrete and will not provide the catenary action needed to bridge the damaged support. By making a portion of the bottom reinforcement continuous, catenary action can be provided.”

(Design and construction failures: Lessons from forensic investigations Dov Kaminetzky 1991).

Även i senare upplagor av ACI-normen, liksom i andra normer, finns liknande rekommendationer (Starossek 2006). I svenska normer nämns däremot ingenting om membranverkan. Vad som finns i svenska normer redovisas i kapitel 4.

Membranverkan kan utnyttjas relativt lätt i flervåningsbyggnader med flera nivåer av bärande fackverk. Ovanliggande våningar har möjligheten att fördela och ta upp de extra laster som

uppstår om en pelare skulle slås ut precis som vid *Viereendel* verkan. Det krävs dock att kopplingarna är överbyggade och kontinuerliga. I konstruktioner med enbart en nivå, till exempel broar, är det svårare att utnyttja alternativa bärvägar då det saknas redundansen av ovanliggande nivåer som hjälper till att överbygga den nya om vertikala element slås ut (Starossek 2008). Principskiss på hur membranverkan fungerar i flervåningshus, visas i figur 7.



Figur 7: Membranverkan i flervåningshus.

I ett försök från University of California undersöktes det om det gick att motverka fortskridande ras med hjälp av membranverkan genom att lägga in extra efterspända stålkablar i ovankant på ett betongbjälklag. Kablarna hade ingen bärförmåga i den ursprungliga konstruktionen utan skulle ta upp krafter först när en pelare i bjälklaget togs bort. Genom att göra så kunde konstruktionen fortfarande ta upp last utan att initiera ett fortskridande ras (A. Astaneh-Asl m.fl. 2001).

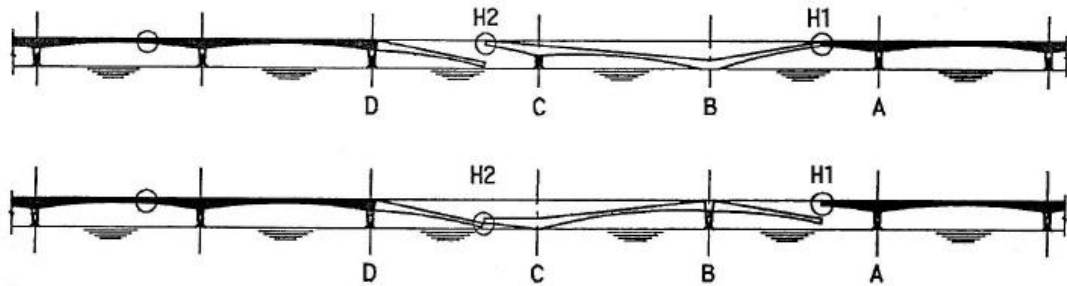
3.2.4 Avgränsning i delsystem

För vissa strukturer är det inte rimligt att dimensionera enligt metoden alternativa bärvägar. Broar med många fack med stor spännvidd är ett bra exempel på det. Ett specifikt exempel är Confederation Bridge i Canada. Bron är totalt 12,9 km lång och består av brospann som är 250 meter långa. Om en pelare skulle bli påseglad, eller skadas av annan anledning, skulle det innebära att den förspända brobanan skulle dimensioneras för en spännvidd på 500 meter, vilket inte är rimligt (Starossek 2006).

För att åstadkomma robusthet för strukturer som den ovan nämnda är ett alternativ att dela upp strukturen i delsystem. Delsystemen är designade för att offras vid eventuell skada. Denna metod innebär att skadan begränsas till en liten del av systemet så att inte hela strukturen rasar.

Vid användning av denna metod gäller det att bryta av kontinuiteten som en struktur eventuellt har. Detta kan åstadkommas genom att lägga in till exempel plastiska leder, gångjärn eller strukturella säkringar i de kontinuerliga byggnadselementen. En strukturell säkring innebär att en byggnadsdel designas så att den går till brott vid bestämd belastning. Dessa detaljer måste undersökas noggrant så att de fungerar och verkar som avsett.

I fallet Confederation Bridge löste man indelningen med hjälp av leder och speciella kopplingar i vartannat spann enligt figur 8 (Starossek 2006).



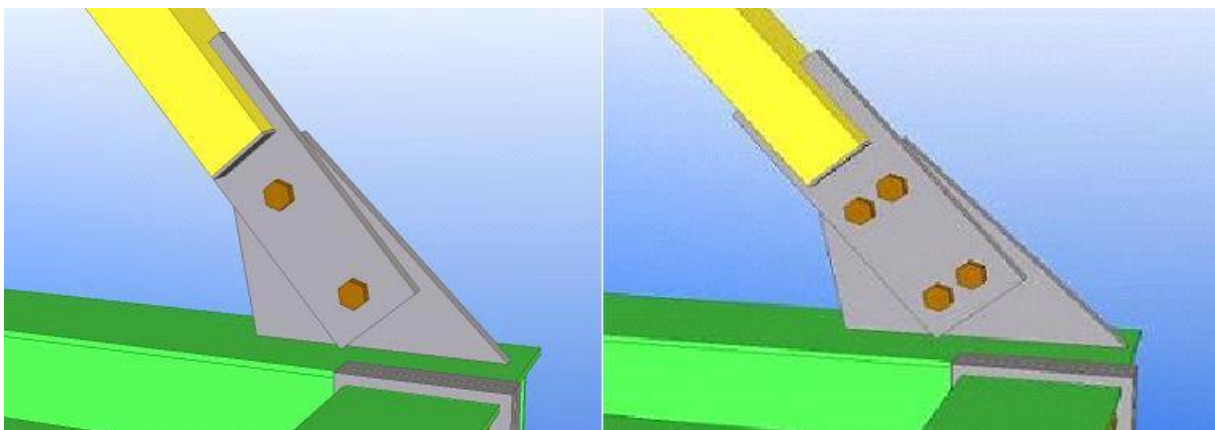
Figur 8: Confederation Bridge, principskiss för hur sektionssuppdelningen är gjord (Starossek 1997, 1999).

3.3 Robusthet vid projektering

För att en konstruktion ska vara robust under dess livstid måste tankar kring robusthet tas med som en parameter tidigt i projekteringsprocessen. För att kunna skydda konstruktionen mot yttre påverkan eller grova fel är det viktigt att i ett tidigt skede identifiera vilka oönskade händelser som kan påverka konstruktionen i fråga.

För att enkelt förklara tankegången kring robusthet, ges här ett exempel.

Vid en koppling mellan två stålbeambar i en fackverksbro används skruvförband. För att ta upp de krafter som bildas i förbandet krävs 2 skruvar, se figur 9. Om en av dessa har ett tillverkningsfel som medför att den bara har hälften av avsedd hållfasthet kan detta leda till att förbandet inte klarar av de krafter som det utsätts för. Ett enkelt sätt att göra skruvförbandet, och därmed hela konstruktionen mer robust, är att öka antalet skruvar i förbandet, se figur 9. Skulle då någon av skruvarna ha ett tillverkningsfel kan de andra skruvarna ändå klara av att ta de krafter som förbandet utsätts för.



Figur 9: Illustrerar hur robusthet kan åstadkommas. (Wahlberg, 2008)

Det blir dyrare att göra konstruktioner robusta på det sätt som beskrivs ovan. Även tidigare nämnda sätt att åstadkomma robusthet genom att t.ex. bygga skyddsmurar blir dyrare än att enbart dimensionera konstruktioner efter de laster som de precis ska klara av dvs. inte dimensionera för oförutsedda händelser. Vägverket skriver i en förstudie till ett projekt att ”Utvecklingen går mot att beakta samtliga kostnader över livslängden och att använda

sannolikheteoretiska metoder. Fullständig säkerhet mot att oönskade händelser inträffar är varken realistiskt eller optimalt” (Troive 2000). Detta leder till några uppenbara följdfrågor:

- Hur sannolikt är det att en oförutsedd händelse inträffar?
- Är det värt den extra kostnaden att göra konstruktioner robusta och därmed rädda människoliv vid en oönskad händelse?

Detta är frågor som inte kommer att behandlas i denna rapport, men som kan vara frågeställningar för kommande examensarbete eller doktorsavhandlingar.

3.4 Robusthetsindex

För att kunna ställa krav på robustheten av en konstruktion hade det varit bra att kunna mäta robustheten på något sätt. Det finns för närvarande en diskussion om att införa ett index som ska vara ett mått på robustheten av en konstruktion. Än så länge diskuteras detta enbart i forskningsvärlden som t.ex. vid *COST Action TU0601* som är ett europeiskt forskningssamarbete där COST står för *European COoperation in the field of Scientific and Technical Research*. Vid de träffar som anordnas av COST har några forskare tagit upp förslag på ett robusthetsindex.

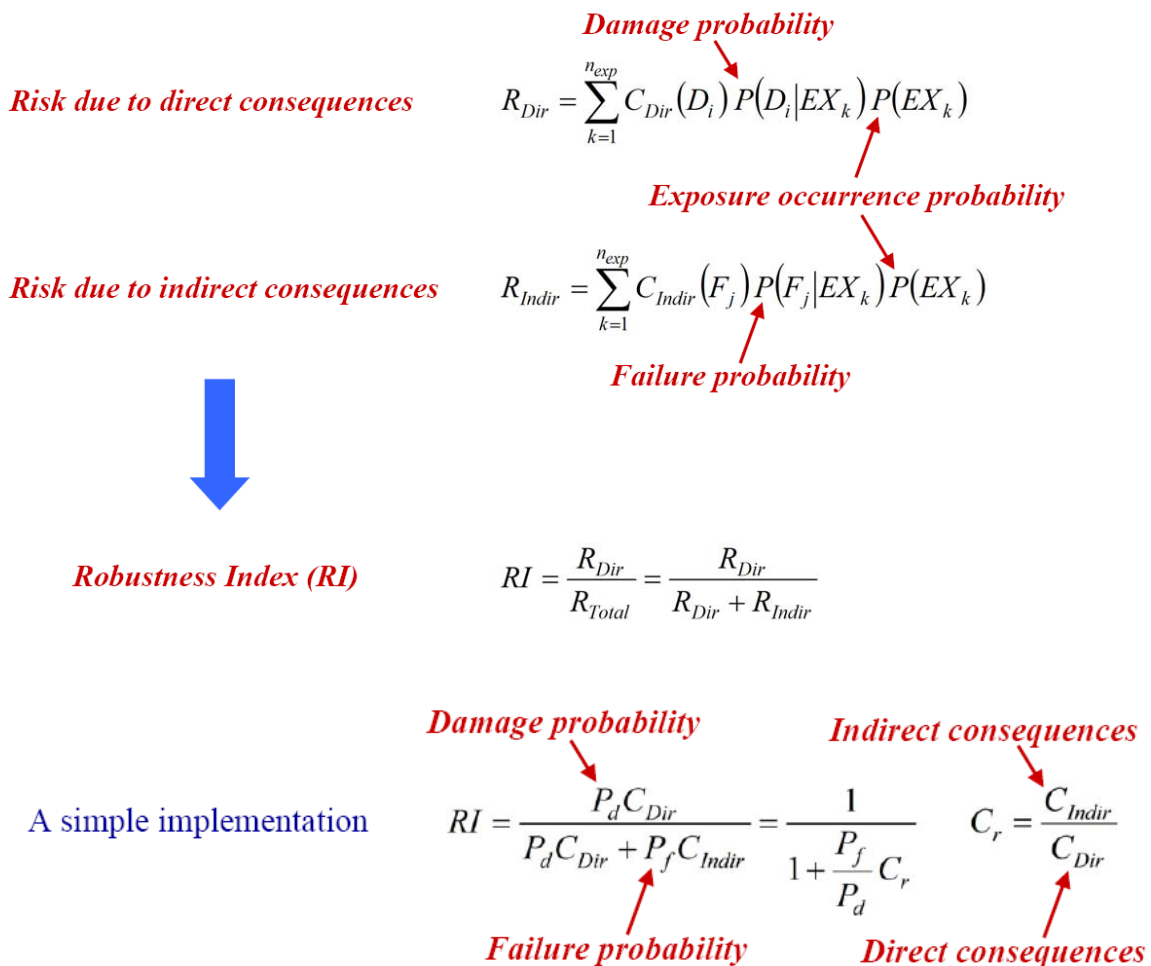
Två italienska forskare, Sara Casciati och Lucia Faravelli, har tagit fram en idé om hur ett robusthetsindex skulle kunna samverka med andra befintliga dimensioneringsgrunder. Deras idé baserar sig på att robusthet tas in som en fjärde parameter vid utformningen av en konstruktion.

Designfilosofin enligt Casciati och Faravelli sammanfattas nedan:

1. **Optimal design:** minimum cost & adequate performance.
2. **Reliability-oriented optimal design:** the structural performance is usually judged based on reliability, which must be kept above a certain threshold.
3. **One-level optimization:** instead of considering the reliability estimate as a self standing optimization problem, it is included in the cost-benefit analysis by using the Kuhn and Tucker conditions (FKT).
4. **Idea:** also robustness can be introduced in the optimization problem as a further requirement for an adequate structural performance.

(Casciati och Faravelli 2008)

Det finns också forskning och förslag runt beräkningen av ett robusthetsindex. Forskaren Dimos C. Charpis (2008) har presenterat ett sätt att mäta robusthet för konstruktioner genom att införa ett robusthetsindex han kallar RI (Robustness Index). Figur 10 visar Charpis tankar runt beräkningen av RI.



Figur 10: Figuren visar ett exempel på hur ett robusthetsindex kan beräknas. (Charpis 2008)

Charpis tar i sina beräkningar hänsyn till bl.a. hur stor sannolikhet det är för skador och kollaps av en konstruktion. Att ta med sannolikheter i ett Robusthetsindex är kanske

nödvändigt men det medför också att det blir mycket komplicerat att beräkna ett robusthetsindex för en konstruktion då förutsättningar och omgivning för konstruktioner varierar mycket.

4 Bygg- och konstruktionsregler

Byggnader och byggnadsverk som konstrueras i Sverige idag måste följa de bygg- och konstruktionsregler som finns. För byggnader är detta Boverkets Konstruktionsregler (BKR) och Boverkets Byggregler (BBR). Vägbroar följer ATB Bro 2004 och Vägar och gators utformning (VGU), och Banverkets broar följer BV BRO. Förutom dessa finns det ett antal handböcker med detaljer kring beräkningar och utförande för olika typer av material. Exempel på dessa handböcker är Boverkets handbok om betongkonstruktioner (BBK 04) och Boverkets handbok om stålkonstruktioner (BSK 07).

Inom husbyggnad är erfarenheten större vad gäller fortskridande ras och olyckslaster än inom brobyggnad. De flesta hus som byggdes under början av 1900-talet och ända fram till miljonprogrammet var och är relativt robusta då de byggdes med platsgjuten betongstomme. Husen idag konstrueras allt mer med prefabricerade element och stålstommar som monteras ihop på plats. Det ökar risken för dolda fel på konstruktionsdetaljer samt att motståndskraften mot olyckslaster som påkörning och explosion blir sämre. Med den ökade risken och händelser som Ronan Point och bombningen i Oklahoma City har Boverket satt upp regler och dimensioneringskrav för att förhindra fortskridande ras. I BKR står det bl.a:

”Byggnadsverk skall utformas så att riskerna för fortskridande ras är ringa. Detta får ske genom att de utformas och dimensioneras antingen så att de kan motstå olyckslast eller så att en primär skada begränsas. Skadan får inte medföra fortskridande ras och svår förstörelse för någon annan del av byggnadsverket än det primära skadeområdet och angränsande områden. (BFS 2003:6)”

Förutom detta finns det krav på att dimensioneringsberäkningar för konstruktionen tar hänsyn till fortskridande ras. Det ställs bl.a. krav på vilket värde som säkerhetsnivå sätts till då hänsyn ska tas till olyckslast och fortskridande ras.

