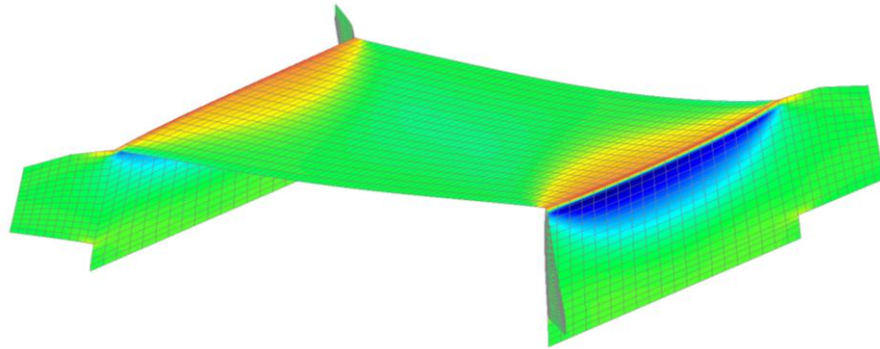


# Tvångskrafter i betongbroar

- Analys och implementering av metod för  
reducering av tvångskrafter



**Jörgen Andersson**  
**Linus Andersson**

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lund Universitet, 2010

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

## **Tvångskrafter i betongbroar**

- Analys och implementering av metod för reducering av tvångskrafter

### Restraint forces in concrete bridges

Jörgen Andersson  
Linus Andersson

2010

#### **Abstract**

Nowadays concrete structures are often designed with a complex geometry, which demands finite element analysis. A well known problem in relation to finite element analysis is restraining forces, which may be strongly overestimated in linear analyses of concrete structures. Restraint forces are internal forces that are created when a structure is prevented from movement. Restraint forces can for example occur in connection with uneven support displacement, shrinkage and temperature loading.

Centerlöp & Holmberg is a one of Sweden's leading companies when it comes to design and construction of bridges and tunnels, and has recently developed a proposal for a solution to this problem. Broadly speaking, the method takes concrete cracking into account by recalculating the restraining forces to an additional tension in the reinforcement.

In this report the method is evaluated and tested. The method is primarily evaluated and discussed, by using simple beam models. The method is also tested in a case, where a skew concrete bridge is analyzed. The method has great effect on the amount of reinforcement, especially near edges.

Rapport TVBK-5180  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-10/5180+91p

Examensarbete  
Handledare: Magnus Gilljam, Martin Roos  
Examinator: Sven Thelandersson, Professor, Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Januari 2010

## **Förord**

Detta examensarbete har genomförts under perioden september 2009 till och med februari 2010, som en avslutning på våra studier vid Väg- och Vattenprogrammet på Lunds Tekniska Högskola. Examensarbetet genomfördes vid avdelningen för Konstruktionsteknik LTH i samarbete med Centerlöf & Holmberg. Arbetet har utförts på Centerlöf & Holmbergs kontor i Malmö.

Idén till examensarbetet är utformad av Magnus Gilljam, konstruktör på Centerlöf & Holmberg.

Vi vill tacka våra handledare Magnus Gilljam och Martin Roos på Centerlöf & Holmberg för deras goda handledning, råd och engagemang.

Vi vill även tacka vår examinator Prof. Sven Thelandersson för hjälp och vägledning i arbetet.

Slutligen vill vi också tacka samtliga medarbetare på Centerlöf & Holmberg för deras hjälp och stora engagemang samt att vi haft möjlighet att utföra arbetet på Centerlöf & Holmbergs kontor i Malmö, där vi har haft tillgång till all nödvändig utrustning.

Malmö, februari 2010

Jörgen Andersson och Linus Andersson



## Sammanfattning

I takt med att det byggs fler betongkonstruktioner med komplicerad geometri har behovet av beräkningsmodeller i finita elementprogram blivit allt större. Finita elementprogram är idag ett vanligt verktyg för att analysera och dimensionera betongkonstruktioner.

Ett välkänt problem i 3D finita elementmodeller är hanteringen av tvångskrafter, som felaktigt kan resultera i orimliga armeringsmängder. Tvångskrafter är inre krafter som skapas då en konstruktion hindras från att anta dess obelastade form och uppstår exempelvis vid ojämn stödförskjutning, krympningsdifferens mellan konstruktionsdelar eller vid temperaturlast.

Centerlöf & Holmberg har arbetat fram ett förslag på en lösning av detta problem. Lösningemetoden innebär i stora drag att dimensioneringen utgår från två lastkombinationer, en med och en utan tvångslaster. Differensen mellan dessa båda beräkningar ger tvångskrafterna, som sedan räknas om till en tillskottsspänning, utifrån armeringens töjning.

I examensarbetet utvärderas och fastställs metoden samt implementeras i den praktiska dimensioneringsgången. Utvärderingen baseras främst på enkla ickelinjära FEM-analyser, av balkar utsatta för tvångsbelastning.

Armerad betong är ett mycket komplext material där betongen tillåts spricka i dragna delar. Detta medför beräkningstekniska svårigheter och kräver ofta flera antagande i beräkningsteorin. Ett första steg i vår undersökning blir således att kontrollera om metoden är teoretiskt korrekt och ger resultat på säkra sidan.

För att få en uppfattning om hur metoden kan implementeras i den praktiska dimensioneringsgången görs en fallstudie, där en sned platttrambro analyseras. Erforderliga armeringsmängder tas fram för bronns kritiska delar, dels med en vanlig hantering av tvångslasten samt med hänsyn till reducering enligt den föreslagna metoden.

Det visar sig att skillnaden på armeringsbehovet blir stor i tvärled, framförallt vid gjutfogar, där tvångskrafterna är stora. Val av randvillkor är också viktigt för att minska tvångskraften.

En svårighet i fallstudien är att avgöra rimligheten på armeringsbehoven. Även om en jämförelse på behoven, med respektive utan reducering av tvångskrafter, är intressant krävs någon form av referens för att kunna urskilja vilka resultat som är direkt felaktiga. I detta fall jämförs resultaten med behov framtagna med Uppenbergs metod. Uppenbergs metod ger förhållandevis grova resultat men är välbeprövad och utgör en bra referens i fråga om storleksordningen på behoven. Det visar sig att en reducering av tvångskrafterna ger armeringsbehov som ligger relativt nära resultat som erhålls från Uppenbergs metod.



# Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Bakgrund .....	1
1.2	Syfte.....	1
1.3	Metod .....	1
1.4	Mål.....	1
1.5	Frågeställningar .....	1
1.6	Avgränsningar.....	2
2	Normer och bestämmelser.....	3
3	Tvångskrafter.....	5
3.1	Exempel på problem i samband med linjärelastisk modell.....	5
3.2	Hur har tvångskrafter hanterats traditionellt?.....	7
4	Metod för hantering av tvångskrafter.....	9
4.1	Armeringens töjning efter uppsprickning .....	15
4.2	Inverkan av dragen betong mellan sprickor .....	17
4.3	Utvärdering av tvång som ger upphov till moment .....	20
4.3.1	Ickelinjär beräkning i LUSAS .....	20
4.3.2	Momentets förändring vid uppsprickning .....	23
4.3.3	Inverkan av förändrad deformationsform .....	26
4.3.4	Jämförelse med föreslagen metod.....	30
4.4	Slutsats och implementering i arbetsgång.....	32
5	Fallstudie: Sned platttrambro.....	35
5.1	Inledning.....	35
5.2	Förutsättningar.....	36
5.2.1	Material .....	37
5.2.2	Grundläggning .....	37
5.2.3	Laster .....	38
5.2.4	Avgränsningar och antagande.....	38
5.3	Modellering .....	39
5.3.1	Geometri.....	39
5.3.2	Material .....	41
5.3.3	Elementnät .....	41
5.3.4	Upplag.....	42
5.3.5	Laster .....	43



5.3.6	Lastkombinering .....	49
5.4	Resultat.....	51
5.4.1	Armeringens orientering .....	53
5.4.2	Kontrollerade snitt.....	54
5.4.3	Snittkrafter i armeringsriktningar.....	55
5.4.4	Armeringsbehov .....	57
5.5	Utvärdering av armeringsbehov.....	66
6	Diskussion.....	73
7	Referenser .....	75
8	Bilagor.....	77
8.1	Bilaga 1: Materialdata för icke linjär betong (Concrete 94).....	77
8.2	Bilaga 2: Excelblad för beräkning av snittkrafter i armeringsriktningen .....	78

# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

I stor utsträckning utnyttjas finita elementprogram för att analysera betongkonstruktioner med komplicerad geometri. Ett vanligt problem är hanteringen av tvångskrafter i 3-dimensionella finita elementmodeller, som felaktigt kan resultera i orimliga armeringsmängder. Problemet uppstår framförallt i statiskt obestämda skalmodeller. Centerlöf & Holmberg, som är ett av Sveriges ledande företag inom projektering och konstruering av broar och tunnlar, har nyligen arbetat fram ett förslag på hur tvångskrafterna kan hanteras.

Centerlöf & Holmberg står även för handledning och är samarbetspartner för detta examensarbete samt tillhandahåller ritningar och teknisk beskrivning för fallstudien.

## 1.2 Syfte

I examensarbetet ska lösningsmetoden utvärderas. Metoden ska förhoppningsvis förfinas och implementeras i den praktiska dimensioneringsgången.

## 1.3 Metod

För att få en uppfattning om problematiken kring tvångskrafter görs ett antal FE-analyser på enkla ramkonstruktioner.

Lösningsmetoden skall sedan utvärderas, samt förfinas om så krävs. Utvärderingen skall främst baseras på enkla icke-linjära FE-analyser, av balkar utsatta för väldefinierad tvångsbelastning.

Den fastställda metoden tillämpas i en fallstudie, där en sned plattrambro studeras. Bron som undersöks är konstruerad av Centerlöf & Holmberg.

Beräkningssimuleringar görs med hjälp av finita elementprogrammet LUSAS Bridge Plus.

Beräkningar och dimensionering görs enligt normer och bestämmelser, BBK 04 samt Bro 2004.

## 1.4 Mål

- Metoden, för analys av tvångskrafter, skall utvärderas, förfinas och verifieras.
- Metoden ska testas i en fallstudie.
- Metoden ska implementeras för allmän dimensioneringsmetodik.

## 1.5 Frågeställningar

- Är metoden teoretiskt korrekt?
- Ger metoden resultat på säkra sidan?
- Kan metoden tillämpas i praktiken?
- Hur kan metoden implementeras i den allmänna dimensioneringsgången?
- Måste den allmänna dimensioneringsgången förändras?

## **1.6 Avgränsningar**

Examensarbetet behandlar inte huruvida laster, enligt gällande normer och bestämmelser, är rimliga, eller inte.

De teoretiska svårigheterna ligger i hur stor del av tvångskraften som försvinner då betong spricker. I vissa fall är det uppenbart att lasten är orimlig, exempelvis då temperaturen ändras abrupt mellan anslutande byggnadsdelar. Rimligheten och storleksordningen på tvångslasten tillhör däremot en annan frågeställning. Detta påverkar dessutom inte teorin bakom metoden, som ska vara tillämpbar oavsett belastningens storlek.

Avgränsningar och antaganden i fallstudien samt övriga beräkningsmodeller resovisas i respektive kapitel.

## 2 Normer och bestämmelser

Nybyggande och förbättringar av brokonstruktioner skall idag följa krav som ges av Bro 2004, som är en allmän teknisk beskrivning (ATB). Bro 2004 redogör bl.a. för hur man hanterar laster och beskriver de allmänna förutsättningarna. Vid dimensionering av betongkonstruktioner används handboken BBK 04 (Boverkets handbok om betongkonstruktioner), där kommentarer och exempel på lösningar redovisas.

Enligt Bro 2004 ska hänsyn tas till tvångslaster i form av temperaturlast, krympning och stödförskjutning.

För krympning gäller:

*"Hänsyn ska tas till olikheter i krympning mellan en konstruktions olika delar, exempelvis då dessa är gjutna vid olika tidpunkter"*

För stödförskjutning gäller:

*"Stödförskjutning ska antas ske under ett eller flera stöd och ska kombineras så att ogynnsammaste inverkan uppstår."*

*"Vid uppdelat stöd på separata bottenplattor ska inverkan av ojämn sättning hos pelarna beaktas genom en förutsatt inbördes stödförskjutning."*

För temperaturlast gäller att skilda konstruktionsdelar ska tilldelas en temperaturändring som ger upphov till olika längdutvidgningar.