4.1 Dimensionering med BRO 2004

I ATB Bro 2004 finns regler och föreskrifter som gäller vid utformning och dimensionering av broar. Där står bl.a. att ”Broar ska utformas med hänsyn till säkerheten vid användning” och att ”Stöd ska placeras så att en påkörning inte kan medföra att personer uppe på bron skadas. Detta gäller även konstruktioner i anslutning till bron där ett fortskridande ras kan påverka personers säkerhet.” Detta är två allmänna riktlinjer som inte säger så mycket om broars praktiska utformning, men vi ska titta på vilka mer specifika regler som finns, och som kan ha betydelse för robustheten av broar.

4.1.2 Placering av stöd

För att en bro ska kunna sägas vara robust är det grundläggande att brobanan inte rasar ned vid en oönskad händelse. Brobanan bärs i många fall upp av stöd, i form av pelare. För att inte brobanan ska påverkas av en oönskad händelse gäller det att stöden inte heller påverkas, eller att påverkan på dessa är inom vissa gränser. Enligt Bro 2004 dimensioneras stöd och brobana enligt följande:

”För bro över järnväg där ett mellanstöd är placerat mindre än 10m från spårmiten ska två intilliggande pelare i mellanstödet förutsättas avslagna. Dimensioneringssituationen ska betraktas som ett olyckslastfall. Fria höjden anges i den tekniska beskrivningen. För bro över järnväg där detta mellanstöd är utformat som ett skivstöd godtas som alternativ till att räkna överbyggnaden för ett lastfall med avslagna pelare att mellanstödet beräknas för en påkörningskraft enligt 21.311.” (ATB Bro 2004)

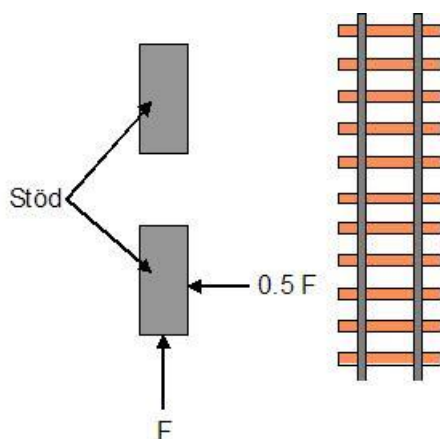
Det står bl.a. att vid dimensionering ska två intilliggande pelare i mellanstödet förutsättas vara avslagna. Detta dimensioneringssätt ger en viss robusthet men det kan diskuteras om ett urspårat tåg endast hade slagit av två pelare på sin framfart. I fallet i Eschede i Tyskland hade denna dimensioneringsmetod med största sannolikhet inte räckt till för att förhindra katastrofen. Då ett tåg spårar ur är det en enorm rörelseenergi som ska tas upp av de stöd som blir påkörda.

4.1.3 Påkörning av stöd

För att det ska finnas en säkerhet mot påkörning ska, enligt *ATB Bro 2004* kapitel 21.311, stöd dimensioneras för att klara av en statiskt verkande horisontalkraft. Denna kraft F är:

”För en bro över väg är F lika med 1000 kN. För en bro över järnväg är F lika 4000 kN om avståndet från stöd till spårmiten är högst 5 m och lika med 2000 kN om avståndet mellan stöd och spårmiten är större än 5 m.” (ATB Bro 2004)

Kraften F verkar i underliggande järnvägs längdriktning. Det dimensioneras även för en kraft vinkelrät denna kraft som är $0,5F$. Dessa två krafter verkar samtidigt på stödet, se figur 11. För att klara av så stora krafter krävs det stora dimensioner på stöden. Eftersom den största kraften verkar i järnvägens längdriktning är ett stöd i form av skiva den bästa geometriska formen för ett stöd, vilket finns som alternativ utformning i BRO 2004.



Figur 11: Visar hur lasterna enligt ATB Bro 2004 påverkar ett brostöd.

Det skydd som broar och framför allt brostöd har, mot påkörning, är i dagsläget ytterst begränsat. De skyddsräcken som finns längs våra vägar är i stor utsträckning dimensionerade

för att klara av en personbils påkörningskraft. Med tanke på hur mycket tung trafik som rullar på vägarna idag är vår slutsats att brostöden längs våra vägar är i princip oskyddade mot påkörning. Det krävs då att broar klarar av att motstå den påkörningskraft som t.ex. en tung lastbil medför. Så även för broar över väg borde det vara aktuellt att använda skivstöd.

Den nya standard, *BVVVTK Bro*, som vägverket och banverket håller på att ta fram som ersättare till *ATB Bro 2004* och *BV Bro* i samband med införandet av Eurocode innehåller inte många förändringar jämfört med *ATB Bro 2004*, vad gäller robusthet och säkerhet vid påkörning av brostöd. Det är gjort ett tillägg i den kommande standarden och det är att de krafter som stöden ska dimensioneras för vid påkörning föreslås ökas till 8000 kN i rälsens längdriktning och 3000 kN vinkelrät däremot. (Vägverket, Banverket remiss BVVVTK)

4.2 Internationella rekommendationer

Det finns förutom den svenska bronormen ett antal internationella utredningar och rekommendationer. En av dessa är *UIC CODE 777-2*. Den är framtagen av *International Union of Railway* och kom ut 1997. Denna byggnorm behandlar byggnadsverk som byggs över järnvägar.

I *UIC CODE 777-2* finns bl.a. rekommendationer om att i så stor utsträckning som möjligt använda skivstöd om stöden ska stå mellan 3 och 5 meter från spåret. Det står också att om skivstöd inte använd så ska extra hänsyn tas till vilka dimensioner som väljs för stöden. Detta för att minska risken för kollaps vid påkörning av brostöd.

Det finns även rekommendationer för hur stöd ska skyddas från påkörning av tåg. Rekommendationerna behandlar både skyddsmurar som ska reflektera bort tåg och om energiabsorberande anordningar som ska skydda stöden.

Om de ovan beskrivna rekommendationerna följs skulle en högre säkerhet och robusthet för brokonstruktioner nås. Det är dock inte alla delar i dessa rekommendationer som ger en högre säkerhet än vad den svenska bronormen ger. Vid olycka ska det enligt svenska bronormen *ATB Bro 2004* dimensioneras för bortfall av två intilliggande pelare. I *UIC CODE 777-2* ska det dimensioneras för bortfall av endast en pelare.

5 Fallstudie: 3-facks plattrambro

5.1 Inledning

För att kunna kontrollera om en bro dimensionerad enligt svensk bronorm är robust, utförs en dynamisk och olinjär FEM-analys.

Simulering och modellering utförs i mjukvaran BRIGADE/Plus som använder sig av finita elementprogrammet ABAQUS som solver.

Bron som modelleras är en slakarmerad plattrambro i 3 fack i betong. Det scenario som simuleras är då ett av stöden i fält försvinner. Det innebär att brons spännvidd i ena facket kommer att dubblas. För att eventuellt klara av den längre spännvidden och de extra påfrestningarna som dynamiken bidrar till i form av masströghetskrafter, är det lämpligt att kunna utnyttja plasticeringseffekten i armeringen för att på så sätt höja utnyttjandegraden. Bron kommer troligtvis deformeras mer än vid linjärelastisk beräkning då plasticering tillåts, vilket medför att bron kan få ett utseende som påminner om en kedjekurva, då ett av mittstöden tas bort. Med kedjekurvans utseende menas den form som ett element utan böjstyvhet, till exempel ett rep får vid belastning. Ett specialfall en kedjekurva är den kurvform som ett rep får som endast belastas av sin egentyngd.

Det som undersöks är om bron kan anses vara robust genom att inte kollapsa om ovannämnda scenario inträffar.

5.2 Förutsättningar

5.2.1 Allmänt

Bron som ska analyseras är en breddning av en befintlig vägbro längs E6 vid Flädie i Skåne. Bron går över ett järnvägsspår som trafikerar sträckan Arlov - Teckomatorp via Lomma och Kävlinge. Bron är projekterad som en fristående bro utan samverkan med den befintliga och ska börja byggas i början av 2009.

Den nya tillbyggnaden och den befintliga bron kommer inte att påverka varandra ur bärighets- och stabilitetssynpunkt. Tillbyggnaden kan därför analyseras separat utan att ta hänsyn till den befintliga bron.

5.2.2 Geometri

Bron är en slakarmerad 3-facksplattrambro med momentstyva hörn och fixlager vid stöden i fält, dimensionerad enligt ATB BRO 2004. Spännvidden för varje fack är ca 10 meter. För detaljerade specifikationer angående geometrin, se bilaga 1.

5.2.3 Laster

De krafter som kommer att påverka bron under simuleringen är begränsade till egentyngd och masströghetskrafter. Inga horisontella krafter beaktas.

5.2.4 Antaganden

Vid simuleringen antas att bron kommer att deformeras så mycket att betongen spricker upp. I avsikt att efterlikna verkligheten med hänsyn till antagandet måste materialen tillåtas att plasticeras och spricka upp. För att kunna beskriva plasticeringen och uppsprickningen i materialen, så måste dessa beskrivas som olinjära och analysen måste utföras olinjärt.

Grundläggningen antas vara helt styv och inga förskjutningar eller rotationer kan ske mellan stöd och mark.

5.3 Material

Nedan följer en allmän introduktion till de material som ingår i bron och hur de fungerar som konstruktionsmaterial. Även hur armering och betong samverkar i en balk utsatt för ren böjning redovisas.

5.3.1 Betong

Betong är ett av våra vanligaste och viktigaste byggnadsmaterial. Den används till alla typer av konstruktionselement och kan formas i princip hur som helst. Viktiga egenskaper som utnyttjas hos betongen är dess beständighet, täthet och bearbetbarhet. Som material till bärande element utmärker sig betong på så sätt att den har en hög styvhet och en hög tryckhållfasthet. Däremot är draghållfastheten väldigt låg, så låg att denna oftast försummas vid dimensionering (Isaksson, Mårtensson, Thelandersson, 2005).

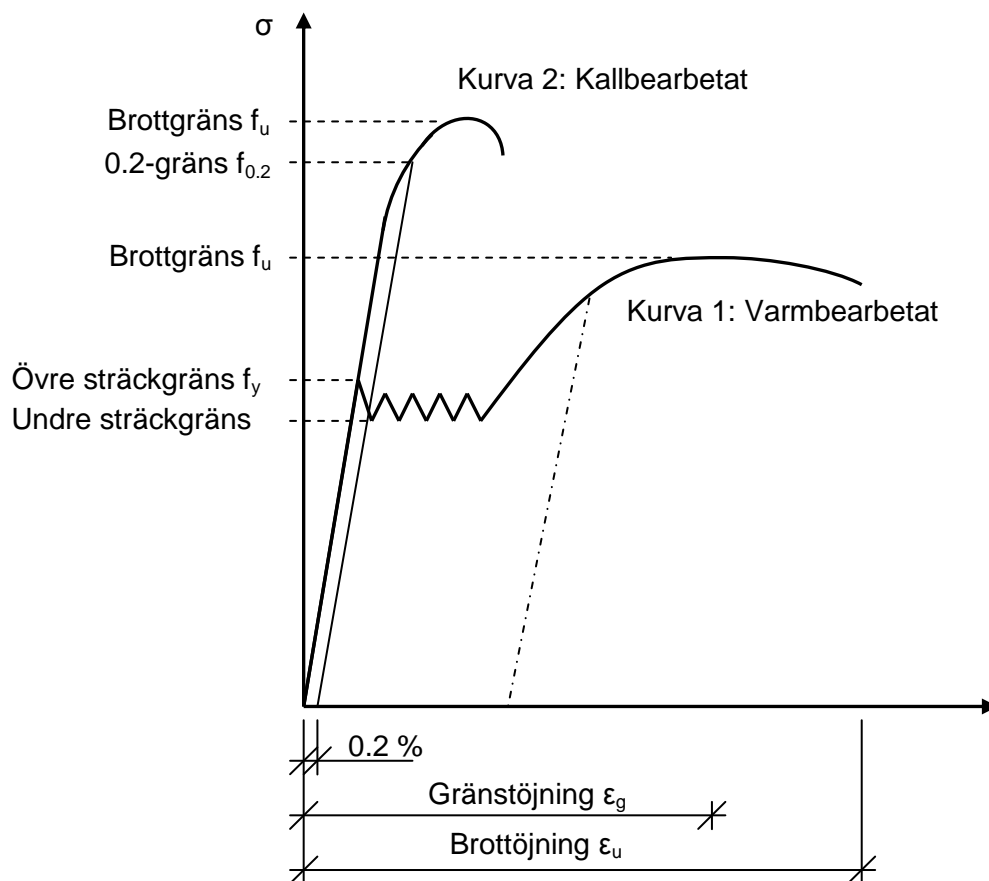
Klassificering av betong görs utefter den tryckhållfasthet som den specifika betongblandningen har. För att bestämma tryckhållfastheten hos betong används idag provtryckning på kubiska provkroppar med kantlängden 150mm. Betongen utsätts för en tryckbelastning som ökar successivt till dess att betongen går till brott (Svensk Byggtjänst, 1994). I tabell 1 anges hållfasthetsvärden för ett urval av olika betongklasser (BBK04).

| Betong-kvalitet | f _{ck} (Mpa) | f _{tk} (Mpa) | Eck (Gpa) |
|-----------------|-----------------------|-----------------------|-----------|
| C20/25 | 19,0 | 1,45 | 30,0 |
| C25/30 | 24,0 | 1,70 | 31,0 |
| C32/40 | 30,5 | 2,00 | 33,0 |
| C35/45 | 33,5 | 2,10 | 34,0 |
| C40/50 | 38,0 | 2,40 | 35,0 |
| C45/50 | 43,0 | 2,55 | 36,0 |
| C50/60 | 47,5 | 2,75 | 37,0 |

Tabell 1: Hållfasthet och styvhet för betongklasser

5.3.2 Armeringsstål

För att kunna ta upp dragkrafter som uppstår i en betongkonstruktion lägger man in armering. Armeringen kan bestå av olika material men överlagset vanligast är stål (Svensk Byggtjänst, 1994). Hållfastheten hos stål beror på dess ämnesinnehåll och tillverkningsmetod. Till exempel får ett kallvalsat stål högre draghållfasthet än ett varmvalsat. För att beskriva ett ståls egenskaper med avseende på draghållfasthet utnyttjas vanligtvis ett spänning-töjnings diagram. Diagrammet kallas för arbetskurva och har för ett varmvalsat stål utseende enligt kurva 1 i figur 12. Den första delen av arbetskurvan är linjär och kallas för elasticitetsområde. Inom detta område är deformationerna reversibla. Om spänningen ökar kommer stålet att börja flyta. Detta innebär att spänningen i stålet är konstant, men att töjningen ökar kraftigt. Efter ytterliggare spänningsökning kommer stålet att kunna ta upp högre spänningar för att till slut uppnå spänningsnivån för dess brottgräns. Brottgränsen definieras som den högsta punkten på arbetskurvan och således den högsta spänning som stålet kan uppnå. Töjningen vid denna punkt kallas för gränstöjningen och är jämnt fördelad över stången (Svensk Byggtjänst, 1994).