### 3 Tvångskrafter

Tvångskrafter skapas då en konstruktion hindras från att anta sin obelastade form. Tvångskrafter uppstår exempelvis vid ojämn stödförskjutning, krympning av enskilda konstruktionsdelar eller vid temperaturlastning, antingen i form av en temperaturgradient i en enskild konstruktionsdel eller vid temperaturskillnad i intilliggande konstruktionsdelar.

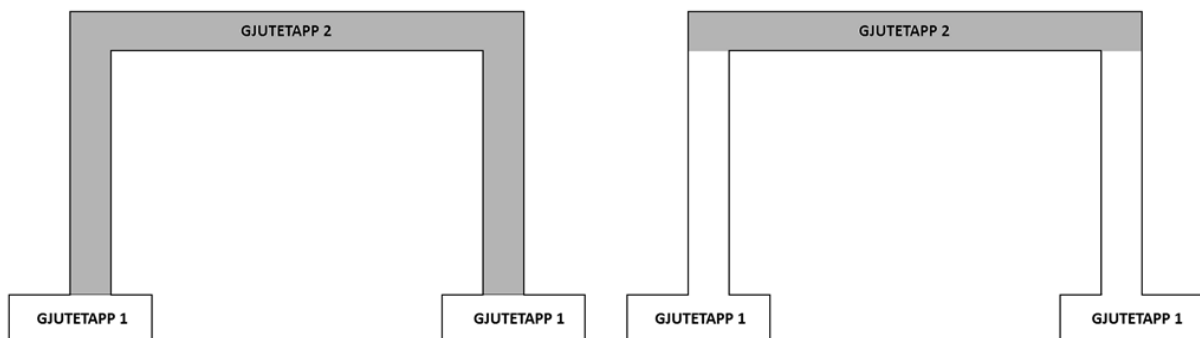
Tvångskrafter skiljer sig principiellt ifrån yttre laster, som egentlig, jordtryck och trafiklast, genom att de är direkt kopplade till konstruktionens styvhetsegenskaper. För statiskt bestämda konstruktioner har styvheten ingen betydelse för spänningsnivåerna som uppstår vid yttre belastning. Vid tvångslast bestäms däremot spänningen utifrån konstruktionens styvhet, vid en given deformation. Förenklat kan man säga att; för yttre belastning bestäms deformationen av lastens storlek, för tvångslaster bestäms påkänningen av deformationen.

En av konsekvenserna av detta faktum är att elasticitetsmodulen som används i beräkningsmodellen får stor inverkan på tvångskrafterna, i fråga om resultatens giltighet.

Ytterligare en väsentlig egenskap hos tvångskrafter är att de reduceras då styvheten avtar, till skillnad ifrån yttre laster som kvarstår oavsett konstruktionens styvhet. Detta har stor betydelse vid analys av betongkonstruktioner. Armerad betong är ett synnerligen olinjärt material, som tillåts spricka i dragna delar vid samverkan av dragen armering. Eftersom betongen spricker minskar dess böjstyvhet och således också tvångskrafterna. (R.J. COPE, 1984)

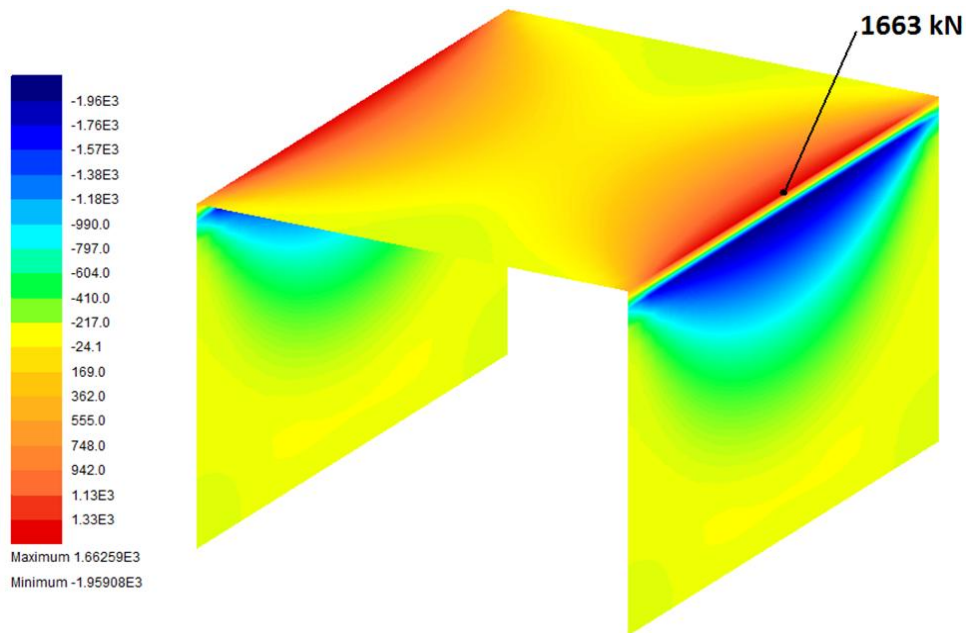
#### 3.1 Exempel på problem i samband med linjärelastisk modell

Då intilliggande konstruktionsdelar gjuts vid olika tidpunkter uppstår tvångskrafter, beroende på att betong krymper då den härdar. Enligt Bro 2004 skall brokonstruktioner dimensioneras för en krympning på  $\epsilon_{cs} = 0.25 \cdot 10^{-3}$  m/m (gäller för 75 % RH). Exempelvis en krympning av valvet, då en gjutfog skall utföras mellan ramben och valv, eller en krympning av både valv och ramben då gjutfogen är belägen mellan ramben och bottenplatta (se figur 3.1-1).



Figur 3.1-1 Krympning skall föreskrivas till den färgade delen beroende på gjutfogarnas placering.

En av svårigheterna med krympning, liksom andra tvångslaster, är att den får principiellt olika inverkan beroende på valet av beräkningsmodell. Om en 2-dimensionell rammodell (meterstrimla av en ram) används blir tvångskrafterna av krympning relativt begränsade medan en 3D finita elementmodell kan ge mycket stora, och direkt orimliga, tvångskrafter (se figur 3.1-2). Detta beror bland annat på att pelarna är förhållandevis veka jämfört med ränderna (den gemensamma linjen mellan ramben och valv) i en 3D modell. Dessutom möjliggör en 3D modell även effekter i bronst tvärriktning, som inte alls studeras i en traditionell 2D rammodell.



**Figur 3.1-2** Normalkraft i tvärgående riktning vid krympning av valv (motsv.  $\Delta T = -25^\circ\text{C}$ ). Brokonstruktionen i figuren utgörs av en rak platttrambro med en bredd på 7 m, höjd 4.17 m och spännvidd 5.5 m. Tjocklekar på valv och ramben är 0.44 m resp. 0.46 m. I brottgränstillståndet (SK 2) motsvarar normalkraften i figuren en armeringsarea på  $42.1 \text{ cm}^2$  vilket hade krävt  $\text{Ø}25\text{s}100$ ! I praktiken hade en bro av den här typen dimensionerats med en 2D rammodell, och dessa effekter hade då aldrig påträffats.

Även om en 2D rammodell är en välbeprövad beräkningsmodell betyder detta dock inte att den kan betraktas som fullständigt korrekt. 3D modeller ger tvångskrafter i brons tvärriktning, som till viss del även finns i verkligheten. Anledningen till att dessa inte medför problem i befintliga konstruktioner (i varje fall inte i en tillräcklig omfattning för att 2D rammodeller skall uteslutas) kan vara krav på minimiarmering i tvärläng. Det är självfallet också svårt att kontrollera om bruksgränskrav på sprickbredder verkligen är uppfyllda.

Armerad betong är ett komplext material, där betongen tillåts spricka i dragna delar, och samverka med den dragna armeringen. Detta medför ett synnerligen olinjärt beteende men trots detta används ofta en linjärelastisk beräkningsmodell. Den linjärelastiska beräkningsmodellen ger tillräckligt bra resultat för yttre laster vid praktisk dimensionering, men det är viktigt att påminnas om att den skiljer sig ifrån betongens verkliga beteende.

Den linjärelastiska beräkningsmodellen ligger till grund för problematiken och orimligheterna vid tvångsbelastning. Detta beror på att en stor del av tvånget minskar då betongen spricker, dvs. uppsprickningen medför minskad styvhet i förhållande till osprucken betong (R.J. COPE, 1984). Detta medför att en linjärelastisk styvhet får väldigt stor inverkan på spänningstillståndet vid tvångslast. Den linjärelastiska materialmodellen, som förutsätter osprucket tvärsnitt, ger således överskattade spänningsnivåer.

Man skulle kunna tänka sig att problematiken med tvångskrafter hanterades på ett liknande sätt som för krypning, dvs. med en reducerad elasticitetsmodul (BBK 04). Detta är däremot vanskligt då konstruktionen endast är uppsprucken i lokala delar, där påkänningen är tillräcklig för sprickbildning. I framförallt obestämda konstruktioner medför uppsprickningen inte bara en reduktion utan även en omfördelning av krafterna (R.J. COPE, 1984).

Med en icke-linjär materialmodell skulle betongens uppsprickning kunna beaktas och mer träffsäkra resultat erhållas. Vid praktisk dimensionering är det däremot inte möjligt att genomföra icke-linjära beräkningar. Brokonstruktioner skall dimensioneras för ett stort antal laster, dessutom rörliga trafiklaster som skall placeras i flera olika lastställningar så att mest ogynnsamma påkänning erhålls i varje punkt i konstruktionen. Detta sammantaget med att pålastningsordningen har betydelse medför att en icke-linjär beräkningsmodell, där superpositionsprincipen inte kan utnyttjas, blir allt för omfattande och komplex (Gilljam, 2009).

Problematiken med tvångslaster försvåras ytterligare vid dimensionering av sneda brokonstruktioner, eftersom dessa medför att också de yttre lasterna ger upphov till spänningsflöde i tvärläng. Det blir således svårt att avgöra vilka krafter som kommer ifrån tvång respektive yttre belastning. Dessutom är det också vid just sneda broar och andra konstruktioner med en mer avancerad geometri som 3D finita elementmodeller blir aktuella.

### **3.2 Hur har tvångskrafter hanterats traditionellt?**

Innan finita elementprogram fanns att tillgå utgjordes beräkningsmodeller vanligen av 2D rammodeller. I en 2D rammodell förskrivs inte några abrupta temperaturändringar eller krympningslaster utmed ränder, som utgör grunden till problematiken med orimliga tvångskrafter. Detta innebär att de beräkningstekniska svårigheterna med tvångslaster är ett förhållandevis nytt problem, som vuxit fram i takt med att finita element analyser blivit ett allt vanligare verktyg vid analys av betongkonstruktioner.

2D rammodeller fungerar inte på sneda plattramar eftersom dessa inte beaktar krafter i brons tvärriktning. Snedvinkligheten medför en ojämn kraftfördelning mellan spetsigt och trubbigt hörn samt ett kraftflöde i både brons tvär- och längsriktning (Uppenbergs, 1963). Innan finita elementprogram fanns att tillgå fick man därför använda sig av empiriskt framtagna metoder för att kunna hantera sneda plattramar.

På 60-talet togs det fram ett förslag på en metod för att hantera snedvinklighet hos plattramar. Metoden kallas för Uppenbergs metod och togs fram med hjälp av modellförsök, sneda plattor gjorda av plexiglas. Metoden grundar sig på att lasterna fördelas ut olika på konstruktionen, där en större andel av lasterna förs ned i valvets trubbiga hörn. Detta beaktas sedan i en pelar-/balkmodell där olika koefficienter tar hänsyn till fördelningen av krafter i längsled och tvärläng, samt trubbigt och spetsigt hörn. Eftersom metoden utgår ifrån en 2D beräkningsmodell tas inte heller hänsyn till de tvärgående tvångskrafterna, i den bemärkelse som diskuterats tidigare, och problematiken har på detta sätt kunnat undvikas. Uppenbergs metod har använts sedan 60-talet och används fortfarande, bland annat eftersom den är väl beprövad och medför enkla beräkningar (Gilljam, 2009). (Uppenbergs, 1963)

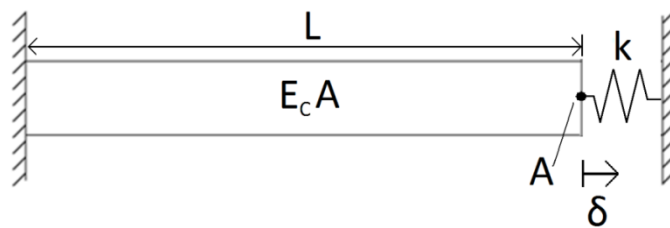




## 4 Metod för hantering av tvångskrafter

Centerlöf & Holmberg har tagit fram ett förslag på hur orimliga effekter av tvångskrafter kan hanteras. I stora drag går metoden ut på att tvångskrafterna separeras från övriga laster. Därefter reduceras tvångskrafterna genom att uppsprickning beaktas. Betongen förutsätts vara helt sprucken och antas därmed inte kunna medverka i kraftöverföringen.