Figur 12: Schematiskt spännings-tjörningsdiagram för metaller

Vid kallbearbetning av ett stål ökar dess hållfasthet. Kallbearbetningen kan gå till så att stålet utsätts för en dragbelastning som är högre än stålets sträckgräns men lägre än dess brottgräns. Stålet erhåller då en permanent deformation och arbetskurvan får utseendet enligt kurva 2. Ett stål enligt kurva 2 har ingen sträckgräns som definierar dess hållfasthet utan istället bestäms stålets hållfasthet efter vilken spänning som erhålls vid en tjörning motsvarande 0,2 % (Isaksson, Mårtensson, Thelandersson, 2005).

Tabell 2 visar dimensionerande värden på armeringsstål i olika kvaliteter.

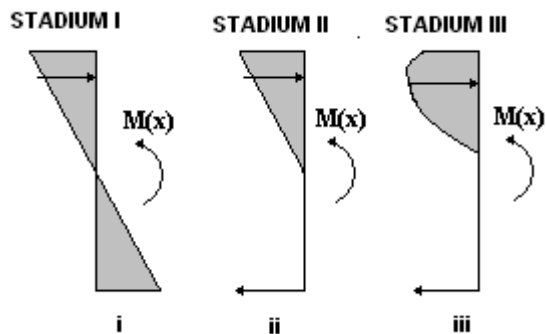
| Armering | Diameter ø (mm) | fyk (Mpa) | fst (Mpa) | | | Es (Gpa) | | |
|----------|--------------------|--------------|------------------|-----|-----|------------------|-----|-----|
| | | | I säkerhetsklass | | | I säkerhetsklass | | |
| | | | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| Ss 260S | 6-32 | 260 | 226 | 205 | 188 | 190 | 173 | 159 |
| B500B | 6-40 | 500 | 435 | 395 | 362 | 190 | 173 | 159 |
| Ks 600S | 6-25 | 600 | 522 | 474 | 435 | 190 | 173 | 159 |
| Ns 500 | 5-12 | 500 | 435 | 395 | 362 | 190 | 173 | 159 |
| Nps 500 | 5-12 | 500 | 435 | 395 | 362 | 190 | 173 | 159 |

Tabell 2: Dimensionerande värden för armeringsstål.

Som nämnts tidigare är armeringens funktion i en betongkonstruktion att ta upp dragspänningar. För att kunna göra detta måste det finnas en vidhäftning mellan betong och armeringsstål. När armering gjuts in i betongen består vidhäftningen av kemiska bindningar. Denna bindning är dock svag och när den släpper är det istället en friktionsbindning som står för vidhäftningen. För att friktionsbindningen ska bli så effektiv som möjligt är det vanligt att det görs kammar eller räfflor på stålet vid tillverkning av armeringsstänger (Burström, 2001).

5.3.3 Armerad betong utsatt för böjning

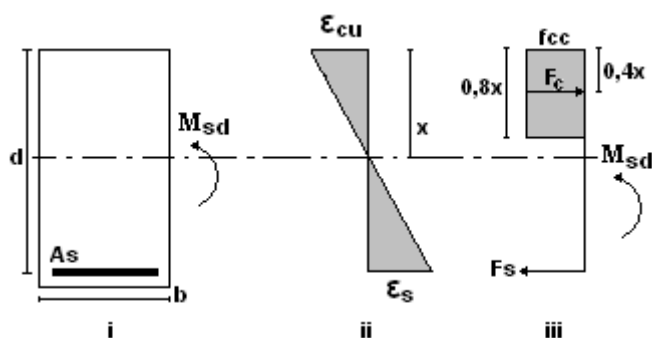
Armerad betong som utsätts för ren böjning kan befinna sig i tre olika stadier beroende på lastintensitet. Vid små moment kommer betongen inte att spricka upp utan förblir osprucken. Detta kallas för stadium I och gäller innan betongens draghållfasthet uppnått i dragzonen. Dragspänningarna tas upp av både betong och armering, och spänningsfördelningen i en rektangulär balk kommer att vara linjär enligt figur 13,i. Om lasten ökar kommer betongen att spricka upp i dragzonen och armeringen tar upp alla dragspänningar som uppstår. Betongbalken befinner sig då i stadium II. I detta stadium kan det antas att spänningsfördelningen för betongens tryckta kant ser ut enligt figur 13,ii (Isaksson, Mårtensson, Thelandersson, 2005).



Figur 13: Spänningsfördelning i armerad betong

Om lasten ökar ytterligare kommer tryckfördelningen i betongen att anta en form enligt figur 13, iii. Tryckspänningarna i betongen har då uppnått sitt maximala värde och balken kommer att gå till brott om ytterligare last tillförs, stadium III har uppnått (Isaksson, Mårtensson, Thelandersson, 2005).

Vid dimensionering av en betongbalk i brottgränstillstånd, utsatt endast för böjmoment, utnyttjas en förenklad modell av spänningsfördelningen i stadium III. Spänningsfördelningen i detta stadium antas vara helt rektangulärt enligt figur 14, iii (Betonghandboken Konstruktion, 1994).



Figur 14: Förenklad spänningsfördelning

Den beräkningsteori som gäller för betong utsatt för böjmoment grundar sig på fyra antaganden (Isaksson, Mårtensson, Thelandersson, 2005):

1. Plana tvärsnitt förblir plana.
2. Spännings-töjningskurvan för stål är känd.
3. Draghållfastheten för betong kan försummas.
4. Spännings-töjningskurvan för betong i tryck är känd.

Om ovanstående antaganden görs går det för ett enkelarmerat tvärsnitt att ställa upp ekvationer för dess momentkapacitet.

$$F_s = A_s \sigma_s = F_c = f_{cc} 0,8xb$$

$$M = \begin{cases} F_s (d - 0,4x) \\ F_c (d - 0,4x) = f_{cc} 0,8xb(d - 0,4x) \end{cases}$$

Om stadium III uppstår och balken går till brott, är denna obrukbar enligt ovanstående teori. Armering plasticeras, betongen krossas och balken förlorar sin momentkapacitet. Det finns dock andra teorier som kan användas för att se vad som händer efter det att balken gått till brott, t.ex. teorin om membranverkan beskrivet i kapitel 3.2.3.

6 Utförande av FEM-analys

6.1 Simulering och Modellering

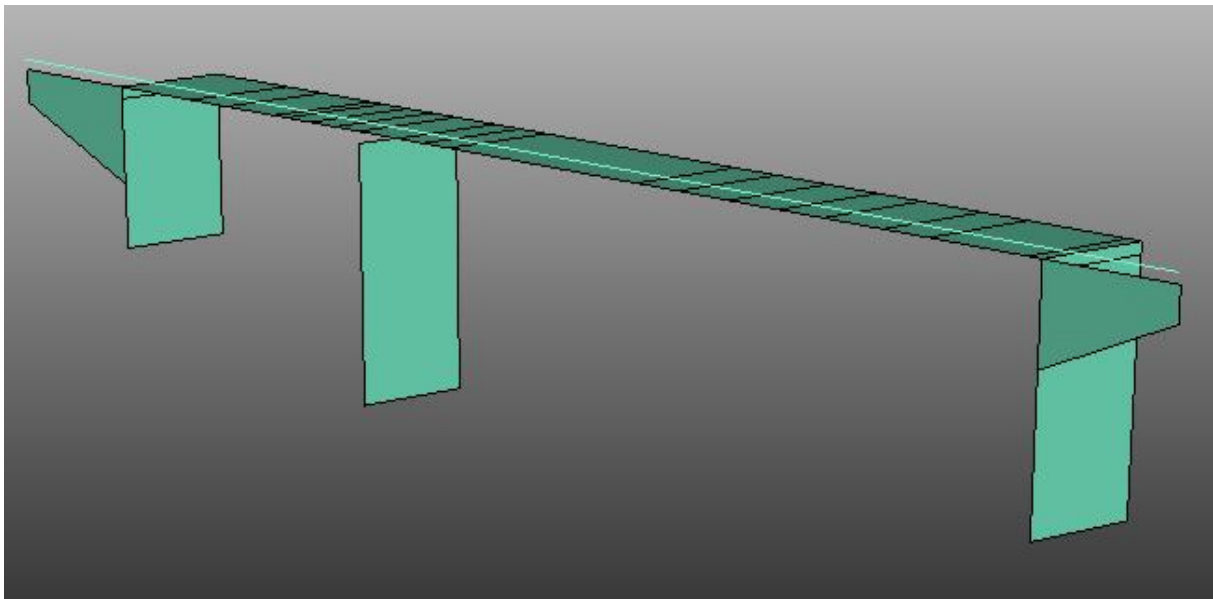
BRIGADE/Plus är ett kommersiellt beräkningsprogram framtaget speciellt för brobyggnad. Programmet är en utbyggnad av finita elementprogrammet ABAQUS. Utbyggnaden består bland annat av lastfallen som återfinns i ATB BRO 2004. Programmet kan hantera dynamiska effekter.

Programmet är uppbyggt i olika moduler. De olika modulerna hanterar olika delar i modelleringen. De första modulerna hanterar geometrier och material. Därefter definieras de simuleringsförfaranden som programmet ska utföra. Laster, randvillkor samt elementindelning hanteras sedan för att till sist starta simuleringen och utvärdera resultaten. Nedan följer en beskrivning av de olika modulerna och vad som görs i dessa.

6.1.1 Part module

I part modulen definieras modellens geometri.

När modellen ritas upp kan det göras på många olika sätt. Beroende på om modellen skall baseras på skal-, balk- eller solidelement så måste rätt funktion användas vid uppritandet. De olika funktioner som vi har använt oss av är *shell* och *wire*. Dessa två funktioner skapar geometriska objekt som senare kommer att tilldelas rätt elementtyp. Hela modellen visas i figur 15.



Figur 15: Geometrisk modell av 3-facks plattrambro

6.1.2 Property module

I *property module* definieras material- och tvärsnittsegenskaper.

Armering

Armeringen i broplattan består av överkantsarmering, underkantsarmering och byglar. Bron är projekterad med avkortad armering för att utnyttja armeringen på ett effektivt sätt. Detta leder till att bron är armerad olika i fält och över stöd. För att kunna lägga in armeringen på ett så

korrekt sätt som möjligt i modellen måste modellen delas upp i flera olika sektioner med olika mycket armering i varje sektion, Se bilaga 4. Nedan följer armeringsdata.

Armering B500B:

| | |
|---------------|------------------------|
| Densitet | 7800 kg/m ² |
| Poisson´s tal | 0,3 |
| E-modul | 200 GPa |
| f_{st} | 500 MPa |

Armering Ks600B:

| | |
|---------------|------------------------|
| Densitet | 7800 kg/m ² |
| Poisson´s tal | 0,3 |
| E-modul | 200 GPa |
| f_{st} | 600 MPa |

Arbetskurvor för respektive armeringskvalitet redovisas i bilaga 2.

Betong

Flädiebron är projekterad med två olika betongkvalitéer. De stöd som befinner sig i fält och kommer att utföras i betongkvalité C 35/45. Övriga delar av bron har betongkvalité C 40/50. Data för respektive betongkvalitet redovisas i tabellerna nedan.

Betongkvalité C 40/50:

| | |
|-----------------|------------------------|
| Densitet | 2500 kg/m ² |
| Poisson´s tal | 0,2 |
| E_{cm} -modul | 35 GPa |
| f_{cm} | 48 MPa |
| f_{ctm} | 3,5 MPa |
| G_k | 94 Nm/m ² |

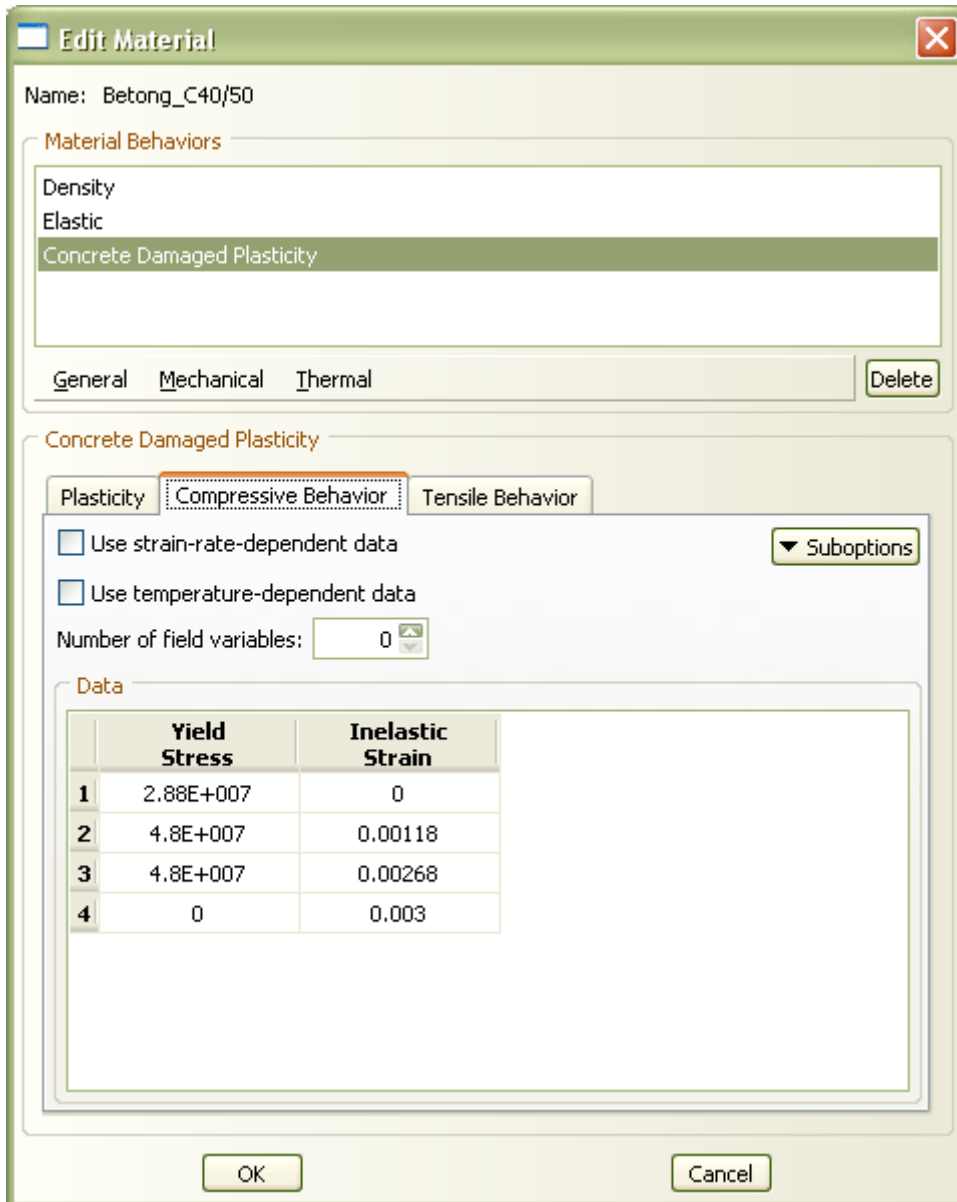
Betongkvalité C 35/45:

| | |
|-----------------|------------------------|
| Densitet | 2500 kg/m ² |
| Poisson´s tal | 0,2 |
| E_{cm} -modul | 34 GPa |
| f_{cm} | 43 MPa |
| f_{ctm} | 3,2 MPa |
| G_k | 94 Nm/m ² |

För betongen har medelvärden för hållfastheter och elasticitetsmoduler använts istället för de karakteristiska värdena. Detta för att på ett så realistiskt sätt som möjligt beskriva bronns beteende. Brottenergi för de olika betongkvaliteterna används för att räkna ut hur arbetskurvan för betong ser ut i dragning. Beräkningar för brottenergi och arbetskurvor redovisas i bilaga 3.

I *material manager* definieras de material och materialdata som används. Här beskriver användaren vad de olika materialen ska ha för egenskaper som t.ex. draghållfasthet och elasticitetsmodul. Eftersom vi vill att betongen skall spricka upp så att endast armeringen

håller emot dragkrafterna måste vi definiera betongen så att detta tillåts. Detta görs genom att basera materialbeskrivningen på en materialmodell med namnet Concrete Damage Plasticity. Materialmodellen är framtagen för att beskriva det olinjära beteendet hos betong. I Concrete Damage Plasticity definieras bland annat betongens arbetskurva i både tryck och drag. Detta för att programmet ska veta vid vilka töjningsnivåer som materialet börjar plasticeras och så småningom gå till brott. Likaså måste armeringens arbetskurva i tryck och drag definieras i programmet. I figur 16 visas hur en del av betongens egenskaper definieras.



Figur 16: Materialproportioner

Nästa steg är att definiera tvärsnittsegenskaperna i modellens olika delar. Det görs i *Section Manager*. För stora delar av modellen har skalelement valts, dock ej för kantbalken som valts som balkelement. Vi har valt att använda skalelement istället för solidelement, delvis för att minska beräkningstiden också för att skalelement lämpar sig bra för konstruktioner som har en stor utbredning i rummet med en förhållandevis liten tjocklek. Skalelement ger dessutom ofta en bra och stabil lösning. Kantbalken modelleras som balkelement då det lämpar sig bra för rektangulära tvärsnitt.

I *Section Manager* väljs också vilket material de olika sektionerna ska tilldelas samt skalelementets tjocklek och antal integrationspunkter i dessa. För att få en noggrann spänningsfördelning i elementens tvärsnitt väljs antalet integrationspunkter till 11 för brobanan och 9 för stöd och vingmurar. Armeringen läggs in under alternativet *rebar layer*. Armeringsmängd och position av denna redovisas i bilaga 4. Armeringsmängden är olika i de olika sektionerna av bron, vilket ligger till grund för den sektionsuppdelning som gjorts.

Att kantbalken modelleras som balkelement innebär bland annat att om armering skall läggas in så måste diskreta stänger skapas mellan två punkter på den nivån armering skall befinna sig. Stängerna ges sedan det materialbeteende som armering har. Eftersom kantbalken knappt har någon bärande förmåga, skapas ingen armering och balken ges en styvhet som är mycket låg. För analysen innebär detta att balken bara verkar som en tyngd utan någon hjälpande bärförmåga.

Efter att de olika sektionerna har skapats är nästa steg att definiera vilka sektioner som ska hör till de olika delarna av bron. Det görs i *Section Assignment Manager* fönstret.

6.1.3 Assembly module

När en del av modellen skapas i BRIGADE så existerar den i sitt eget koordinatsystem oberoende av andra delar i modellen. I *Assembly module* sammanförs de skapade parterna till en modell med ett gemensamt koordinatsystem. Vi har valt att modellera hela bron i en och samma del och därmed befinner sig bron i ett och samma koordinatsystem redan innan assembleringen är gjord. Trots det genomförs detta steg för att tala om för programmet att det inte finns fler delar som ska sammanfogas med modellen och att det nu är det globala koordinatsystemet som ska användas för kommande beräkningar.

6.1.4 Step module

Nästa steg är att bestämma hur modellen ska analyseras. I *Step Manager* väljs om analysen skall vara statisk eller dynamisk samt om analysen skall ta hänsyn till geometrisk olinjäritet.

I vår simulering har vi valt att först analysera strukturen statiskt och olinjärt för lastfallet egentyngd före påkörning av stöd. När detta steg beräknas har vi låst frihetsgraden i vertikalled längs den linje där stödet, som senare tas bort, är ihopkopplad med brobanan. Syftet med detta första steg är att ge strukturen en trolig sprickbildning för att på det viset inte överskatta den brottenergi som kan utnyttjas under den dynamiska analysen. Varför vi valt att göra en statisk analys är för att vi inte är intresserade av de dynamiska effekter som verkar då detta sker.

Det andra steget som görs är huvudsimuleringen. När denna beräkning görs plockas alla randvillkor bort som verkar i den linje där stödet har suttit. Steget utförs dynamiskt för att få med de dynamiska effekter som skapas då bron sätts i rörelse. De ingångsvärden i steget som använts redovisas i tabellen nedan. För att ta hänsyn till geometrisk olinjäritet måste beräkningar utföras olinjärt vilket väljs genom att använda kommandot *NLGeom*.

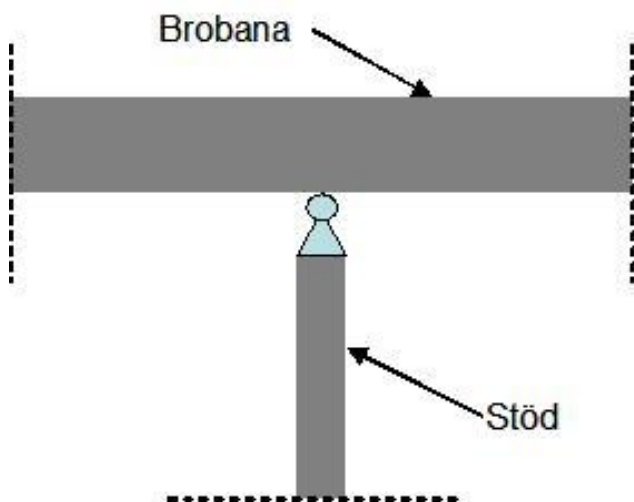
| | |
|--|-----------------|
| Time period | 1s |
| Maximun number of increments | 30000 |
| Increment size (Initial; minimum; maximum) | 0,001; 1e-10; 1 |
| Half-step residual tolerance | 2e6 |

6.1.5 Interaction module

I *Interaction* modulen definieras samspel mellan olika delar av modellen. Denna typ av samspel kan definieras olika för de olika stegen i analysen (som bestämdes i *Step* modulen). Det går alltså att välja att ha en typ av samspel i det statiska steget och sedan definiera ett nytt samspel i det dynamiska steget.

Det går att definiera olika typer av samspel i *Interaction* modulen. Bland annat kan samverkan skapas mellan två ytor i en modell eller så kan två delar av en modell knytas samman trots att delarna är geometriskt frånskilda. Det senare alternativet är det vi har utnyttjat för vår modell. Vi har använt ett kommando som heter *Tie* för att koppla ihop kantbalken med brobanan i både translations- och rotationsfrihetsgraderna. Varför vi har valt att använda *Tie* och inte geometriskt knyta samman kantbalken med brobanan är för att kantbalken är ett balkelement och brobanan är ett skalelement.

För att skapa en så verklighetstrogen koppling mellan det kvarvarande stödet i fält och brobanan, användes också kommandot *Tie*. Hade en geometrisk koppling använts hade kopplingen blivit nästan momentstyv vilket inte skulle överensstämja med verkligheten. Med hjälp av *Tie* så skapas ett fixlager där brobanan får rotera fritt över stödet men där translationsfrihetsgraderna är låsta i förhållande till varandra, se figur 17.

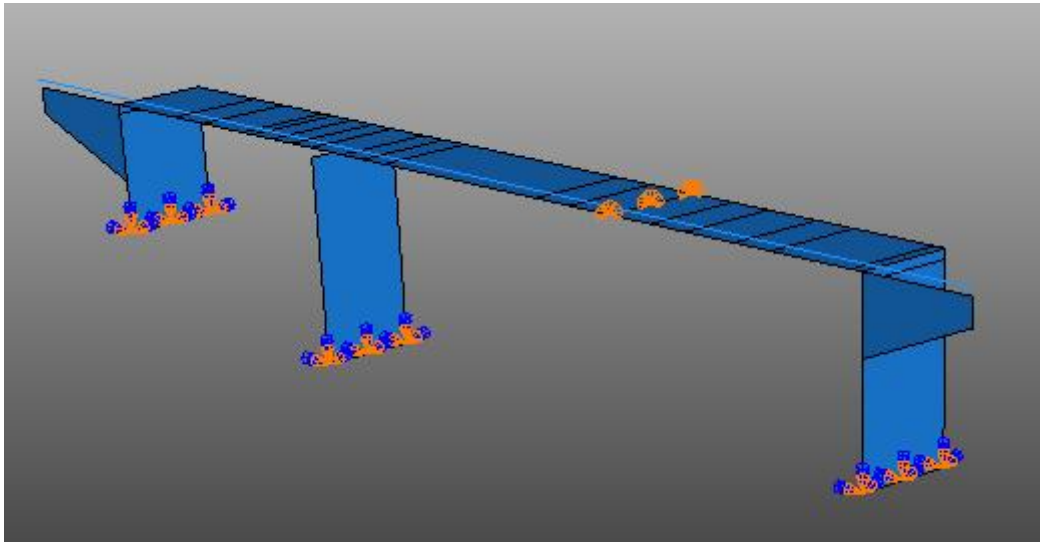


Figur 17: Koppling brobana - brostöd

6.1.6 Load module

De laster som bron kommer att utsättas för är enbart dess egentyngd. Denna last definieras i *Load Manager* under *Load module*. Egentyngden skapas genom att vi definierar att gravitation ska verka på modellen, och eftersom materialen är definierade med en viss densitet och volym, så kommer programmet att belasta modellen med den korrekta egentyngden.

I *Load* modulen definieras också randvillkoren. Vi har valt att låsa nedre ändarna på stöden mot grunden i alla frihetsgrader, se figur 18. Dessa är de enda randvillkor som är definierade under det dynamiska steget av analysen. I det statiska steget är, utöver ovanstående, även brobanan låst i alla de frihetsgrader, förutom rotationerna, längs den linje där stödet som sedan tas bort är kopplad till, se figur 18.



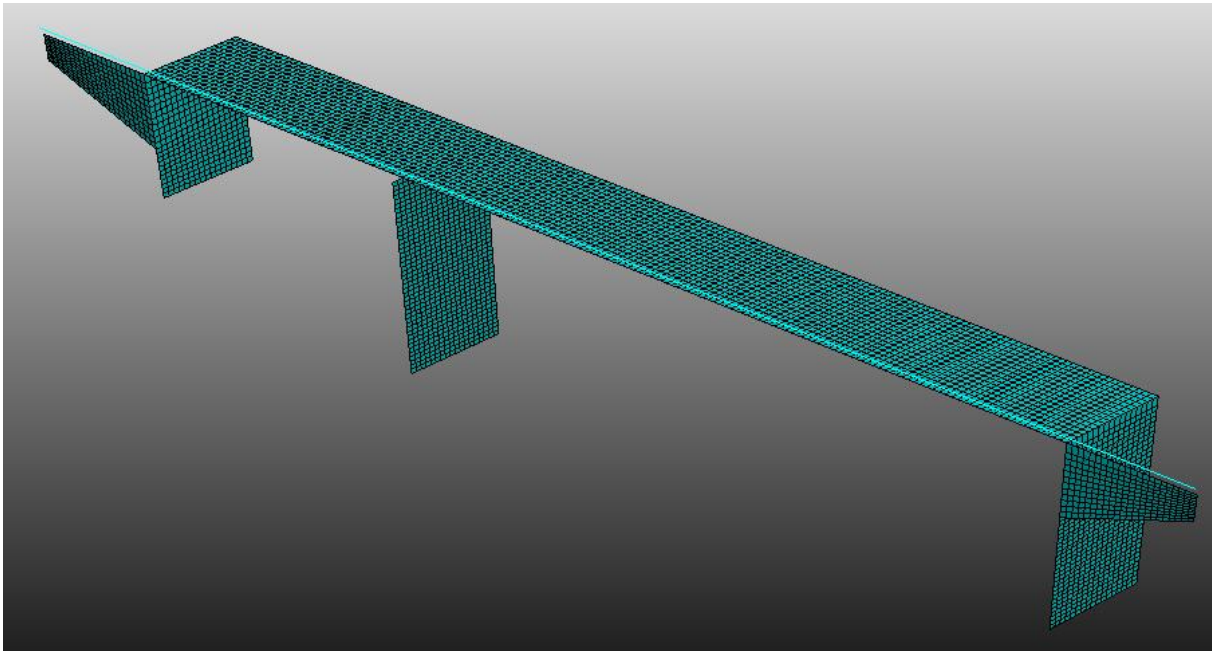
Figur 18: Randvillkor

6.1.7 Mesh module

I *Mesh module* görs elementindelningen av modellen. Det finns ett antal olika sätt att skapa elementindelningen beroende på hur modellen ser ut och vilken typ av elementform som väljs. Exempel på elementformer är triangelement och firsidiga element (*quadrilateral elements*). Vi har valt att använda oss av 2-dimensionella firsidiga element på grund av att ytorna i modellen är 2-dimensionella och så pass enkla att firsidiga element ger en bra elementindelning och beräkningsresultat. Mer detaljerat är elementtypen S4R, vilket innebär att elementen är 4-nodiga skalelement med reducerad integration. Ungefärlig storlek på elementen är 0,2 meter. Det finns även elementformer för elementuppdelning av 3-D modeller.

För att skapa elementuppdelningen har vi använt oss av *structured meshing*. Om det går att använda *structured meshing* är detta det bästa sättet att ha kontroll över hur elementuppdelningen kommer att se ut, på grund av att BRIGADE/Plus då använder sig av fördefinierade elementmönster. Ett alternativ till *structured meshing* är att antingen använda sig av *swept meshing* eller *free meshing*. *Free meshing* är den metod som är mest flexibel men som också ger minst kontroll som användare vad gäller elementuppdelningsmönstret.

Figur 19 visar den meshade modellen.



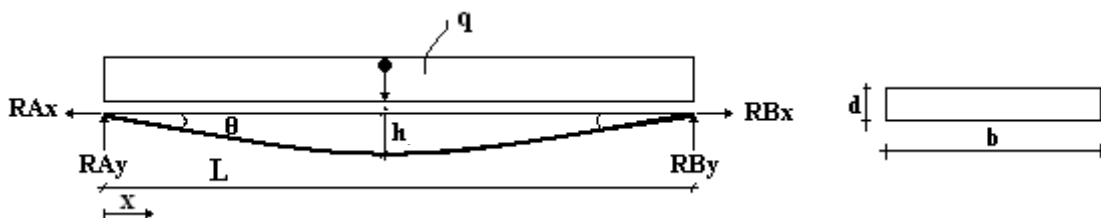
Figur 19: Beräkningsmodellens elementuppdelning

6.1.8 Job module

I *job module* analyseras modellen som skapats. I *job manager* skapas ett jobb, som sedan beräknas i solvern. I *job module* går det även att övervaka beräkningsprocessen.