För att kunna förklara metoden mer ingående måste ett antal begrepp förtydligas; *spännings-* och *temperaturrelaterad töjning* samt *yttre last* och *tvångslast*. Detta görs med hjälp av ett exempel, där en betongbalk analyseras. Exemplet är också utformat för att simulera beräkningsförfarandet i en finita element analys.



Figur 4-1 Betongbalk

Betongbalken är fast inspänd i ena änden och har ett fjäderupplag i den andra, se figur 4-1. Om punkt A påverkas av en yttre och/eller en inre belastning kan man genom friläggning göra en kraftjämvikt.

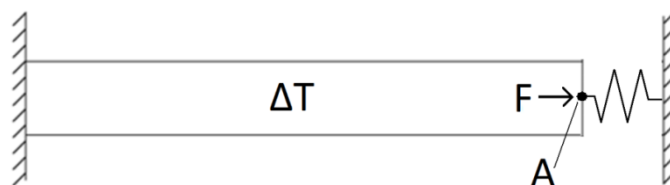
Kraftjämvikt i A (Ottosen, 1992):

$$K \cdot \delta = f_l + f_0$$

Vänsterledet i kraftsambandet består av en styvhet ( $K$ ) multiplicerat med en förskjutning ( $\delta$ ). I punkten A består styvheten dels av balkens axialstyvhet ( $E_c A / L$ ) samt av fjäderupplagets styvhet ( $k$ ). Förskjutningen,  $\delta$ , är förskjutningen av punkten A.

$$K = \frac{E_c A}{L} + k$$

Högerledet i kraftsambandet består av en yttre last ( $f_l$ ) samt en inre last ( $f_0$ ). Om den yttre lasten består av en punktlast ( $F$ ) och den inre lasten består av en tvångslast, i form av en temperaturökning/minskning ( $\Delta T$ ) av betongbalken (se figur 4-2), kan kraftjämvikten skrivas om enligt nedan.



Figur 4-2 Betongbalken utsätts för en yttre punktlast samt en inre tvångslast i form av en temperaturminskning.

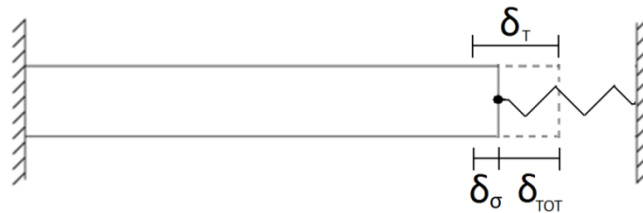
$$\left(\frac{E_c A}{L} + k\right) \delta_{\text{tot}} = F + E_c A \alpha \Delta T$$

$E_c$	Elasticitetsmodul för betong
$A$	Tvårsnittetsarea
$L$	Betongbalkens längd
$k$	Fjäderkonstant, skall motsvara t.ex. rambenens inverkan på valvet
$\delta_{\text{tot}}$	Total förskjutning i punkten A
$F$	Yttre last
$\alpha$	Längdutvidgningskoefficient
$\Delta T$	Temperaturändring

Den totala förskjutningen i A består både av en temperaturrelaterad förskjutning och av en spänningsrelaterad förskjutning, se figur 4-3.

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_T + \delta_\sigma$$

Temperaturrelaterad förskjutning ( $\delta_T$ ) uppstår då det sker en temperaturändring, dvs. balken expanderar/kontraherar vid förändrad temperatur. Spänningsrelaterad förskjutning ( $\delta_\sigma$ ) uppstår exempelvis då en balk belastas eller hindras från temperaturrelaterad rörelse.



**Figur 4-3** Den totala förskjutningen av punkten A består både av en temperatur- samt en spänningsrelaterad förskjutning.

För att förtydliga skillnaden mellan en spännings- och temperaturrelaterad förskjutning kan man undersöka vad som händer då fjäderstyvheten ( $k$ ) förändras (se figur 4-3). Om fjäderstyvheten är noll kommer hela förskjutningen bestå av en temperaturrelaterad förskjutning, och balken kommer vara obelastad. Om däremot fjäderstyvheten är oändligt stor kommer den spännings- och temperaturrelaterad förskjutningen vara lika stora, men motriktade. Detta innebär att den totala förskjutningen blir noll, likt en fast inspänning, och balken kommer utsättas för en normalkraft.

Nedan förklaras principen och arbetsgången för metoden, utifrån exemplet och de begrepp som definierats ovan. Metoden kan delas upp i 5 delsteg.

1. Först beräknas normalkraften i betongbalken, då både tvångslaster ( $\Delta T$ ) och yttre laster ( $F$ ) beaktas. Detta kan exempelvis göras med ett finita elementprogram, men i detta fall redovisas hela beräkningsgången, utifrån exemplet ovan.

Med hjälp av kraftjämvikten, som redovisats ovan, kan den totala förskjutningen i punkten A beräknas.

$$\delta_{\text{tot}} = \frac{F + E_c A \alpha \Delta T}{\frac{E_c A}{L} + k}$$

Det är enbart den spänningsrelaterade förskjutningen som ger upphov till en normalkraft i betongbalken och kan exempelvis beräknas genom differensen av den totala och den temperaturrelaterade förskjutningen.

$$\delta_{\sigma} = \delta_{\text{tot}} - \delta_T$$

Den temperaturrelaterade förskjutningen beräknas utifrån betongbalkens temperaturändring ( $\Delta T$ ), längdutvidgningskoefficient ( $\alpha$ ) och längd ( $L$ ).

$$\delta_T = \alpha \Delta T L$$

Normalkraft i betongbalk:

$$N = \frac{EA}{L} \delta_{\sigma}$$

2. I nästa steg kontrolleras om normalkraften ger upphov till att tvärsnittets draghållfasthet ( $f_{ct}$ ) överskrids, dvs. om tvärsnittet är sprucket.

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \quad \begin{cases} \sigma_c > f_{ct} & \text{Sprucket} \\ \sigma_c \leq f_{ct} & \text{Ej sprucket} \end{cases}$$

Om betongen inte är sprucken kan tvångskrafterna inte reduceras. Om betongtvärsnittet är sprucket görs en fortsatt analys enligt nedan.

3. I detta skede, då det konstaterats att betongen är sprucken, separeras tvångslasterna från de övriga lasterna, och den spänningsrelaterade töjningen beräknas då enbart tvångslaster beaktas. (I exemplet ovan motsvaras detta av att den yttre lasten ( $F$ ) utelämnas.)

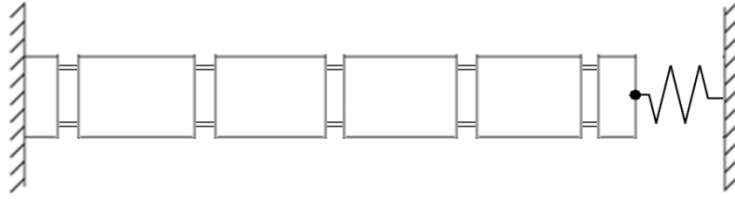
Betongens spänningsrelaterade töjning kan beräknas utifrån den normalkraft som tvångskraften ger upphov till.

$$\varepsilon_{\sigma, \text{tvång}} = \frac{N_{c, \text{tvång}}}{E_c A}$$

(Om beräkningen görs med finita elementprogram blir det naturligt att utgå ifrån normalkraften, eftersom den beräknas automatiskt. I balkexemplet ovan hade det däremot varit lättare att direkt använda töjningen, eftersom normalkraften beräknas manuellt.)

Genom vidhäftning antas armeringens töjning vara samma som betongens *fiktiva* töjning (se figur 4-4). Med *fiktiv* töjning menas i detta fall den töjning som betongen hade haft om den inte hade spruckit, utan haft ett linjärelastiskt materialbeteende. Detta antagande utgör en viktig del av metoden. (I kapitel 4.1 *Armeringens töjning efter uppsprickning* diskuteras däremot en del brister i detta antagande, och när detta kan tillämpas.)

$$\varepsilon_{\sigma, \text{tvång}} = \varepsilon_s$$



**Figur 4-4** Betongbalk efter uppsprickning, balkens töjning antas enbart tas upp av armeringen.

4. Eftersom betongtvärsnittet är helt sprucket upptas den spänningsrelaterade töjningen från tvångslast ( $\varepsilon_{\sigma, tvång}$ ) enbart av armeringen, dvs. tvångskraften ger enbart en påkänning i armeringen. Spänningspåkänningen i armeringen ( $\sigma_{s, tillsk}$ ) kan beräknas med avseende på armeringens elasticitetsmodul och den spänningsrelaterade töjningen.

$$\sigma_{s, tillsk} = \varepsilon_s \cdot E_s$$

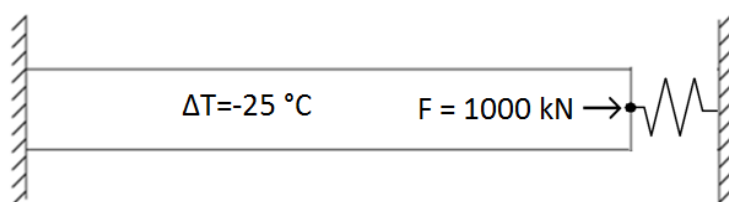
5. Armeringen dimensioneras slutligen för normalkraften från den yttre lasten ( $F$ ) samt en tillskottspänning i armeringen ( $\sigma_{s, tillsk}$ ). I brottgränstillståndet innebär detta helt enkelt att armeringens draghållfasthet ( $f_{st}$ ) reduceras.

$$A_s = \frac{N_{Yttre}}{f_{st} - \sigma_{s, tillsk}}$$

I detta fall kan normalkraften från den yttre lasten ( $N_{Yttre}$ ) beräknas enligt delsteg 1, genom att temperaturlasten ( $\Delta T$ ) sätts till noll. (Temperaturlasten beaktas istället som en tillskottspänning, beräknad enligt delsteg 4.)

### Beräkningsexempel

För att visa metodens inverkan på armeringsbehovet redovisas ett beräkningsexempel, utifrån samma balkmodell som använts ovan.



**Figur 4-5** Laster som verkar på betongbalken

Balken utsätts för en temperaturminskning på  $-25\text{ °C}$  och en yttre punktlast på  $1000\text{ kN}$ , enligt figur 4-5. Längdutvidgningskoefficienten för betong är  $10^{-5}\text{ 1/°C}$  (Bro 2004), den karakteristiska elasticitetsmodulen för betongkvalité C35/45 är  $34.0\text{ GPa}$  och betongens karakteristiska draghållfasthet är  $2.1\text{ MPa}$  (BBK 04). Fjäderkonstanten i det högra upplaget sätts till  $2000\text{ MN/m}$  (detta är en mycket hög fjäderkonstant, men motsvarar de tvångseffekter som ofta uppstår i en 3D finita elementmodell). Betongbalkens längd och tvärsnittsarea är  $5.0\text{ m}$  respektive  $0.5\text{ m}^2$ .

För att kunna ta fram balkens spänningsrelaterade töjning beräknas först den totala och den temperaturrelaterade förskjutningen i balkens högra upplag.