6.2 Överslagsberäkning membranverkan

För att kunna verifiera resultaten från simuleringen är det lämpligt att utföra en överslagsberäkning. Överslagsberäkningen är utförd på en balk med ett spann med egentygnd motsvarande betong enligt figur nedan. Upplagen antas båda vara absoluta fix-upplag vilket är en förutsättning för beräkningsmodellen och för att membranverkan skall kunna utnyttjas. Det förutsätts att hela balken är uppsprucken och att det endast är armeringen som tar upp krafter. Det antas också att deformationerna blir så stora att armering kan jämföras med ett element utan någon böjstyvhet. Armeringen i beräkningsexemplet är inte avkortad utan löper oavbrutet från ena änden till de andra. Den erforderliga töjning som överslagsberäkningarna ger kommer att jämföras med resultatet från BRIGADE/Plus. Beräkningsgång enligt Schodek (1992).



Ingångsdata:

$$b = 3m$$

$$d = 0,6m$$

$$\gamma = 24kN/m$$

$$L = 23m$$

Last:

$$q = \gamma * b * d = 43,2kN/m$$

Upplagskrafter i y-led:

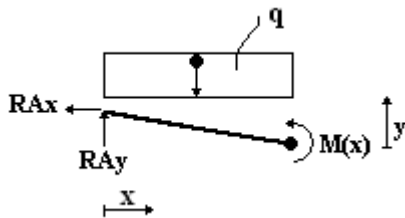
$$R_{Ay} = R_{By} = \frac{qL}{2} = 496,8kN$$

Moment kring mittpunkt ($L/2$) ger upplagskrafter i x-led:

$$R_{Ax} * h - q * \frac{L}{2} * \frac{L}{4} - \frac{L}{2} * R_{Ay} = 0 \Leftrightarrow$$

$$R_{Ax} = \frac{qL^2}{8h}$$

Det är även intressant att se hur nedböjningen y varierar längs x -axeln. Nedan härleds formeln för nedböjningen som funktion av x och maximal nedböjning h genom att göra en momentjämvikt kring godtycklig punkt på den deformerade kurvan enligt figur 20.



Figur 20:

$$M(x) = 0 \Leftrightarrow$$

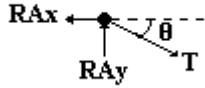
$$R_{Ax} * y - R_{Ay} * x + \frac{qx^2}{2} = 0 \Leftrightarrow$$

$$\frac{qL^2}{8h} y - \frac{qL}{2} x + \frac{qx^2}{2} = 0 \Leftrightarrow$$

$$y = \frac{4h}{L^2} (Lx - x^2)$$

Normalkraften i balken, när den får en kedjelinjeform och enbart belastas av sin egetyngd, varierar över balken beroende på vilken punkt i x-led som undersöks.

Vid upplagen fås $T_{0,L}$ enligt figur 21.



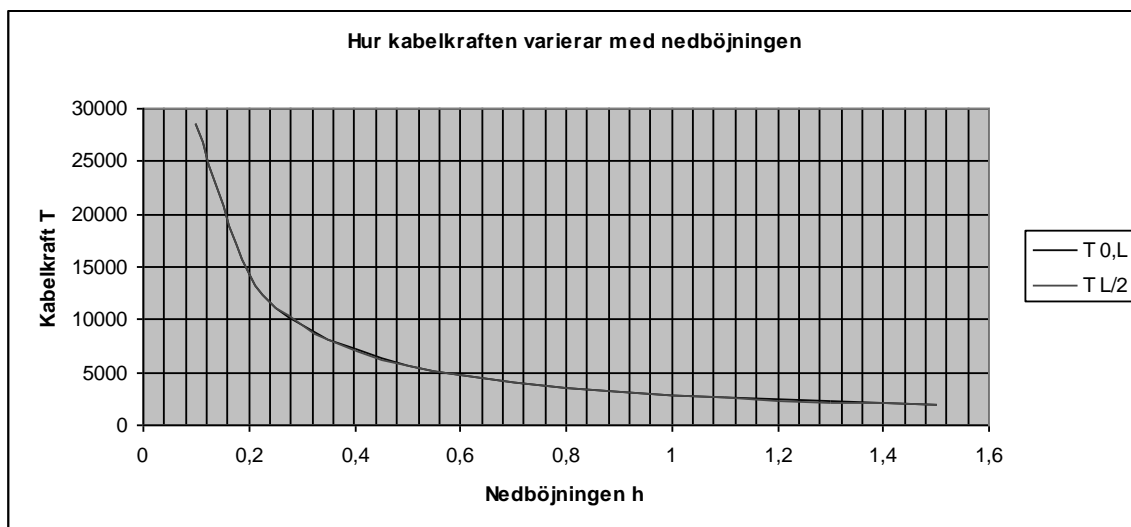
Figur 21

$$T_{0,L} = \sqrt{R_{Ax}^2 + R_{Ay}^2} = \frac{qL^2}{8h} \sqrt{1 + \frac{16h^2}{L^2}}$$

I mitten av spannet ($L/2$) gäller följande kraftjämvikt:

$$R_{Ax} \leftarrow \bullet \rightarrow T_{L/2} \quad \Rightarrow \quad T_{L/2} = \frac{qL^2}{8h}$$

Enligt formlerna ovan är normalkraften beroende av nedböjningen h . För att illustrera detta plottas normalkraft och nedböjning i figur 22.



Figur 22

Ur diagrammet dras slutsatsen att ju större nedböjning, desto mindre kraft i armeringen samt att för små värden på h är $T_{0,L} \approx T_{L/2}$.

För att membranverkan ska kunna uppstå krävs det att balken, i vårt fall armeringen, kan töjas en tillräckligt lång sträcka så att kraften i balken inte överstiger brottvärdet. Med hjälp av den mängd armering som finns i betongplattan går det att ta fram brottkraften i armeringen och därmed även den erforderliga töjningen. Beräkningen utförs för snittet mitt i balken och med den totala mängden armering som detta snitt innehåller. Mängden armering antas vara lika stor längs hela balken.

Armering

Mängd: 6 grupper á 12 Φ 20 s 250

1 grupp á 3 Φ 16

$$A_{tot} = 6 * 12 \frac{\pi 0,02^2}{4} + 3 \frac{\pi 0,016^2}{4} = 0,023 m^2$$

Kvalitet: Ks 600

$$f_{ud} = 750 MPa$$

Den kraft som armeringen kan ta upp i brottgräns beräknas nedan.

$$T = \sigma * A$$

$$T_{ud} = 750 * 10^6 * 0,023 = 17417 kN$$

Den minsta nedböjningen som krävs för att dessa krafter skall uppstå fås enligt följande beräkningar.

$$T_{L/2} = \frac{qL^2}{8h}$$

Således för brottgränsen gäller följande nedböjning.

$$T_{ud} \geq \frac{qL^2}{8h_{ud}} \Leftrightarrow h_{ud} \geq \frac{qL^2}{8T_{ud}} \Leftrightarrow$$

$$h_{ud} \geq 0,164$$

Denna nedböjning motsvarar en töjning i stålet enligt beräkningarna nedan.

Längden av en kurva ges av följande integral.

$$L = \int_a^b \sqrt{1 + (f'(x))^2} dx$$

Där f(x) är funktionen som beskriver kurvan och a samt b integrationsgränserna.

$$f(x) = y(x) = \frac{4h}{L^2} (Lx - x^2)$$

$$f'(x) = \frac{4h}{L^2} (L - 2x)$$

Insättning i integralen ger:

$$L_{ud}^* \int_0^{23} \sqrt{1 + \left(\frac{4h_{ud}}{L^2}(L - 2x)\right)^2} dx = 24,557m$$

Töjningen ε

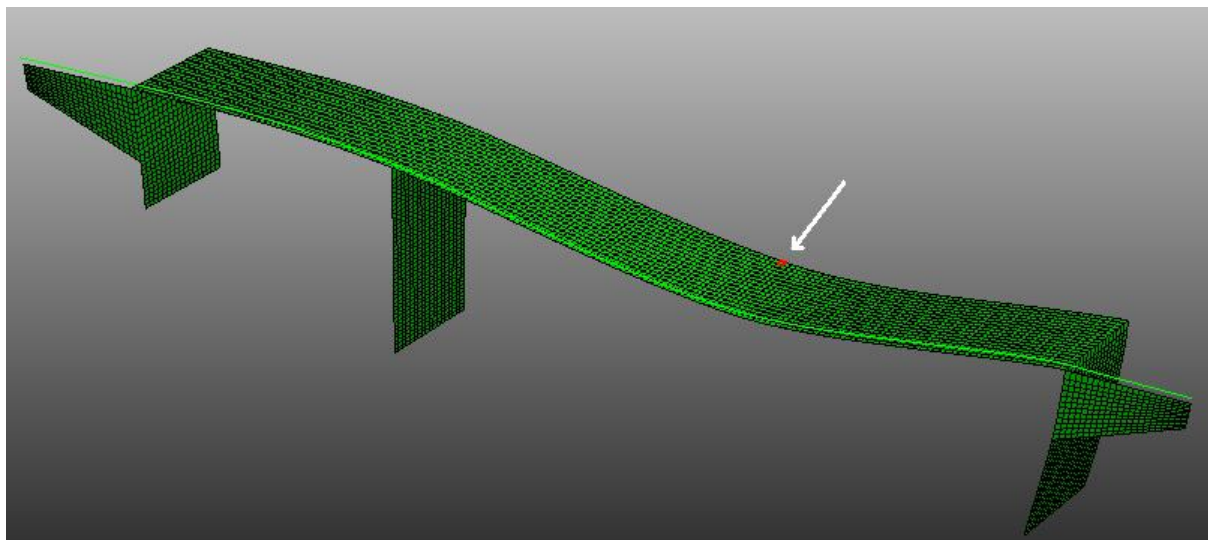
$$\varepsilon_{ud} = \frac{24,557 - 23}{23} = 0,068 = 6,8\%$$

Resultat:

Ovanstående beräkningar visar att det krävs en töjning i stålet på 6,8 % för att tillräckligt låg spänning skall utvecklas då balken belastas med sin egentyngd. För armeringsstålet Ks600s gäller att gränstöjning är ca 12 % (Betonghandboken Material, 1994) vilket är betydligt mer än vad överslagsberäkningen ger. Detta innebär att tillräcklig töjning kan bildas i armeringsstålet.

7 Resultat

Följande kapitel redovisar resultaten från de beräkningar som är utförda med BRIGADE/Plus. Redovisning av resultaten har gjorts i ett element. Det element som valts är det element som enligt beräkningarna har den största nedböjningen och som är utsatt för de största spänningarna. Det är även i detta element som de största plastiska deformationerna, både i betong och armering, uppstår. Det valda elementet visas i figur 23.



Figur 23: Nedböjning och det element som resultaten är baserade på.

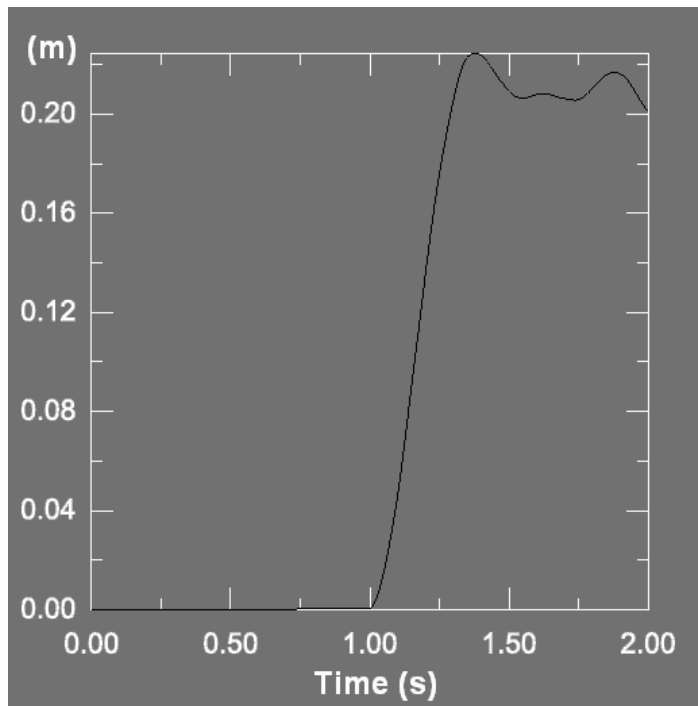
7.1 Deformation

Den maximala nedböjningen som uppkommer i brobaneplattan är 0,235 m. Hur deformationerna i vertikalled ser ut redovisas i figur 23. För det element där nedböjningen är som störst varierar denna med tidsförloppet enligt figur 24.

En viss stödförskjutning uppstår. Mittstödet förskjuter sig bort från spannet och det högra ändstödet förskjuter sig in mot spannet. De största förskjutningarna i stöden redovisas i tabellen nedan med positiva värden om de är åt vänster enligt figur 23.

| | |
|-----------|--------|
| Mittstöd | 3,2 cm |
| Ändstöd | 2,3 cm |
| Differens | 0,9 cm |

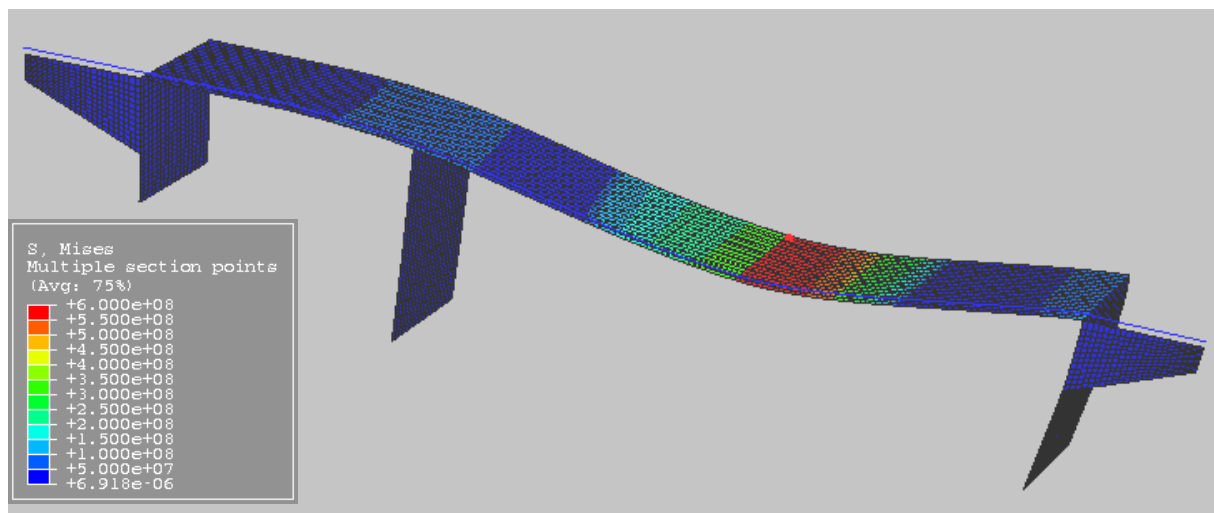
Att differens är positiv innebär att en ökning av längden i brobaneplattan inträffar.



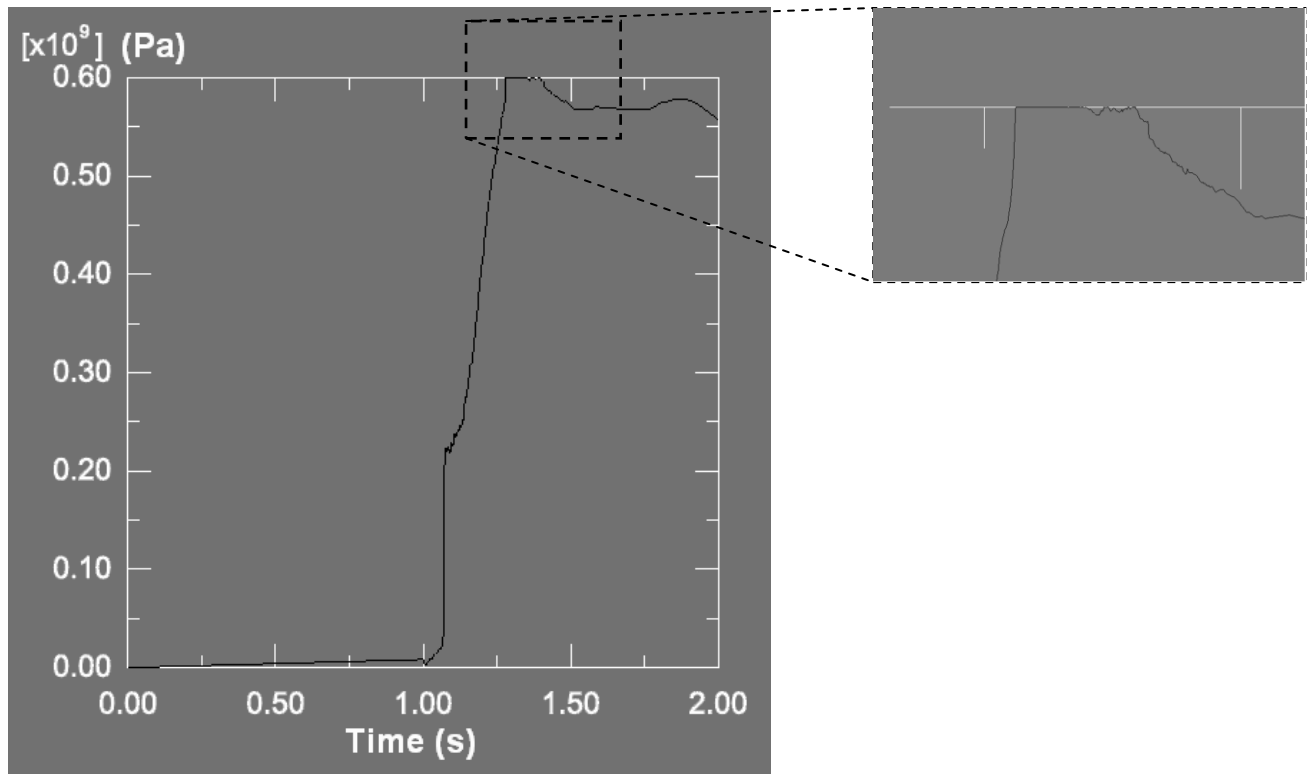
Figur 24: Nedböjning av brobaneplattan. Den första sekunden visar nedböjningen under det statiska steget. Den andra sekunden visar nedböjningen under det dynamiska förloppet.

7.2 Armering

När spänningarna i underkantsarmeringen utvärderas visar sig att den maximala spänningen uppgår till 600 MPa vilket är armeringens sträckgräns, se figur 25. Hur spänningen varierar med tiden redovisas i figur 26.

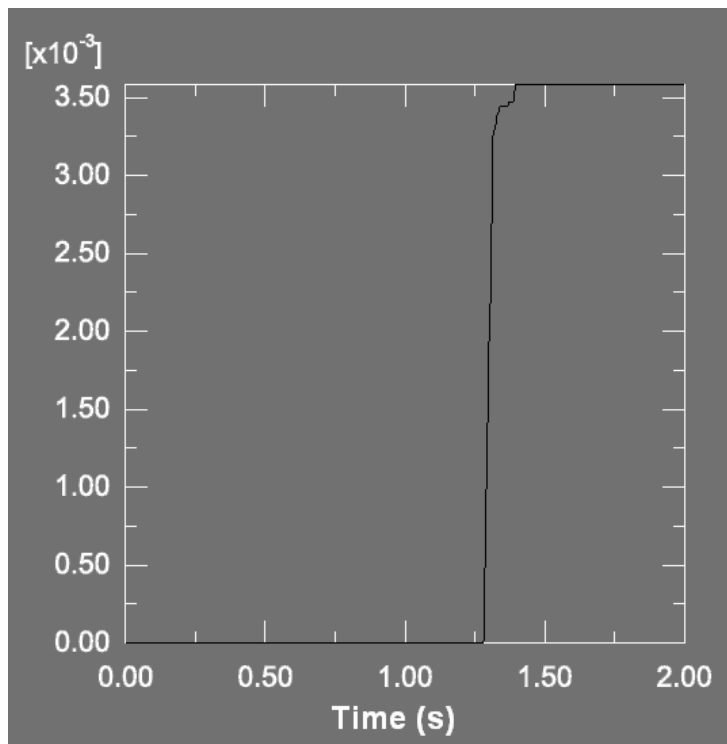


Figur 25: Spänningar i underkantarmering



Figur 26: Maximal spänning i underkantarmeringen över tiden. Till höger förstoring av området där sträckgränsen uppnås.

Figur 27 visar den plastiska töjningen som uppkommer i armeringsstålet. Storleken på den plastiska töjningen i armeringen enligt beräkningarna uppgår till $3,5 \cdot 10^{-3}$, vilket medför att den totala töjningen i armeringen kan beräknas med hjälp av arbetskurvan och den elastiska töjningen, se ekv 1.



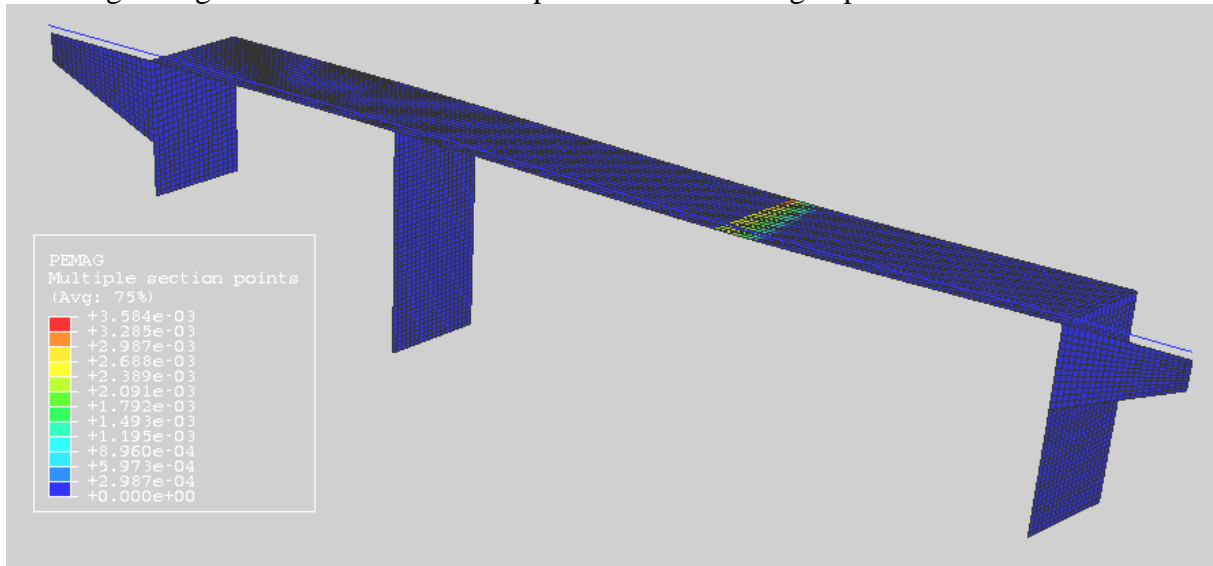
Figur 27: Plastisk töjning i underkantsarmeringen

$$\varepsilon_p = 3,58 * 10^{-3}$$

$$\varepsilon_y = 3,0 * 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_p + \varepsilon_y = 6,58 * 10^{-3}$$

Ovanstående beräknade töjning är en väldigt liten del av den totala töjningskapaciteten för armeringen. Figur 28 visar vart i brobaneplattan som armeringen plasticeras.

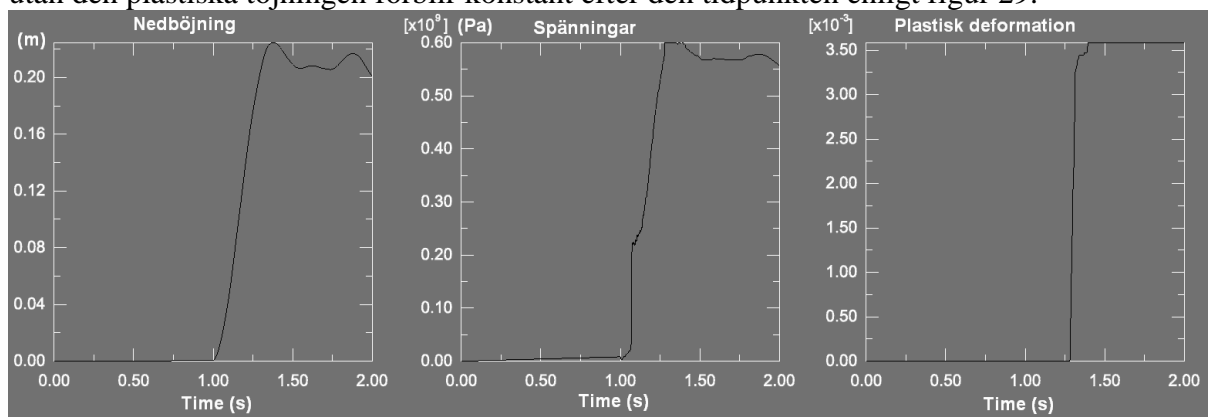


Figur 28: Plasticering i brobaneplatta

8 Slutsats

Nedböjningen blir som störst i mitten av det förlängda spannet. Armeringsmängden är som lägst just där eftersom avkortad armering har använts. Vad den avkortade armeringen gör för spänningsfördelningen i brobanan går att se i figur 25. Att armeringen är avkortad just vid det snitt som ligger mitt i det förlängda spannet gör att de största dragspänningarna uppstår just där. Det medför i sin tur att armeringen i detta snitt uppnår sträckgränsen och en viss plasticering förekommer i armeringen.

Om graferna över nedböjning och spänning i armeringen studeras är det enkelt att se att dessa är beroende av varandra. Efterhand som bron böjer ner ökar också spänningen i armeringen. Eftersom förloppet har beräknats dynamiskt kan man i nedböjningsplotten se att brobanan står och svänger lite upp och ned efter det att den nått den största nedböjningen. Eftersom spänningen sjunker efter att sträckgränsen uppnåtts, fortsätter inte armeringen att plasticeras, utan den plastiska töjningen förblir konstant efter den tidpunkten enligt figur 29.



Figur 29: Jämförelse mellan nedböjning, spänning och plastisk töjning i samma element

Att spänningen sjunker mot slutet av analysen kan tyda på att membranverkan utnyttjas enligt våra beräkningar i kapitel 6.2. Men, eftersom de plastiska deformationerna är små är det inte membranverkan som bidrar till att bron ”överlever”. Bron har en mycket låg utnyttjandegrad för lastfallet med egentyngd och har mycket momentkapacitet kvar.

Enligt de beräkningar som genomförts kommer bron att överleva det simulerade olycksfallet. Detta gäller enbart för det lastfall som vi räknat på dvs. att det endast är egentyngden som belastar bron. Om bron hade belastats med normal trafiklast utöver egentyngden skulle bron troligtvis ”överleva”. Den slutsatsen kan vi dra på grund av att spänningen i armering inte överskrider sträckgränsen när bron uppnått jämvikt. Skulle däremot en tung lastbil, som kan väga upp till 50 ton (ca 60 % av egentyngden på brospannet), köra över bron vid eller efter olyckstillfället kommer belastningen troligtvis bli för stor och armeringen går till brott, vilket skulle medföra att bron rasar.

När vi jämför överslagsberäkningen för töjningen i armeringen, enligt kapitel 6.2 och resultaten från FEM-beräkningarna enligt kapitel 7.2, ser man att det skiljer en del mellan resultaten. Resultatet från den första beräkningen visar att den erforderliga töjning som krävs för att tillräcklig låg spänning ska kunna utvecklas i stålet uppgår till 6,8 %. Enligt FEM-beräkningarna uppgår töjningen i stålet enbart till totalt 6,58 %.

Att resultaten skiljer sig åt beror på många saker. Den största orsaken till skillnaden beror på att bron inte är ett element utan böjstyvhet, som antagits i överslagsberäkningen. Betongen

och armeringen samverkar betydligt mer i verkligheten och dessutom deformeras och plasticeras inte armering så mycket att det går att säga att armeringen skulle verka som om den vore utan böjstyvhet. Överslagsberäkning som gjordes i kapitel 6.2 utgår från att membranverkan verkligen utnyttjas, vilket är ett extremfall. Den ökningen av längden som bildas i brobanan kan jämföras med en dragande normalkraft i denna vilket också ökar momentkapaciteten. Att det skiljer en tiopotens mellan resultaten är därför helt rimligt.

9 Diskussion

Varken i *ATB Bro 2004* eller den kommande standarden *BVVVTK Bro* står det något om vilken typ av stöd som bör väljas utan enbart vilka dimensioneringskrav som gäller. Detta anser vi inte vara tillräckligt för att säga att konstruktionen är robust och säker. Det beror delvis på att det finns olyckor som den i Eschede. Den bevisar vilka konsekvenser en kollaps av en bro kan leda till enbart på grund av att brostöden inte skyddas mot påkörning eller att brostöden inte utformats för att klara av en påkörning eller att brobanan inte dimensionerats för att vid olycksfall kunna klara av den längre spännvidden, som förorsakats av bortfallet av stöden.

För att skapa en så bra säkerhet som möjligt anser vi att det ska finnas riktlinjer för vilken typ av stöd som bör väljas beroende på brons funktion och brons omgivning. Om skivstöd hade varit normen och att pelare endast fick användas i specialfall hade det gett en robusthet och därmed en större säkerhet för konstruktionen. Detta gäller främst för broar över järnvägsspår. De kraftiga skivstöden kan vid bro över väg göra större skada än nytta då en påkörning förmodligen skulle resultera i att det fordon som kör på stödet får större skador än om stödet hade gett vika. Vad som ska prioriteras i detta fall kan givetvis diskuteras och beror delvis på vad det är för trafikintensitet på den väg som bron bär.

Vårt intryck är att de internationella rekommendationer som finns angående utformning av konstruktioner över järnvägar inte används i någon stor utsträckning i dagsläget. Hade t.ex. *UIC Code 777-2* använts, hade robustheten för brokonstruktioner ökat.