Total förskjutning:

$$\delta_{\text{tot}} = \frac{F + E_c A \alpha \Delta T}{\frac{E_c A}{L} + k} = \frac{1000 + 34.0 \cdot 10^6 \cdot 0.5 \cdot 10^{-5} \cdot (-25)}{\frac{34.0 \cdot 10^6 \cdot 0.5}{5} + 2000 \cdot 10^3} = -0.602 \text{ mm}$$

Temperaturrelaterad förskjutning:

$$\delta_T = \alpha \Delta T L = 10^{-5} \cdot (-25) \cdot 5 = -1.25 \text{ mm}$$

Differensen ger den spänningsrelaterade förskjutningen:

$$\delta_\sigma = \delta_{\text{tot}} - \delta_T = -0.602 - (-1.25) = 0.648 \text{ mm}$$

Utifrån balkens spänningsrelaterade töjning ( $\varepsilon_\sigma = \delta_\sigma / L$ ) kan nu normalkraften i betongbalken beräknas:

$$N = \frac{EA}{L} \delta_\sigma = \frac{34.0 \cdot 0.5}{5} 0.648 = 2204 \text{ kN}$$

Kontroll om betongtvärsnittet är sprucket:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{2204}{0.5} = 4.4 \text{ MPa} > f_{ct} \rightarrow \text{Sprucket}$$

Eftersom betongen är sprucken kan tvångskraften reduceras. Detta görs genom att tvångskraften separeras från den yttre lasten, dvs. förskjutningen av balken beräknas då enbart tvångslasten beaktas.

$$\delta_{\text{tot}} = \frac{F + E_c A \alpha \Delta T}{\frac{E_c A}{L} + k} = \frac{0 + 34.0 \cdot 10^6 \cdot 0.5 \cdot 10^{-5} \cdot (-25)}{\frac{34.0 \cdot 10^6 \cdot 0.5}{5} + 2000 \cdot 10^3} = -0.787 \text{ mm}$$

Den temperaturrelaterade förskjutningen är samma som tidigare, vilket ger en spänningsrelaterad förskjutning på:

$$\delta_\sigma = \delta_{\text{tot}} - \delta_T = -0.787 - (-1.25) = 0.463 \text{ mm}$$

Töjning i betongbalk:

$$\varepsilon_{\sigma, \text{tvång}} = \frac{\delta_\sigma}{L} = \frac{0.463}{5000} = 9.26 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}$$

Eftersom betongen är sprucken verkar denna töjning enbart i armeringen, och en tillskottsspänning kan beräknas med avseende på elasticitetsmodulen för armeringen (se figur 4-4). Elasticitetsmodulen för armeringen är 200 GPa.

$$\varepsilon_{\sigma, \text{tvång}} = \varepsilon_s \rightarrow \sigma_{s, \text{tillsk}} = \varepsilon_s \cdot E_s = 9.26 \cdot 10^{-5} \cdot 200 \cdot 10^9 = 18.52 \text{ MPa}$$

I brottgränstillståndet kan armeringsbehovet beräknas utifrån normalkraften från den yttre lasten. För att ta hänsyn till tvångslasten reduceras armeringens draghållfasthet med tillskottspänningen ( $\sigma_{s,tillsk}$ ).

Nedan beräknas normalkraft från den yttre punktlasten,  $F$ , dvs. temperaturlasten ( $\Delta T$ ) sätts till noll.

$$\delta_{tot} = \frac{F + E_c A \alpha \Delta T}{\frac{E_c A}{L} + k} = \frac{1000 + 34.0 \cdot 10^6 \cdot 0.5 \cdot 10^{-5} \cdot 0}{\frac{34.0 \cdot 10^6 \cdot 0.5}{5} + 2000 \cdot 10^3} = 0.185 \text{ mm}$$

Eftersom den temperaturrelaterade förskjutningen är noll består hela den totala förskjutningen av en spänningsrelaterad förskjutning.

$$N_{Yttre} = \frac{\delta_{\sigma}}{L} \cdot E_c \cdot A = \frac{0.185}{5000} \cdot 34.0 \cdot 10^9 \cdot 0.5 = 629.6 \text{ kN}$$

Nu kan armeringsbehovet beräknas. I brottgränstillståndet, säkerhetsklass 2, är den dimensionerande draghållfastheten, för armering B500B, 395 MPa. För att ta hänsyn till tvångslasten reduceras draghållfastheten med tillskottspänningen.

$$A_s = \frac{N_{Yttre}}{f_{std} - \sigma_{s,tillsk}} = \frac{629.6}{395 \cdot 10^3 - 18.52 \cdot 10^3} = 16.72 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\emptyset 16$$

Detta kan jämföras med motsvarande armeringsmängd som erhålls om uppsprickning inte beaktas, dvs. ingen reduktion av tvångslasten. (Normalkraften,  $N_{Yttre} + N_{Temp}$ , beräknades ovan, då tvärsnitt kontrollerades för om det var sprucket/osprucket.)

$$A_s = \frac{N_{Yttre} + N_{Temp}}{f_{std}} = \frac{2204}{395 \cdot 10^3} = 55.80 \text{ cm}^2 \rightarrow 28\emptyset 16$$

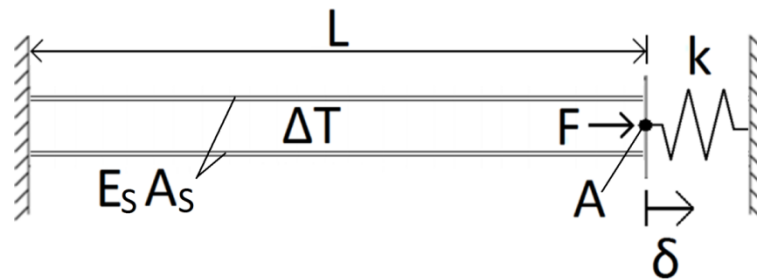
Man kan se att skillnaden på armeringsbehoven blir mycket stor. I beräkningsexemplet är metodens inverkan starkt beroende av fjäderstyvheten i det högra upplaget, dvs. metodens inverkan beror på hur mycket tvång som beräkningsmodellen ger upphov till. Om exempelvis en beräkningsmodell inte alls förhindras från rörelse (t.ex. en konsolbalk) kommer metoden inte ge någon inverkan, medan den får stor inverkan om beräkningsmodellen hindras ifrån rörelse (t.ex. balk som är fast inspänd i båda ändar).

Metoden har förklarats utifrån ett exempel med temperaturlast, som enbart ger upphov till normalkraft. Samma resonemang gäller (ur beräkningsteknisk synpunkt) även för krympning och stödförskjutning. Det är däremot oklart om metoden även kan tillämpas vid tvångslast som ger upphov till moment. Detta kommer utredas närmare i kapitel 4.3 *Utvärdering av tvång som ger upphov till moment*.

## 4.1 Armeringens töjning efter uppsprickning

Antagandet om att direkt applicera betongens töjning på armeringens töjning efter uppsprickning, utgör en viktig del av metoden. Detta kan däremot inte alltid göras på säkra sidan, eftersom balkens styvhet minskar då betongen spricker. Då betongen är sprucken och därmed inte medverkar i kraftöverföringen får fjädern i balkens högra upplag (se figur 4.1-1) större inverkan och den spänningsrelaterade förskjutningen ökar.

Om armeringen antas som helt frilagd och en ny kraftjämvikt görs i punkten A, kan den spänningsrelaterade förskjutningen beräknas efter uppsprickning.



Figur 4.1-1 Beräkningsmodell med frilagd armering

$$\left(\frac{E_s \cdot A_s}{L} + k\right) \cdot \delta_{tot} = F + E_s \cdot A_s \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$\delta_{\sigma,s} = \delta_{tot} - \delta_T = \frac{F + E_s \cdot A_s \cdot \alpha \cdot \Delta T}{\frac{E_s \cdot A_s}{L} + k} - L \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

För att förstå hur töjningen påverkas kan man studera förhållandet mellan förskjutningen vid sprucket respektive osprucket betongtvärsnitt. Det vill säga beräkna förhållandet mellan den spänningsrelaterade förskjutningen, före respektive efter uppsprickning.

$$\frac{\delta_{\sigma,s}}{\delta_{\sigma,c}} = \frac{\frac{F + E_s \cdot A_s \cdot \alpha \cdot \Delta T}{\frac{E_s \cdot A_s}{L} + k} - L \cdot \alpha \cdot \Delta T}{\frac{F + E_c \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T}{\frac{E_c \cdot A_c}{L} + k} - L \cdot \alpha \cdot \Delta T}$$

Uttrycket ovan kan förenklas till:

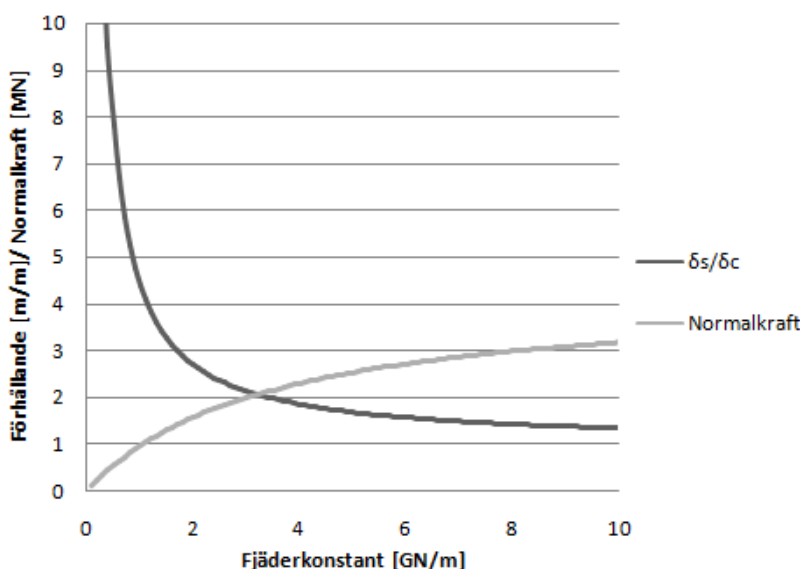
$$\frac{\delta_{\sigma,s}}{\delta_{\sigma,c}} = \frac{\frac{E_c \cdot A_c}{kL} + 1}{\frac{E_s \cdot A_s}{kL} + 1}$$

Ett rimligt antagande är att armeringens styvhet ( $E_s A_s$ ) sätts till noll, vilket medför att förhållandet kan skrivas som:

$$\frac{\delta_{\sigma,s}}{\delta_{\sigma,c}} = \frac{E_c \cdot A_c}{kL} + 1$$



Man kan se att förhållandet går mot 1 då fjäderstyvheten går mot oändligheten, dvs. en fast inspänning. Detta innebär att antagandet som används i metoden är helt korrekt då konstruktionen är fast inspänd. Vidare visar grafen nedan att antagandet är rimligt om fjäderkonstanten antar höga värden. (Med *höga värden* menas i detta fall att fjäderkonstanten ger upphov till normalkrafter i storleksordningen MN, som ofta kan förekomma vid angränsningen mellan olika konstruktionsdelar vid tvångsbelastning i finita elementmodeller, se figur 3.1-2.)



**Figur 4.1-2** Normalkraft i betongbalk utan hänsyn till uppsprickning (se betongbalk i figur 4-1), samt förhållandet mellan betongens och en frilagd armerings förskjutning. Diagrammet är framtaget utifrån en betongbalk med en tvärsnittsarea på  $0.5 \text{ m}^2$  och en armeringsarea på  $20.1 \text{ cm}^2$ . Då fjäderkonstanten ökar närmar sig förhållandet 1 och normalkraften går mot 3.4 MN, vilket motsvarar en fast inspänning.

Förskjutningen kan dock aldrig överstiga storleken på den temperaturrelaterade förskjutningen, varför denna förskjutning skulle kunna användas på säkra sidan. Detta är ekvivalent med att anta att armeringens styvhet ( $E_s A_s$ ) är noll.

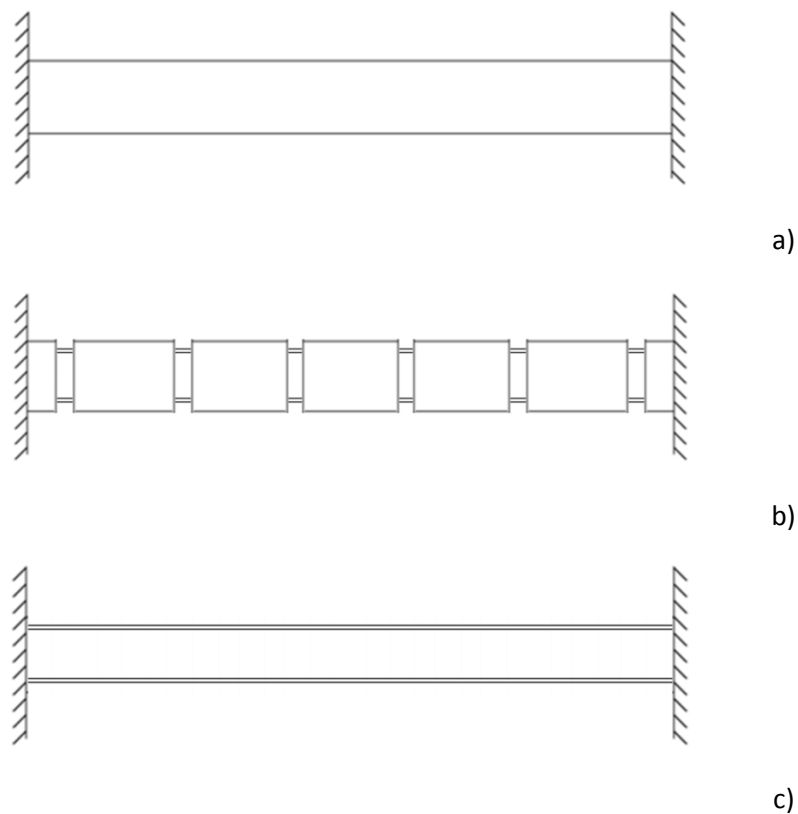
I det fortsatta arbetet används dock betongens töjning för beräkning av tillskottspänningar. Detta görs främst ur beräkningsteknisk synpunkt, eftersom tillskottspänningen måste beräknas utifrån de krafter som erhålls vid modellering med finita elementprogram. (Detta är en begränsning i den fallstudie som görs senare i denna rapport.)

Vid vidare studier av hur tvångskrafter kan hanteras bör man däremot undersöka om tvånget som ger stora krafter är tillräckligt för att skillnaden mellan betongens och stålets töjning kan antas som försumbar. Eller om man bör omformulera metoden så att tillskottspänningarna beräknas utifrån de temperaturrelaterade förskjutningarna.

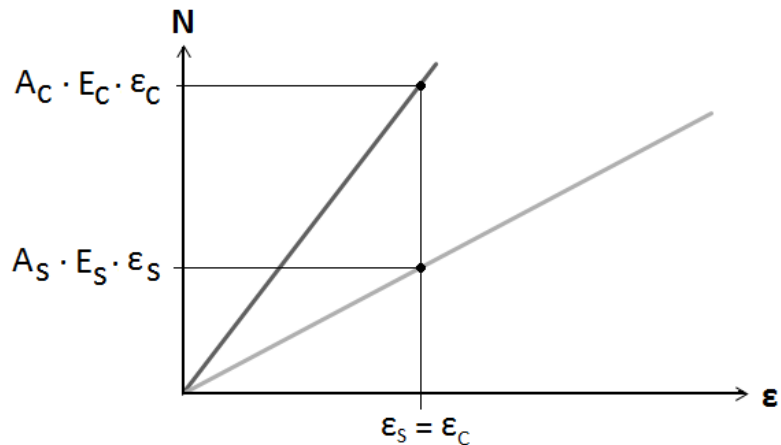
## 4.2 Inverkan av dragen betong mellan sprickor

Metoden förutsätter att hela töjningen från tvångslasten tas upp av armeringen, dvs. att betongen inte alls medverkar i kraftöverföringen. Detta antagande är avgörande för om metoden ska kunna tillämpas på säkra sidan.

Antagandet kan liknas vid att armeringen förutsätts vara helt frilagd enligt figur 4.2-1c, eftersom hela förskjutningen tas upp av armeringen. Om tvångskraften inte reduceras motsvaras beräkningsmodellen av en helt osprucken balk, enligt figur 4.2-1a. Verkligheten ligger däremot någonstans mittemellan eftersom den dragna betongen mellan sprickorna styvar upp balken. Detta åskådliggörs i diagrammet i figur 4.2-2, där den branta kurvan motsvarar en osprucken balk och den flacka kurvan motsvarar en helt frilagd armering.



Figur 4.2-1 a) Osprucken betongbalk, b) Sprucken betongbalk, c) Frilagd armering.



Figur 4.2-2 Den verkliga påkänningen ligger någonstans mellan kurvorna.

Man skulle eventuellt kunna beakta medverkan av dragen betong mellan sprickorna på samma sätt som görs vid beräkning av sprickbredder enligt BBK 04 4.5.5, där detta beaktas genom en faktor  $\nu$ . Faktorn beror på antalet lastupprepningar, inverkan av vidhäftning samt hur stor del av lasten som överskrider spricklasten.

Faktorn  $\nu$  beräknas enligt BBK 4.5.5:

$$\nu = 1 - \frac{\beta}{2.5\kappa_1} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \quad \text{dock } \nu \geq 0.4$$

där

$\beta$  är en koefficient som beaktar inverkan av långtidslast eller lastupprepningar ( $\beta = 0.5$  för långtidslast eller mångfaldig upprepning).

$\kappa_1$  är en koefficient som beaktar inverkan av armeringens vidhäftning. ( $\kappa_1 = 0.8$  för kamstänger)

$\sigma_{sr}$  är spänningen i sprickan omedelbart efter uppsprickning.

$\sigma_s$  är spänningen i sprickan vid dimensionerande last.

För att visa faktorns ( $\nu$ ) påverkan görs ett beräkningsexempel på en betongbalk som är fast inspänd i båda ändarna, se figur 4.2-1a. Balken utsätts för en temperaturminskning på  $-25$  °C. Tillskottspänningen i armeringen beräknas dels utan hänsyn till dragen betong mellan sprickorna (1) samt med hänsyn till dragen betong utifrån faktorn  $\nu$  (2). Elasticitetsmodulen för betong och armering sätts till 34.0 GPa respektive 200 GPa. Längdutvidgningskoefficienten för betong är  $10^{-5}$   $1/^\circ\text{C}$  och tvärsnittsarean sätts till  $0.5$   $\text{m}^2$ .

1. Tillskottspänning i armering utan hänsyn till dragen betong mellan sprickorna:

$$N = E_c A \alpha \Delta T = 34.0 \cdot 10^9 \cdot 0.5 \cdot 10^{-5} \cdot 25 = 3400 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{3400}{0.5} = 6.8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Sprucket}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{6.8}{34.0 \cdot 10^3} = 0.2 \text{ mm/m}$$

$$\sigma_{s,tillsk} = E_s \cdot \varepsilon_s = 200 \cdot 10^9 \cdot 0.2 \cdot 10^{-3} = 40 \text{ MPa}$$

2. Tillskottspänning med hänsyn till dragen betong mellan sprickorna:

Det är svårt att avgöra vad spänningen i sprickan vid spricklast/total last är vid tvångsbelastning (det är nämligen precis detta som är en av frågeställningarna i denna rapport). I detta fall beräknas därför kvoten av spänningarna utifrån samma princip som görs vid yttre belastning, dvs. kvoten mellan spricknormalkraften och den totala normalkraften. Armeringen antas som kamstänger ( $\kappa_1 = 0.8$ ).

$$\nu = 1 - \frac{\beta}{2.5\kappa_1} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = 1 - \frac{0.5}{2.5 \cdot 0.8} \cdot \frac{1050}{3400} = 0.92$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{6.8}{34.0 \cdot 10^3} = 0.2 \text{ mm/m}$$

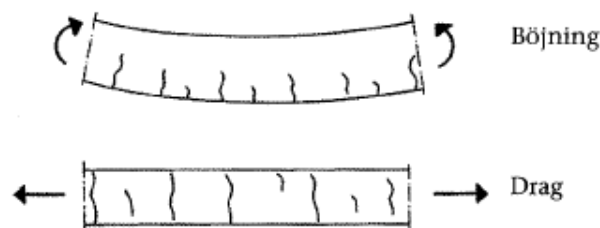
$$\sigma_{s,tillsk} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_s}{\nu} = \frac{200 \cdot 10^9 \cdot 0.2 \cdot 10^{-3}}{0.92} = 43.5 \text{ MPa}$$

I detta fall ger faktorn  $\nu$  ingen stor påverkan på tillskottspänningen. Faktorns storlek beror i första hand på förhållandet mellan spricklasten och den totala lasten ( $\sigma_{sr}/\sigma_s$ ), dvs. om den totala lasten är betydligt större än spricklasten får den dragna betongen mellan sprickorna inte lika stor inverkan.

I fortsättningen av denna rapport utelämnas effekterna av dragen betong mellan sprickorna. Man kan dock konstatera att detta har en viss inverkan, men det krävs fortsatta studier för att kunna avgöra hur detta kan beaktas.

### 4.3 Utvärdering av tvång som ger upphov till moment

Metoden förutsätter att betongen är helt sprucken och således ej kan ge upphov till någon kraftöverföring. Det är däremot inte självklart om och när detta antagande stämmer. Dessutom är det inte heller troligt att tvångskrafter i form av moment respektive normalkraft kan behandlas på samma sätt. Momentbelastning medför att betongen spricker där den utsätts för dragspänningar, exempelvis i den dragna sidan av en platta eller balk (se figur 4.3-1). Då den dragna delen av tvärsnittet i en platta/ balk spricker minskar tvärsnittets böjstyvhet vilket leder till att tvånget avtar. Men i vilken storleksordning det minskar beror på hur stor del av tvärsnittet som är sprucket. Storleken på momentet påverkas dessutom av plattans/ balkens krökning som kan förändras då olika delar av konstruktionen inte har spruckit lika mycket.



Figur 4.3-1 Sprickbildning pga. momentbelastning resp. normalkraft. (Byggkonstruktion, 2005, s 447)

I de tidigare exemplen har tvångskrafterna enbart bestått av normalkrafter. Det är oklart om samma resonemang även gäller för momentbelastning, dvs. om den kvarstående påkänningen enbart består av armeringens töjning.

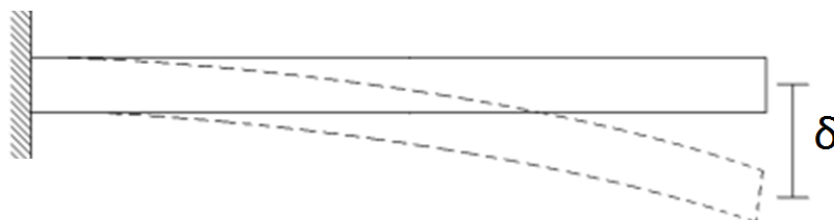
#### 4.3.1 Ickelinjär beräkning i LUSAS

Genom att göra en icke-linjär datorberäkning på en momentbelastad balk kan effekterna av uppsprickning undersökas. Därefter kan metoden, där tvångskrafterna reduceras, utvärderas och slutsatser kan dras om dess giltighet vid momentbelastning.

Datorberäkningarna görs med hjälp av LUSAS bridge Plus, som är ett kommersiellt finita elementprogram avsett för bland annat analys av brokonstruktioner. LUSAS kan bland annat hantera linjära, icke-linjära samt dynamiska beräkningar.

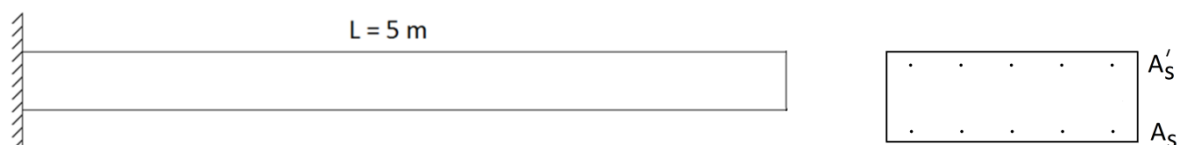
#### Lastfall

Lastfallet som ska analyseras består av en konsolbalk, enligt figur 4.3-2, som utsätts för en förskjutning på 5 mm i den fria balkändan.



Figur 4.3-2 Lastfall

Balken är 400 mm hög, 1000 mm bred och har en spännvidd på 5 m (se figur 4.3-3). Tvärsnittet antas vara dubbelarmerat med samma armeringsmängd,  $5\phi 12s200$ , i ovan- och underkant. Täckande betongskikt sätts till 40 mm.



Figur 4.3-3 Dubbelarmerad konsolbalk

### Materialdata

Eftersom en icke-linjär analys skall utföras måste bland annat betongens elasticitetsmodul, samt drag- och tryckhållfasthet föreskrivas. I LUSAS används materialmodell *Concrete 94*, se bilaga 1, vid icke-linjär modellering av armerad betong.