Det hade som alternativ eller komplement till utformning av själva brostöden och brobanan varit önskvärt att det i standarder och regler funnits krav på att skydda konstruktionen mot påkörning. Vi tycker inte att det räcker att ha urspårningsräler som enda skydd. Vi anser att skyddande konstruktionselement som t.ex. skyddsmurar borde användas i större omfattning än idag. För broar över väg finns detta skydd ofta i form av skyddsräcke vilket ger ett visst skydd, mot lätt trafik, för brostöden.

För att åstadkomma robusthet, både vad gäller att skydda konstruktioner mot påkörning och inbyggda konstruktionsfel, gäller det att tankar kring säkerhet kommer in tidigt i projekteringsprocessen. Det vore önskvärt att använda någon form av robusthetsindex vid projektering och dimensionering. Om det hade funnits med som ett kriterium vid dimensionering hade säkerheten mot progressiv kollaps på grund av oönskade händelser, ökat. Den nya normen *BVVVTK Bro* är i dagsläget inte färdigställd, så vi vet än så länge inte vad den kommer att innehålla vad gäller robusthet och säkerhet för konstruktioner, men det hade varit bra om det inom en snar framtid fanns någon form av robusthetsindex med i byggreglerna.

Angående våra beräkningar kan det diskuteras, att om kantbalken modellerats med sin verkliga styvhet hade den med största sannolikhet gjort bron styvare och därmed hade nedböjningen blivit mindre och spänningen i armeringen blivit lägre. Vid dimensionerande beräkning används inte det bärande tillskott som kantbalken ger, varför vi inte tagit med det i denna analys. Hade dessutom underkantsarmeringen dragits kontinuerligt genom hela brobanan och inte kortats av vid stöden skulle bron troligtvis klara större laster.

Vi valde att definiera alla konstruktionsmaterials hållfastheter med deras medelvärde vilket inte görs vid en vanlig dimensionering. Hade dimensionerande värden valts på alla material hade resultatet förmodligen blivit ett annat där nedböjningen troligtvis blivit större.

10 Referenser

Litteratur

A. Astaneh-Asl, E. A. Madsen, C. Noble, R. Jung, D. B. McCallen, M. S. Hoehler, W. Li and R. Hwa, Use of catenary cables to prevent progressive collapse of buildings, September 12 2001, Report no: UCB/STEEL-2001/02

Boverket, Boverkets konstruktionsregler - BKR., Boverket april 2003, ISBN: 91-7147-740-3

Boverket, Regelsamling för byggande - BBR 2008, Boverket juni 2008, ISBN 978-91-86045-02-9

PG. Burström 2001. Byggnadsmaterial, Studentlitteratur Lund, ISBN 91-44-01176-8

S. Casciati och L. Faravelli. 2008, Building a Robustness Index, Publicerad vid COST-TU0601 Workshop, Robustness of Structures, Zürich

D. C. Charmpis. 2008, Implementation aspects of a robustness index
Publicerad vid COST-TU0601 Workshop, Robustness of Structures, Timisoara

International Union of Railways., Structures built over railway lines, Construction requirements in the track zone, UIC Code 777-1, Paris 1997, ISBN 2-901585-60-4

T. Isaksson, A. Mårtensson, S. Thelandersson. 2005, Byggkonstruktion, Studentlitteratur Lund, ISBN 91-44-04707-X

D. Kamietzky, Design and Construction Failures: Lessons From Forensic Investigations, United States of America 1991, ISBN 0-07-033565-6

F. Knoll och T. Vogel. 2005, Design for robustness,
Publicerad vid Robustness of Structures, Workshop organiserad av JCSS & IABSE WC 1, Watford

Räddningsverket, Tågkatastrofen Eschede, Tyskland, Karlstad 1999, ISBN 91-7253-004-9

D.L Schodek, Structures: Second Edition, United States of America 1992, ISBN 0-13-855313-0

Socialstyrelsen, Tågolyckan i Tyskland 1998, KAMEDO-rapport 79, publicerad januari 2004

U. Starossek, Progressive Collapse of Bridges—Aspects of Analysis and Design, Hamburg 2006.

U. Starossek., Collapse resistance and robustness of bridges, Publicerad vid 4th International Conference on Bridge Maintenance, Safety, and Management, Seoul Korea, 2008

U. Starossek och M. Wolff. 2005, Design of collapse-resistant structures.
Publicerad vid Robustness of Structures, Workshop organiserad av JCSS & IABSE WC 1, Watford

H. Stempfle och T. Vogel. 2005, A concept to evaluate the robustness of bridges.,
Publicerad vid Robustness of Structures, Workshop organiserad av JCSS & IABSE WC 1,
Watford

Svensk Byggtjänst. 1994, Betonghandboken Material, utgåva 2, Stockholm, ISBN 91-
7332709-3.

S. Thelandersson, 2007, Robusta konstruktioner - vad är det? Presentation för Vägverket.
Konstruktionsteknik Lunds tekniska högskola

S. Troive, Vägverkets avdelning för bro och tunnlar, Optimala nya broar, Borlänge 2000

Vägverket, Sektion Bro- och Tunnelteknik, Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för
nybyggande och förbättring av broar, Bro 2004, Publikation 2004:56, Borlänge 2004
Kontaktpersoner: E. Rosell och R. Ronnebrant

Vägverket, Vägar och gators utformning (VGU), Borlänge och Stockholm 2004

Vägverket, Broar och Tunnlar, Remiss av förslag till BVVVTK Bro och TR Bro

Elektronisk källa

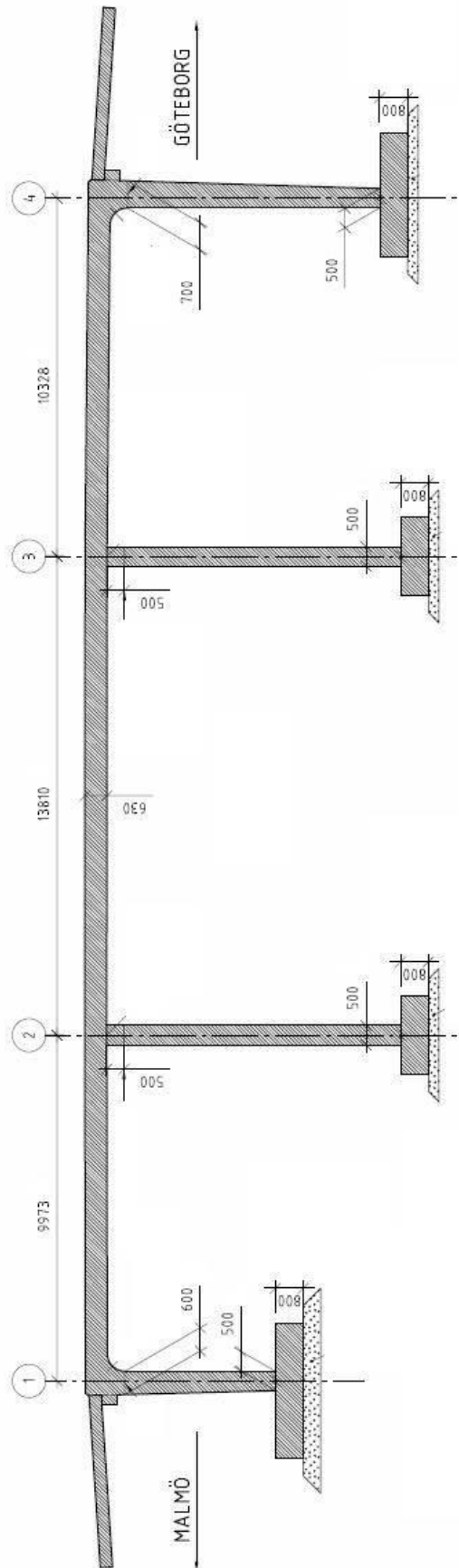
Banverket och Vägverket. BVVVTK Bro, Under utveckling (Remiss)
www.vv.se/filer/15000/bro_08_tk_del_b_remiss.pdf
hämtad 2008-11-27

Bilder

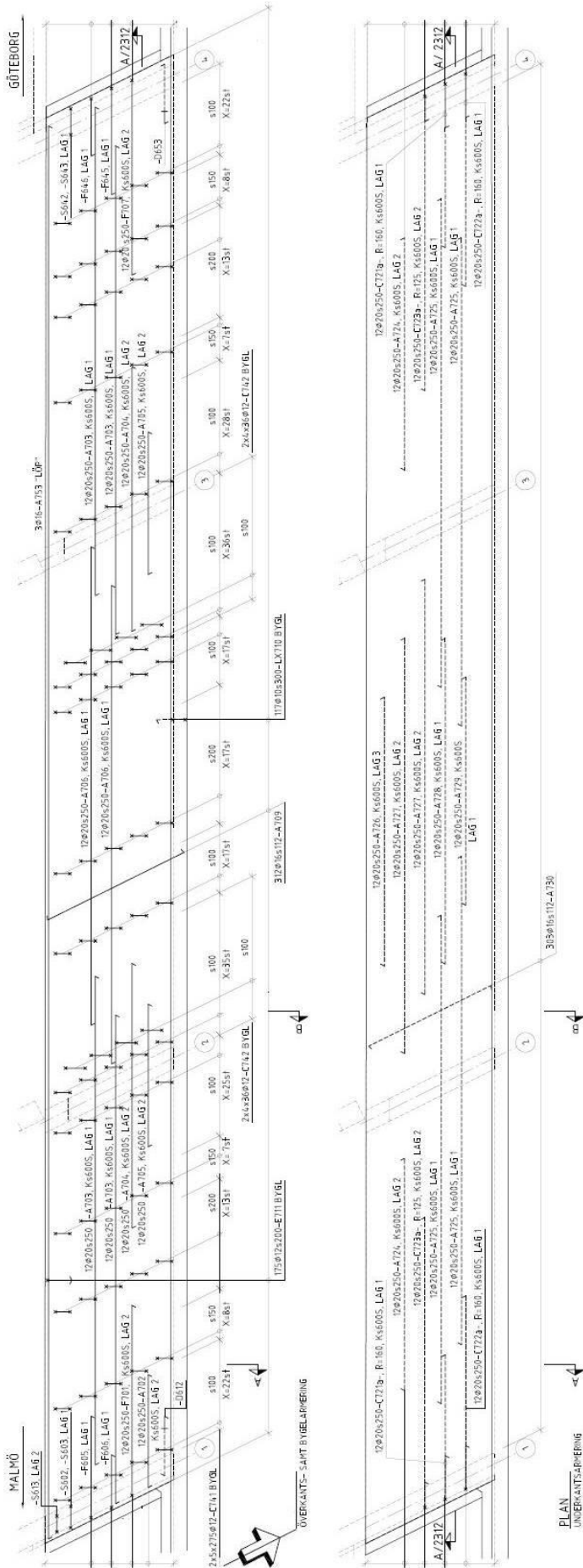
A. Wahlberg, 2008, Reinertsen Sverige AB

11 Bilagor

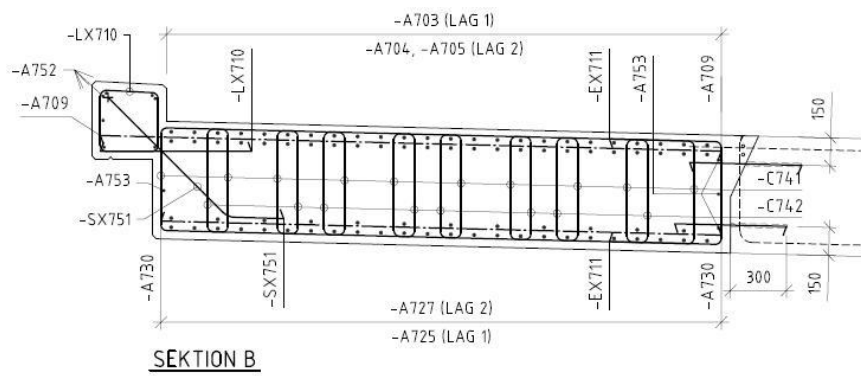
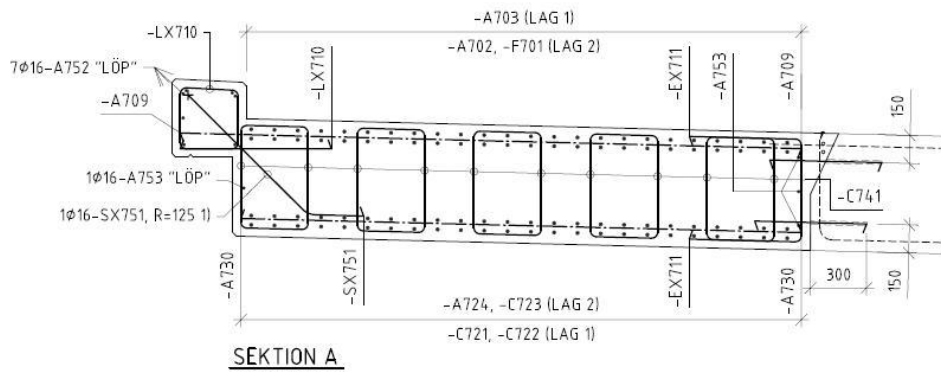
Bilaga 1 - Ritningar över geometri och armering



Brons Geometri



Armeringsritning - Plan

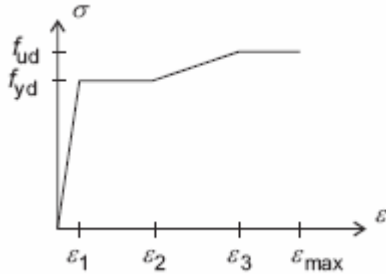


Armeringsritning - Tvärsnitt

Bilaga 2

Beräkning av arbetskurvor för stål

För ett godkänt konstruktionsstål kan en schematisk arbetskurva enligt figur nedan, beräknas enligt BSK07 3:34.



$$\epsilon_1 = \frac{f_{yd}}{E_d} \qquad \epsilon_2 = 0,025 - 5 \frac{f_{yd}}{E_d}$$

$$\epsilon_3 = 0,02 + 50 \frac{f_{ud} - f_{yd}}{E_d} \qquad \epsilon_{max} = \frac{\epsilon_3}{0,8}$$

B500B

Materialdata:

$$E = 200\text{GPa}$$

$$f_{yk} = 500\text{MPa}$$

$$f_{uk} = 650\text{MPa}$$

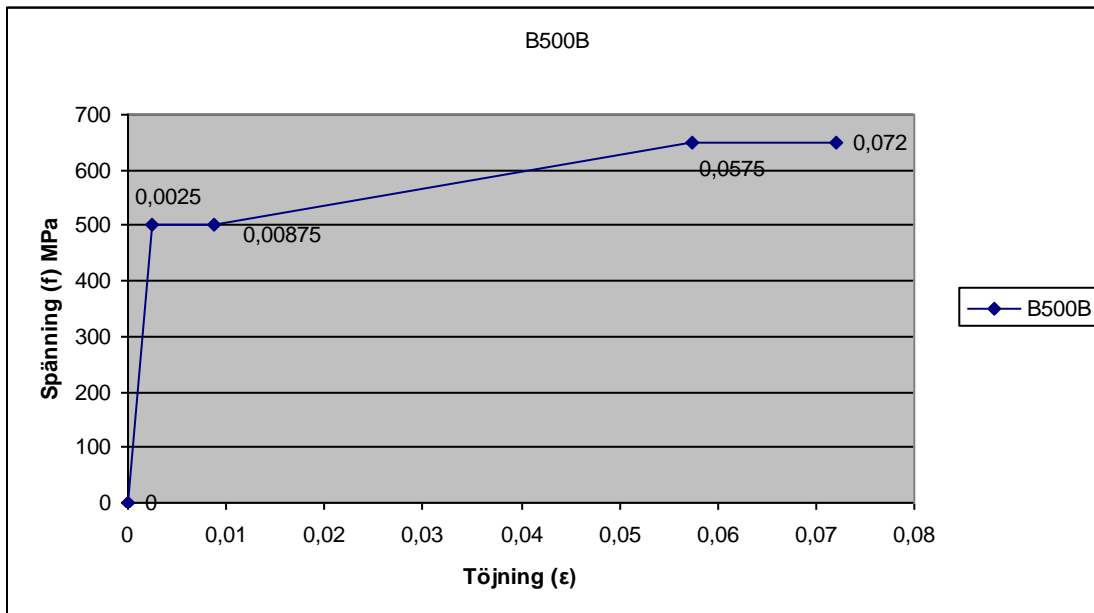
Beräkningar:

$$\varepsilon_1 = \frac{500}{200e^3} = 0,0025$$

$$\varepsilon_2 = 0,025 - 5 \frac{500}{650} = 0,00875$$

$$\varepsilon_3 = 0,02 + 50 \frac{650 - 500}{200} = 0,0575$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{0,0575}{0,8} = 0,072$$