Det är konstaterat att dragen betong mellan sprickor har en inverkan på påkänningen i armeringen, detta diskuterades i kapitel 4.2 *Inverkan av dragen betong mellan sprickor*. Syftet med denna analys är däremot att undersöka om resonemanget med töjningar, som används i metoden för reducering av tvångskrafter, är teoretiskt korrekt vid momentbelastning. Det är därför intressant att, vid denna första analys, försumma betongens draghållfasthet och på så sätt lättare kunna isolera möjliga felkällor. Om metoden inte kan tillämpas då betongens draghållfasthet försummas är det inte heller nödvändigt att gå vidare med ytterligare analyser.

Av beräkningstekniska skäl kan inte draghållfastheten föreskrivas till noll. I detta fall föreskrivs betongens draghållfasthet till 0.1 MPa.

Armeringsstålet modelleras som ett linjärelastiskt material. Storleksordningen på spänningarna kommer att vara betydligt lägre än flytspänningen för stål och armeringen kommer således aldrig att plasticeras.

Materialegenskaper (Mårtensson, 2006):

#### Armering, B500B

$E_s$	210 GPa
$A_s$	565.5 mm <sup>2</sup>
$A_{s'}$	565.5 mm <sup>2</sup>
$\alpha$	$10^{-5} 1/^\circ\text{C}^*$

#### Betong, C35/45

$E_c$	34 GPa
$f_{cck}$	33.5 MPa
$f_{ctk}$	0.1 MPa**
$\alpha$	$10^{-5} 1/^\circ\text{C}^*$

\* - Enligt Bro 2004 21.261

\*\* - Antaget, utifrån beräkningstekniska aspekter

## Modellering i LUSAS

I LUSAS skapas en geometri enligt figur 4.3-4. Yterna representerar betongen och de två inre linjerna utgör armeringen. Avståndet från ytterkant till armering (täckande betongskikt samt  $\varnothing/2$ ) sätts till 40 mm, för både ovan- och underkants armering.



Figur 4.3-4 Balkens geometri i LUSAS.

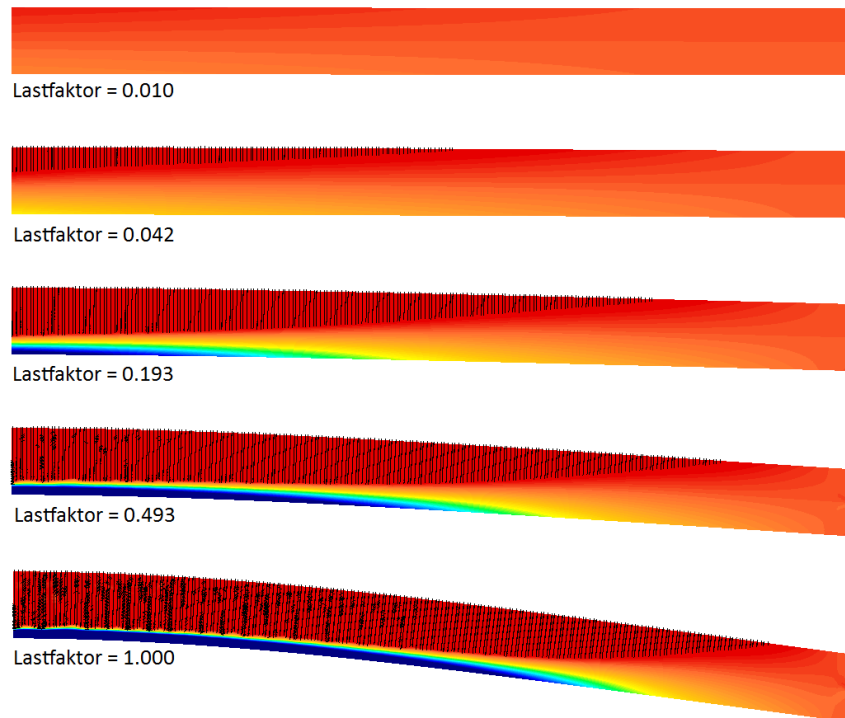
Betongen modelleras med skivelement, rektangulära (quadrilaterala) element med kvadratisk interpolationsordning (se figur 4.3-5). Armeringen modelleras med stånelement. Förskjutningen föreskrivs i en enskild nod, mitt på den fria balkändan.



Figur 4.3-5 Inspänningssnitt och elementnät.

## Resultat

Då förskjutningen ökas spricker balken vid den fasta inspänningen, där momentet är som störst. Därefter fortskrider uppsprickningen längs balken, allt eftersom förskjutningen ökas, se figur 4.3-6. Den fria balkändan kommer däremot aldrig utsättas för moment och är alltså osprucken (bortsett ifrån lokal sprickbildning vid förskjutningspunkten).

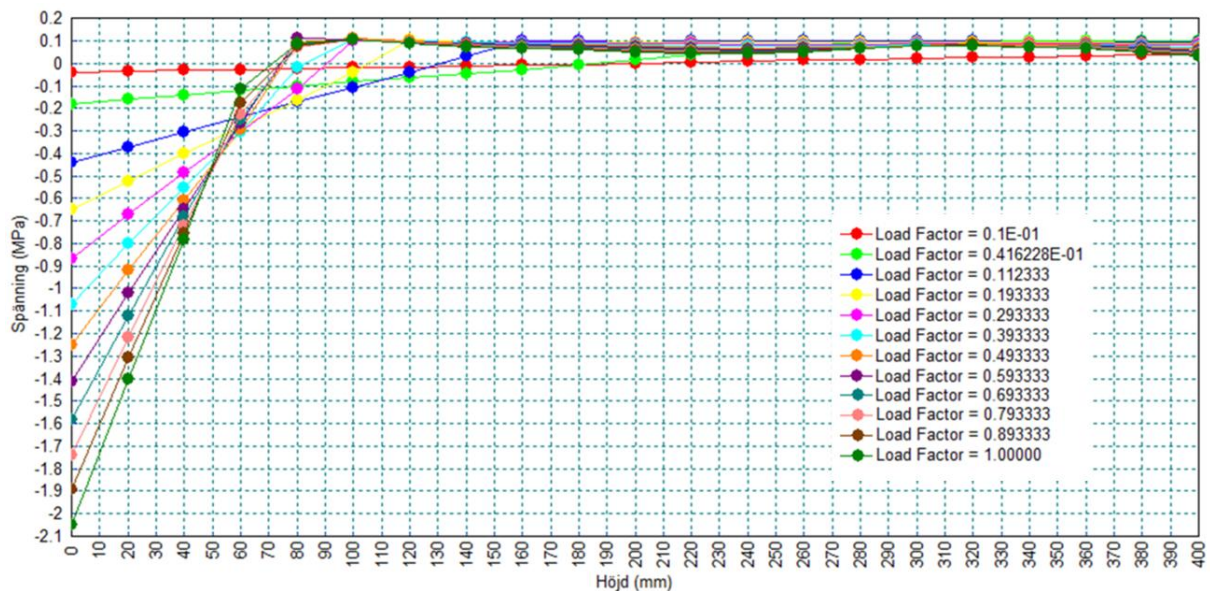


Figur 4.3-6 Lastfaktorn ökas successivt till 1.0, vilket motsvarar en förskjutning på 5 mm.

### 4.3.2 Momentets förändring vid uppsprickning

För att få en uppfattning om hur momentet förändras då balken spricker kontrolleras spänningsfördelningen i inspänningen allt eftersom förskjutningen ökas.

Spänningsfördelningen i snittet, då förskjutningen ökas successivt, kan ses i figur 4.3-7.

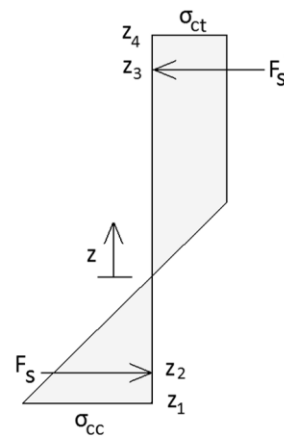


Figur 4.3-7 Spänningsfördelning i inspänningssnitt vid ökande förskjutning. Kraften i armeringsjärnen visas inte i figuren.

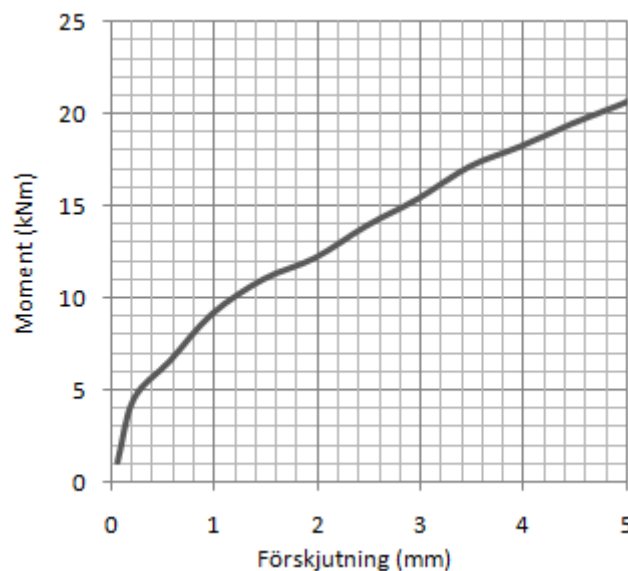


Momentet tas fram för de givna snittkrafterna genom att en momentjämvikt görs kring det neutrala lagret, dvs. där spänningen är noll. Även krafterna från armeringen i ovan- respektive underkant medverkar i momentet och måste således tas fram för de olika belastningsfallen.

$$M = \int_0^{z_4} z \cdot \sigma_{ct}(z) dz + F'_s \cdot z_3 + \int_{z_1}^0 z \cdot \sigma_{cc}(z) dz + F_s \cdot z_2$$



På detta sätt kan momentet i inspänningen tas fram med avseende på en ökande förskjutning. Inspänningsmomentet, med avseende på förskjutningen, kan ses i figur 4.3-8.



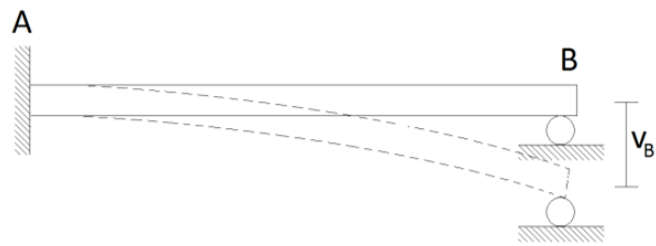
**Figur 4.3-8** Balkens inspänningsmoment vid ökad förskjutning, då uppsprickning beaktas.

Inspänningsmomentet, från den icke linjära beräkningen, kan jämföras med motsvarande moment, från en linjärelastisk beräkningsmodell. På så sätt fås en uppfattning om storleksordningen på uppsprickningens inverkan.

Då materialet är linjärelastiskt kan inspänningsmomentet beräknas med hjälp av elementarfall, enligt figur 4.3-9. För att erhålla en jämförbar modell beaktas även armeringen vid beräkning av tvärsnittets böjstyvhets. Elasticitetsmoduler, täckande betongskikt och armeringsarea antas till samma som för den icke linjära beräkningen.

$$EI = EI_{Stål} + EI_{Betong} = E_s \cdot 2A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 + E_c \cdot \frac{bh^3}{12}$$

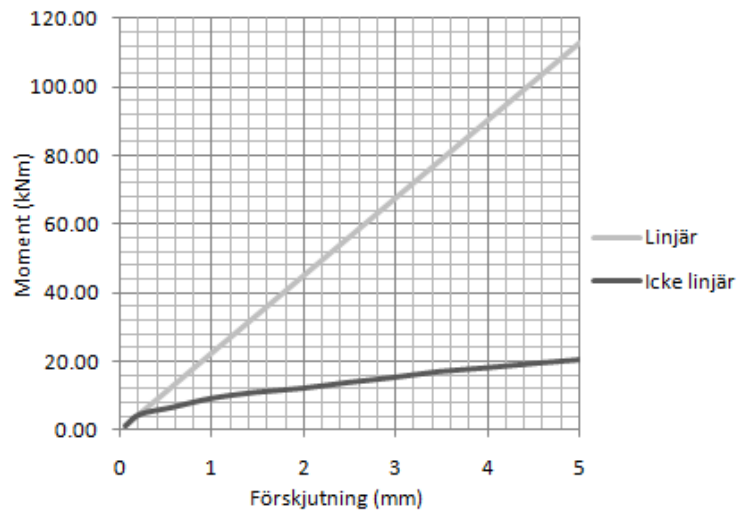
Elementarfall (Mårtensson,2006):



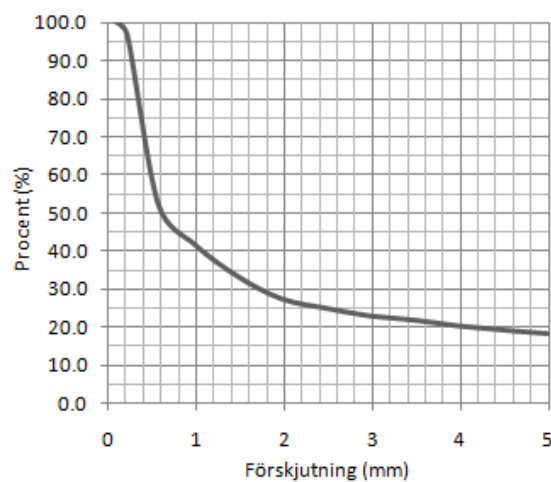
Figur 4.3-9 Elementarfall

$$M_A = \frac{3EI}{L^2} v_B$$

Som kan ses i figur 4.3-10 blir skillnaden mellan resultaten från den linjärelastiska och den icke linjära beräkningen större allteftersom uppsprickningen ökar. Detta beror på att böjstyvheten minskar då den spruckna delen av betongtvärsnitten blir större.

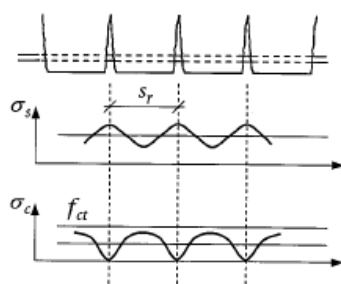


Figur 4.3-10 Inspänningsmomentet för en linjär respektive en icke linjär beräkning



Figur 4.3-11 Kvarstående momentandel i inspänningssnittet, då uppsprickning beaktas. Inspänningsmoment vid linjärelastisk beräkning motsvarar 100 %.

Denna minskning av böjstyvhet (se figur 4.3-11) kan liknas vid böjstyvheten i stadium II, som används vid beräkning av deformationer i brukgränstillståndet enligt BBK 04. En väsentlig skillnad är däremot att man vid beräkning av deformationer i stadium II, på säkra sidan, kan göra antagande som underskattar böjstyvheten. Det är exempelvis antagande om att balken/ plattan är sprucken i varje snitt, vilket är en förenkling av verkligheten. Balken/ plattan kan i själva verket ta vissa dragspänningar mellan sprickorna (se figur 4.3-12), och kan dessutom vara helt osprucken i vissa delar, som är fallet i modellen som analyseras ovan. Det är således inte lämpligt att använda sig av böjstyvheten i stadium II då tvångskrafterna ska reduceras.

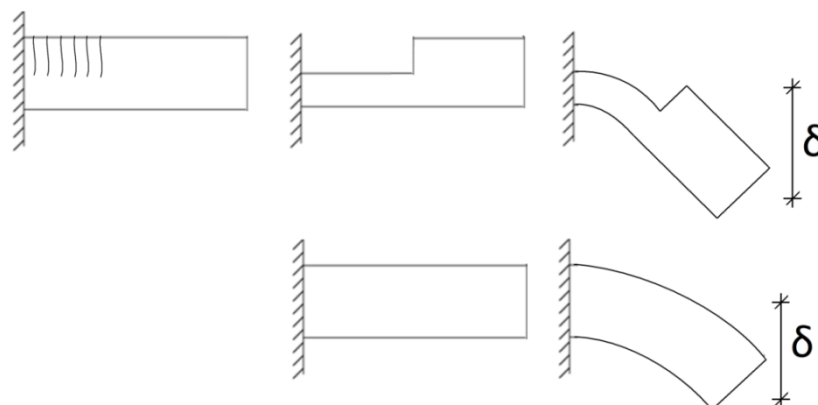


Figur 4.3-12 Betongen mellan sprickorna medverkar i kraftöverföringen. (Byggkonstruktion, 2005, s 448)

### 4.3.3 Inverkan av förändrad deformationsform

Uppsprickningens inverkan försvåras ytterligare av det faktum att även en förändrad deformation av balken inverkar på momentet. Det kan exempelvis vara så att böjstyvhet minskar lokalt i en balkdel, samtidigt som krökningen av samma balkdel ökar. Det innebär att momentet avtar med avseende på böjstyvhet men ökar på grund av en större krökning.

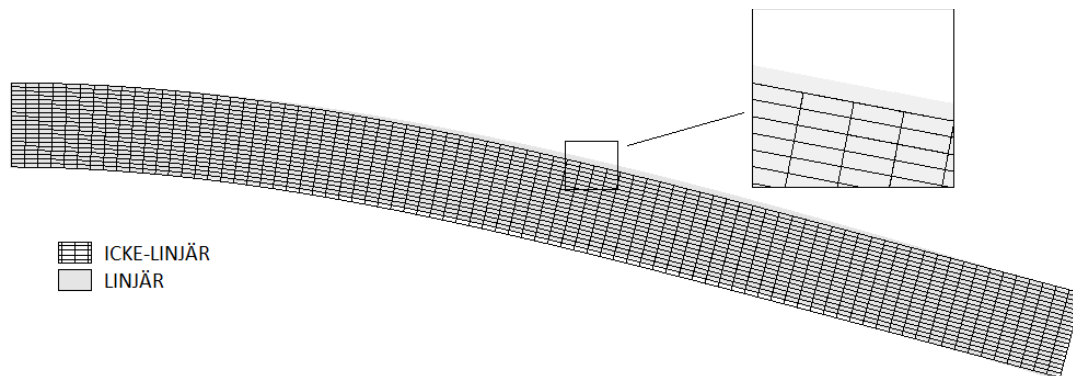
Krökningens inverkan är ganska abstrakt och kan vara svår att förstå. Betydelsen blir däremot tydlig om man gör en förenklad jämförelse av två olika konsolbalkar, utsatta för stödförskjutning, enligt figur 4.3-13. Den ena balken har mindre tvärsnittsarea vid inspänningen medan den andra balken har samma tvärsnittsarea utmed hela längden. Detta kan jämföras med att den ena balken är sprucken vid inspänningen, medan den andra är osprucken. (I själva verket hade det varit mer korrekt om tvärsnittsarean hade haft en jämn övergång.)



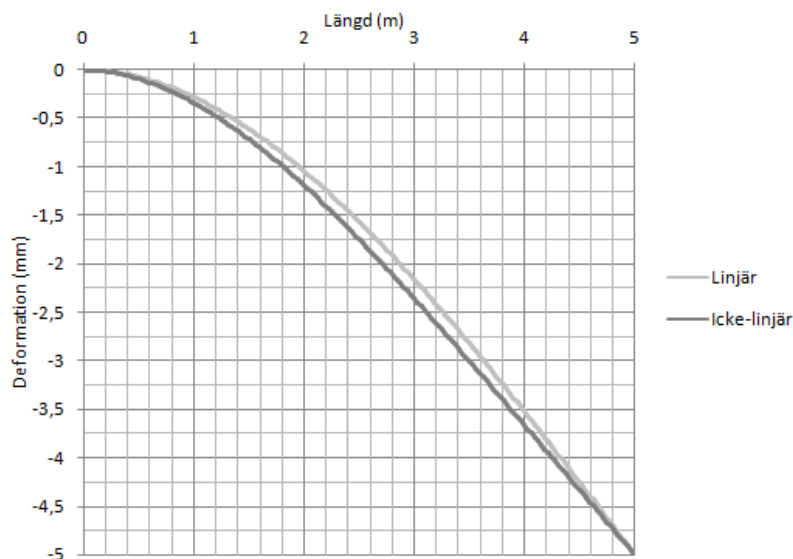
Figur 4.3-13 Deformationsformen förändras då balken spricker, dvs. det sker en omfördelning av momentet.

I figur 4.3-13 kan man se att krökningen är större i den vekare balkdelen, närmast inspänningen, jämfört med krökningen hos den styvare balken. Det sker alltså en omfördelning (samt minskning) av momentet då balken spricker.

För att kontrollera hur deformationsformen, och därmed också krökningen, förändras då betongen spricker görs en linjärelastisk beräkning av samma modell som använts vid den icke-linjära beräkningen. Deformationsformerna kan sedan jämföras och utvärderas. För att lättare kunna hantera och jämföra utböjningsformerna hämtas värden på utböjningen av balkens medellinje, se figur 4.3-15.



**Figur 4.3-14** Deformation vid linjär resp. icke-linjär materialmodell.



**Figur 4.3-15** Utböjning av balkens medellinje.

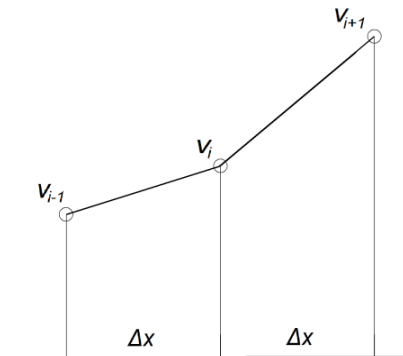
För att kunna särskilja den momentandel som avtar beroende på en förändrad krökning respektive en minskad böjstyvhets (dvs. uppsprickning), tas krökningen fram för balken. Dels då uppsprickning beaktas, och dels då balken modelleras med linjärelastiska materialegenskaper. Därefter kan en godtycklig böjstyvhets (i detta fall motsvarande balkens ospruckna tvärsnitt) antas för båda de framtagna krökningarna, och jämförbara moment kan beräknas.

Utifrån balkteori är krökningen andraderivatan av utböjningen (Heyden, 2008). De numeriska värdena på balkens medellinje, i deformerat läge, hämtas från LUSAS. Därefter beräknas krökningen av medellinjerna genom numerisk derivering av utböjningen.

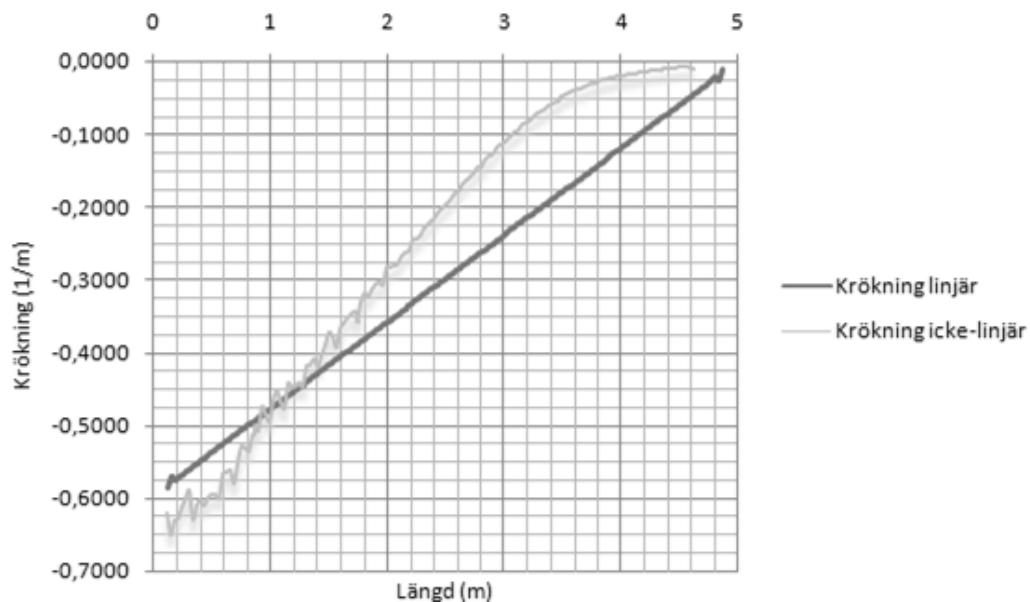
$$v' = \frac{v_{i+1} - v_{i-1}}{2\Delta x}$$

$$v'' = \frac{\frac{v_{i+1} - v_i}{\Delta x} - \frac{v_i - v_{i-1}}{\Delta x}}{\Delta x} = \frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{\Delta x^2}$$

(Austrell, 2009)



Då betongen spricker erhålls en del tvära hopp i utböjningsformen, lokalt vid sprickorna. De, mycket små, men ojämna partierna förstärks ytterligare då utböjningen deriveras. Detta är anledningen till de ryckigheter i krökningen som fås vid infästningen i figur 4.3-16.