Ks600s

Materialdata:

$$E = 200\text{GPa}$$

$$f_{yk} = 600\text{MPa}$$

$$f_{uk} = 750\text{MPa}$$

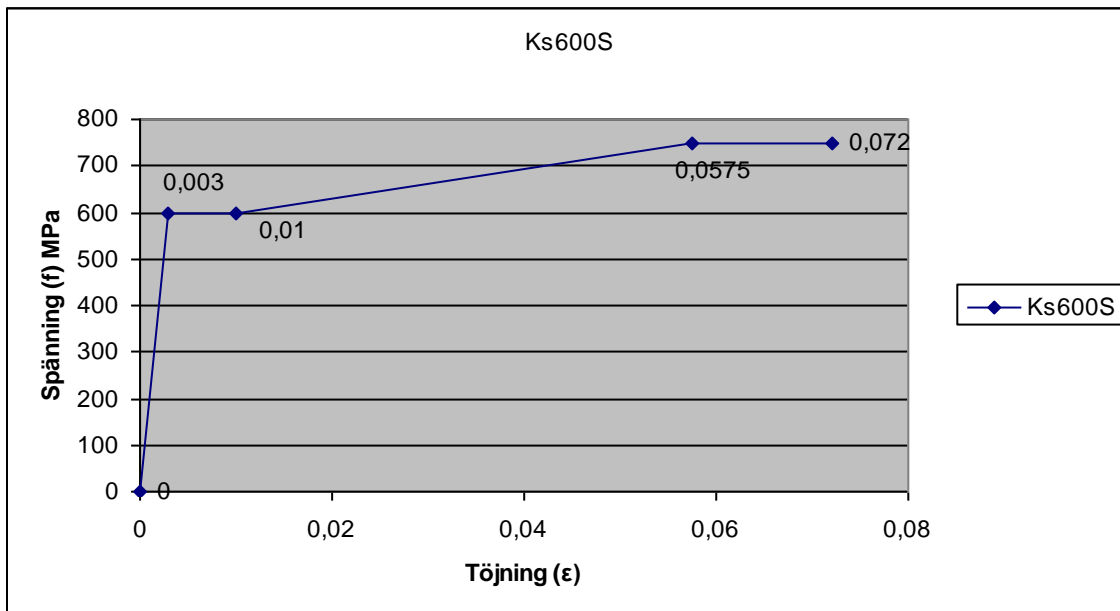
Beräkningar:

$$\varepsilon_1 = \frac{600}{200e^3} = 0,003$$

$$\varepsilon_2 = 0,025 - 5 \frac{600}{750} = 0,01$$

$$\varepsilon_3 = 0,02 + 50 \frac{650 - 500}{200e^3} = 0,0575$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{0,0575}{0,8} = 0,072$$

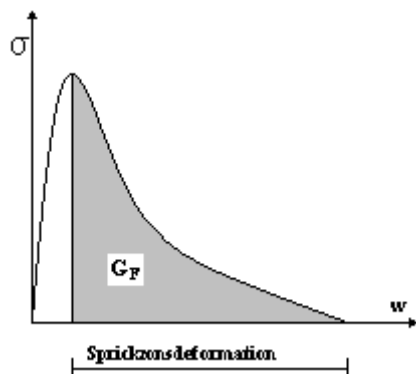


Bilaga 3

Beräkning av arbetskurvor för betong

Brottenergiberäkning

För att kunna bestämma hur arbetskurvan för betong ser ut då materialet utsatt för dragpåverkan utnyttjas den energi som frigörs då brott uppstår. Enligt teorin är brottenergin lika med integralen under en spänning (σ) – deformation (w) kurva (Betonghandbok, Material), se figur nedan.



Formel för att beräkna deformationen w ges enligt följande:

$$w = \frac{2G_F}{f_t}$$

Brottenergin G_f som åtgår för att en spricka skall uppstå är ett materialvärde och går att hitta i tabell 11.15:4 i betonghandbok. Brottenergin för de två betongkvalitéerna som finns i konstruktionen kan antas

var lika stora och beräknas med hjälp utav interpolation. För största kornfraktion 25mm gäller följande värde på brottenergin:

$$G_F = \frac{150 - 90}{32 - 16} * 25 = 94 \text{ Nm} / \text{m}^2$$

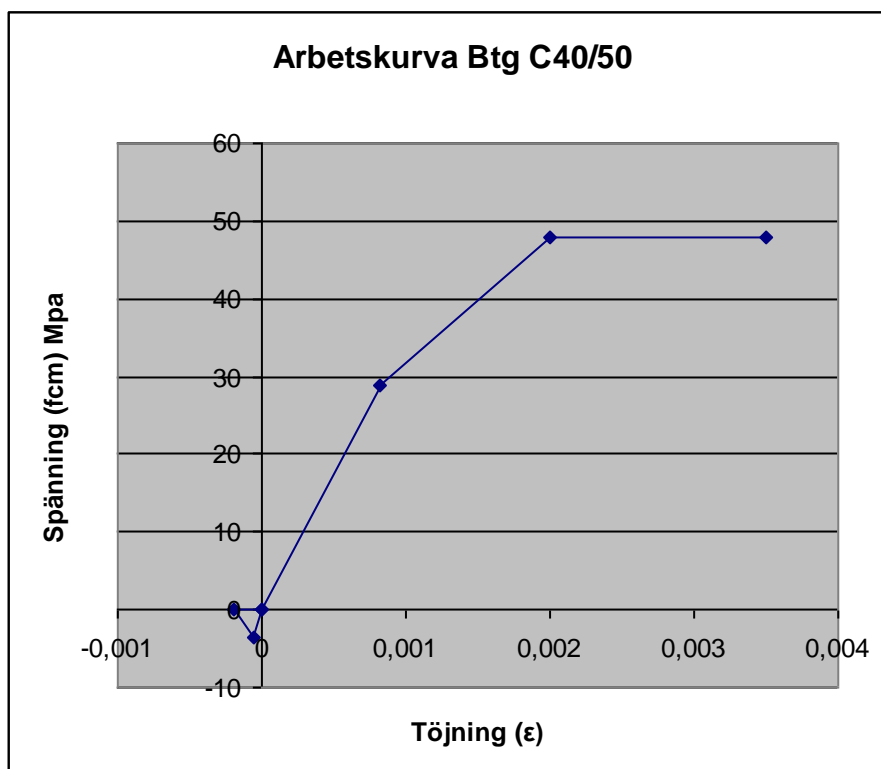
Beräkningstabell:

| Betongkvalitet | G_F (Nm/m ²) | f_{ctm} (MPa) | w (m) |
|----------------|----------------------------|-----------------|-------------------|
| C35/45 | 94 | $3,5 * 10^6$ | $5,37 * 10^{-5}$ |
| C40/50 | 94 | $3,2 * 10^6$ | $5,875 * 10^{-5}$ |

Värdena på deformationen och på medeldraghållfastheten förs in i materialegenskaper för respektive betong i beräkningsprogrammet BRIGADE+.

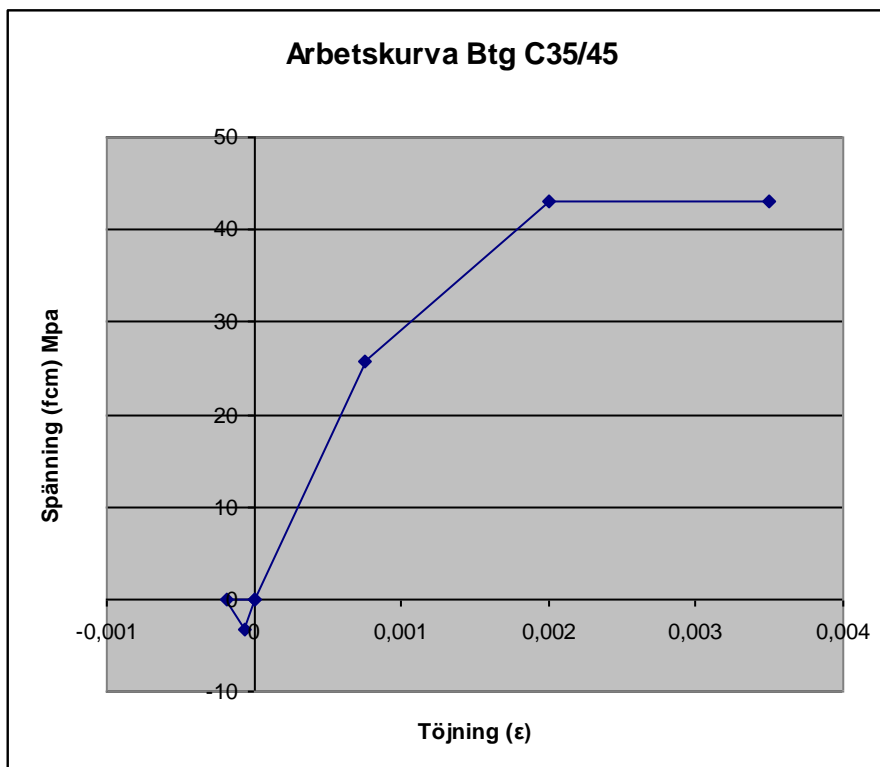
Betong C 40/50

| Arbetskurva tryckt | Spänning (fcm) Mpa | Töjning (ϵ) | Plastisk töjning (ϵ_p) | E-modul (Ecm) GPa |
|--------------------|---------------------|------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| | 0 | 0 | | 35 |
| | 28,8 | 0,000822857 | 0 | |
| | 48 | 0,002 | 0,001177143 | |
| | 48 | 0,0035 | 0,002677143 | |
| | | | | |
| | | | | |
| Arbetskurva dragen | Spänning (fctm) Mpa | Töjning (ϵ) | Plastisk töjning (ϵ_p) | E-modul (Ecm) GPa |
| | 0 | 0 | | 35 |
| | -3,5 | -0,00006 | 0 | |
| | 0 | -0,00019 | 0,00013 | |



Betong C 35/45

| Arbetskurva tryckt | Spänning (fcm) Mpa | Töjning (ϵ) | Plastisk töjning (ϵ_p) | E-modul (Ecm) GPa |
|--------------------|---------------------|------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| | 0 | 0 | | 34 |
| | 25,8 | 0,000758824 | 0 | |
| | 43 | 0,002 | 0,001241176 | |
| | 43 | 0,0035 | 0,002741176 | |
| | | | | |
| | | | | |
| Arbetskurva dragen | Spänning (fctm) Mpa | Töjning (ϵ) | Plastisk töjning (ϵ_p) | E-modul (Ecm) GPa |
| | 0 | 0 | | 34 |
| | -3,2 | -5,64706E-05 | 0 | |
| | 0 | -0,00019 | 0,000133529 | |



Bilaga 4 – Armeringsmängd

Armering I brobana

| Längsgående armering Sektion 1-8 | Sektion 1 (0 - 3 m) | Sektion 2 (3-4,5m) | Sektion 3 (4,5 - 6.5 m) | Sektion 4 (6.5 - 7 m) | Sektion 5 (7 - 8 m) | Sektion 6 (8 - 9 m) | Sektion 7 (9 - 11,5 m) | Sektion 8 (11,5 - 12,5 m) |
|-------------------------------------|------------------------|-----------------------|----------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|------------------------------|
| Armering Ks 600 S | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 |
| Antal grupper i ÖK | 4 | 3 | 2 | 3 | 3 | 4 | 4 | 3 |
| Mellanrum mellan armering i ÖK | 62,5 | 83,3 | 125 | 83,3 | 83,3 | 62,5 | 62,5 | 83,3 |
| Antal grupper i UK | 3 | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 2 | 3 |
| Mellanrum mellan armering i UK | 83,3 | 62,5 | 62,5 | 62,5 | 83,3 | 83,3 | 125 | 83,3 |
| Area Total | 0,026389378 | 0,026389378 | 0,022619467 | 0,026389378 | 0,022619467 | 0,026389378 | 0,022619467 | 0,022619467 |

| Längsgående armering Sektion 9-16 | Sektion 9 (12,5 - 13,5 m) | Sektion 10 (13,5 - 20,5 m) | Sektion 11 (20,5 - 22 m) | Sektion 12 (22 - 25,5 m) | Sektion 13 (25,5 - 27 m) | Sektion 14 (27 - 29 m) | Sektion 15 (29 - 30,5 m) | Sektion 16 (30,5 - 34 m) |
|--------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Armering Ks 600 S | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 | 12Φ20 s250 |
| Antal grupper i ÖK | 2 | 2 | 3 | 4 | 3 | 2 | 3 | 3 |
| Mellanrum mellan armering i ÖK | 125,0 | 125,0 | 83,3 | 62,5 | 83,3 | 125,0 | 83,3 | 83,3 |
| Antal grupper i UK | 4 | 5 | 3 | 2 | 3 | 4 | 4 | 3 |
| Mellanrum mellan armering i UK | 62,5 | 50,0 | 83,3 | 125,0 | 83,3 | 62,5 | 62,5 | 83,3 |
| Area Total | 0,022619467 | 0,026389378 | 0,022619467 | 0,022619467 | 0,022619467 | 0,022619467 | 0,026389378 | 0,022619467 |

Tvärgående armering

| | |
|---------------------------|-------------|
| Armering B500B | |
| Överkant längs hela bron | 312Φ16 s112 |
| Underkant längs hela bron | 303Φ16 s112 |

Vertikal armering i stöd

| | Stöd 1 | Stöd 2 | Stöd 4 | Vingmur |
|--------------------------------|------------|------------------------|------------|-----------|
| Armeringskvalite | Ks600S | B500B | Ks600S | B500b |
| En armeringsgrupp | 12Φ20 s280 | 6Φ16 s600/5Φ16 s600 | 12Φ20 s280 | 19Φ12s200 |
| Antal grupper i vänsterkant | 2 | 2 | 2 | 1 |
| Mellanrum mellan armering i VK | 140 | 300 | 140 | 200 |
| Antal grupper i högerkant | 2 | 2 | 3 | 1 |
| Mellanrum mellan armering i HK | 140 | 300 | 93,3 | 200 |