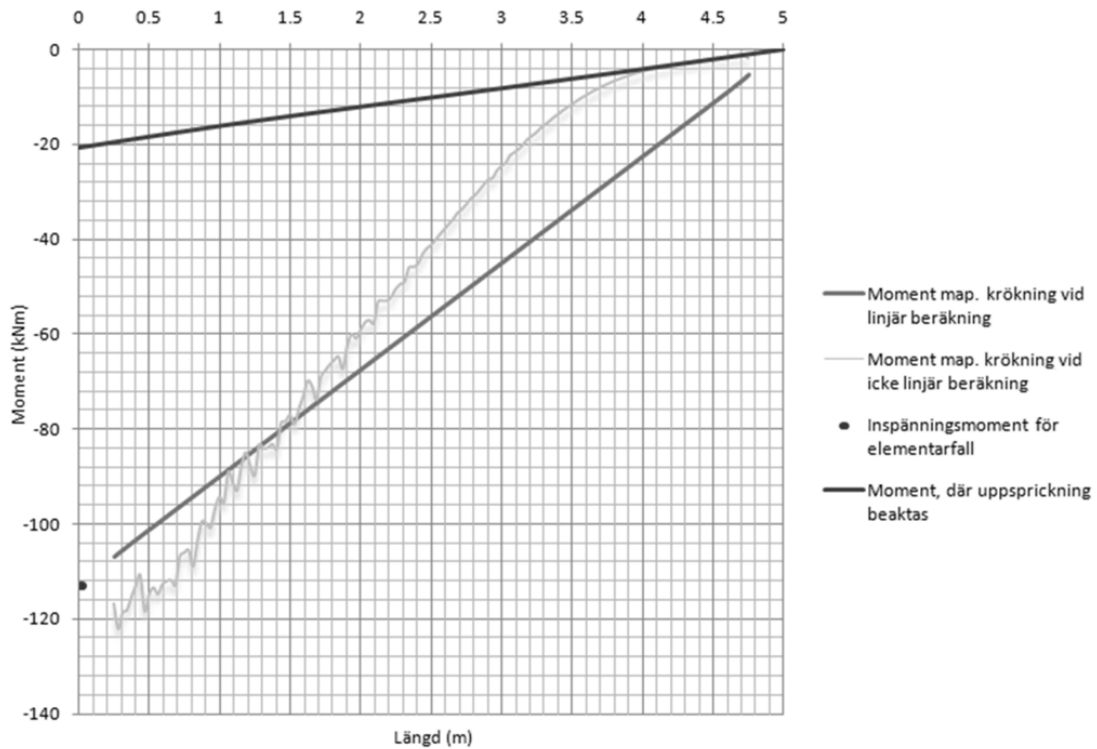


Figur 4.3-16 Balkens krökning vid linjärelastisk resp. icke-linjär materialmodell.

Genom att multiplicera krökningen med böjstyvheten kan ett *fiktivt* moment beräknas. Med *fiktivt* menas i detta fall det moment som motsvarar en viss krökning, utan hänsyn till en reducerad böjstyvhet beroende på uppsprickning.

$$M = EI \cdot \frac{d^2v}{dx^2}$$

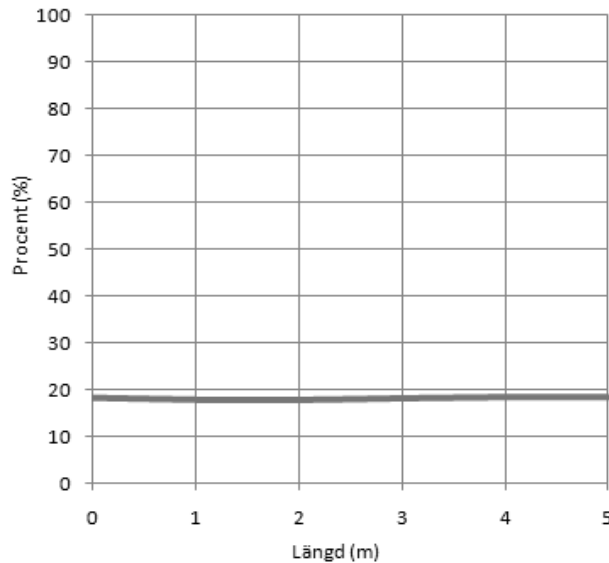
Böjstyvheten för det ospruckna betongtvärsnitt multipliceras med de två olika krökningarna, med respektive utan uppsprickning. På så sätt kan krökningens inverkan på momentet undersökas, se figur 4.3-17.



**Figur 4.3-17** Moment beräknat utifrån krökningen vid linjär respektive icke linjär beräkning samt momentfördelning då uppsprickning beaktas.

Då betongen spricker ökar krökningen närmast inspänningen, där balken är som mest sprucken. Som kan ses i figur 4.3-17 medför detta att krökningen närmast inspänningen hade resulterat i ett större moment om uppsprickning försumrats. Om momentet hade reducerats med avseende på den rådande böjstyvheten hade alltså momentet underskattats.

I balkdelen närmast den fria kanten avtar krökningen då betongen spricker. Faktum är att hela momentminskningen i denna balkdel beror på en minskad krökning. Detta är också rimligt med tanke på att tvärsnittet inte är sprucket vid den fria balkänden, och således inte heller har en minskad böjstyvhet.



**Figur 4.3-18 Procentuell minskning av momentfördelningen då balken spricker.**

Som kan ses i figur 4.3-18, är den procentuella minskningen av momentet samma utmed hela balken. Det ligger då nära tillhands att anta att en jämn reduktion av tvångsmomentet är lämplig. Dessvärre gäller detta inte generellt, statistiskt obestämda konstruktioner kan medföra att momentfördelningen påverkas av var och hur konstruktionen spricker. En jämn reduktion av momentet i en statistiskt obestämmd konstruktion kan således vara vanskelig, och ett allt för grovt antagande.

#### 4.3.4 Jämförelse med föreslagen metod

I analysen, av deformationsformens beteende vid uppsprickning, visades att krökningen förändras då betongen spricker av momentbelastning. Detta innebär att metoden troligtvis inte är tillämpbar på tvångskrafter som ger upphov till moment. I metoden måste man utgå ifrån en linjärelastiskt beräknad töjningsfördelning av tvärsnittet, vilket är felaktigt om balken är sprucken.

Det kan trots detta vara intressant att jämföra tillskottspänningen, beräknad utifrån armeringens töjning, med armeringspåkänningen som erhålls i den ickelinjära datorberäkningen. På så sätt fås en uppfattning om storleksordningen på krökningens (och andra felkällors) inverkan.

(Om resultaten inte är i samma storleksordning så kan man dra slutsatsen att metoden inte kan användas för att reducera moment. Om resultaten stämmer överens betyder dock inte detta att metoden kan antas gälla generellt.)

#### Beräkning av tillskottspänning för inspänningsmoment

Momentet vid inspänningen kan beräknas med elementarfall, böjstyvheten för armering och betong har beräknats tidigare.

$$M_A = \frac{3EI}{L^2} v_B = \frac{3 \cdot 188 \cdot 10^6}{5^2} \cdot 0.005 = 112.8 \text{ kNm}$$

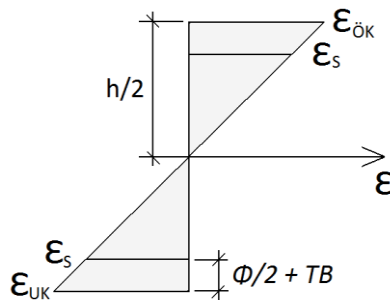
Med Naviers-formel kan spänningen i ovan-/underkant beräknas. Eftersom tvärsnittet är dubbelsymmetriskt är spänningen i ovan respektive underkant lika stora.

$$\sigma_{UK} = \sigma_{\text{ök}} = \frac{M}{W} = \frac{112.8 \cdot 10^3}{\frac{1 \cdot 0.4^2}{6}} = 4.23 \text{ MPa}$$

Töjningen i ovan/underkant:

$$\varepsilon_{\text{ök}} = \varepsilon_{UK} = \frac{\sigma_{UK}}{E_{ck}} = \frac{4.23 \cdot 10^6}{34 \cdot 10^9} = 0.124 \text{ mm/m}$$

Täckskiktet är 35 mm och armeringens diameter sätts till 12 mm. Med hjälp av likformighet kan töjningen på armeringens nivå beräknas.



$$\frac{\varepsilon_{UK}}{\frac{h}{2}} = \frac{\varepsilon_s}{\left(\frac{h}{2} - \left(TB + \frac{\phi}{2}\right)\right)} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{2\varepsilon_{UK}}{h} \cdot \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + TB\right)\right)$$

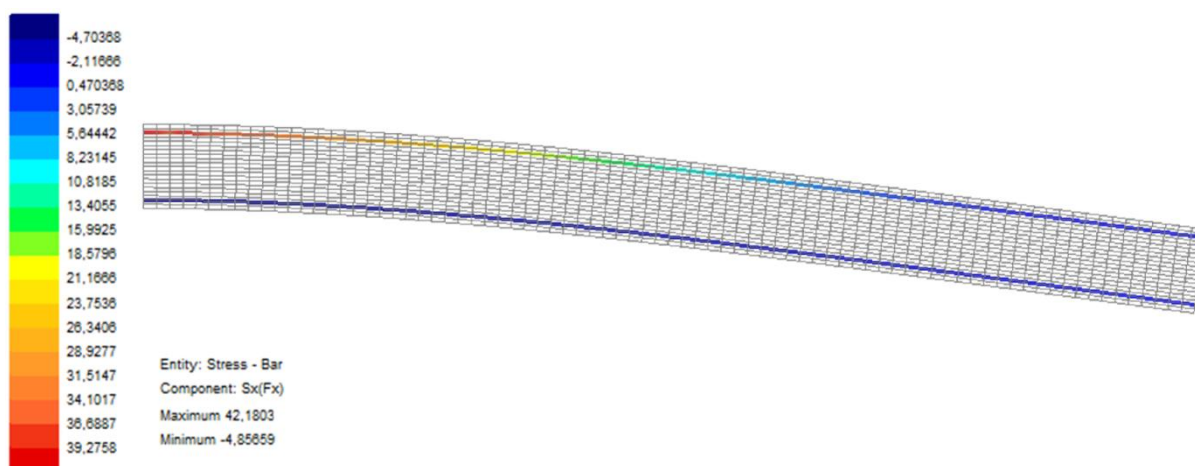
$$\varepsilon_s = \frac{2\varepsilon_{UK}}{h} \cdot \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + TB\right)\right) = \frac{2 \cdot 0.124 \cdot 10^{-3}}{0.4} \cdot \left(\frac{0.4}{2} - \left(\frac{0.012}{2} + 0.034\right)\right) = 0.10 \text{ mm/m}$$

Tillskottsspänning i armering:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 210 \cdot 10^9 \cdot 0.10 \cdot 10^{-3} = 20.9 \text{ MPa}$$

Påkänningen i armeringen, då enbart armeringens töjning beaktas, är mindre än hälften av den faktiska påkänningen, som uppgår till 42.2 MPa (se figur 4.3-19). Metoden underskattar således påkänningen. Det är däremot uppenbart att momentet avtar betydande då betongen spricker och en traditionell dimensionering resulterar i att tvärsnittet överdimensioneras.





**Figur 4.3-19** Armeringspåkänningen är som störst i ovankant vid inspänningen, en förskjutning på 5 mm ger en dragspänning på 42.2 MPa.

Det bör påminnas om att antagandena som görs då metoden används innebär att armeringen är helt frilagd. Den relativt stora skillnaden mellan beräkningarna beror därmed troligtvis inte bara på krökningens inverkan. Det kan även bero på andra felkällor, som inverkan av betongens tryckzon och medverkan av dragen betong mellan sprickorna.

#### 4.4 Slutsats och implementering i arbetsgång

Utvärderingen visade att normalkraft och moment måste hanteras separat. Normalkrafter kan räknas om till tillskottsspänningar medan momenten bör hanteras i vanlig ordning, detta komplicerar arbetsgången eftersom snittkrafterna måste separeras (se figur 4.4-1).

Enligt Bro 2004 42.14 kan krympning, temperaturlast och stödförskjutning reduceras med hänsyn till betongens krypning. Storleken på reduktionen förutsätter en arbetsgång som följer normen och beprövade beräkningsförfarande. Det är således svårt att avgöra om detta också kan tillgodoräknas vid omräkning till tillskottsspänningar. På säkra sidan utelämnas därför reduktionen helt vid omräkning av normalkrafter.

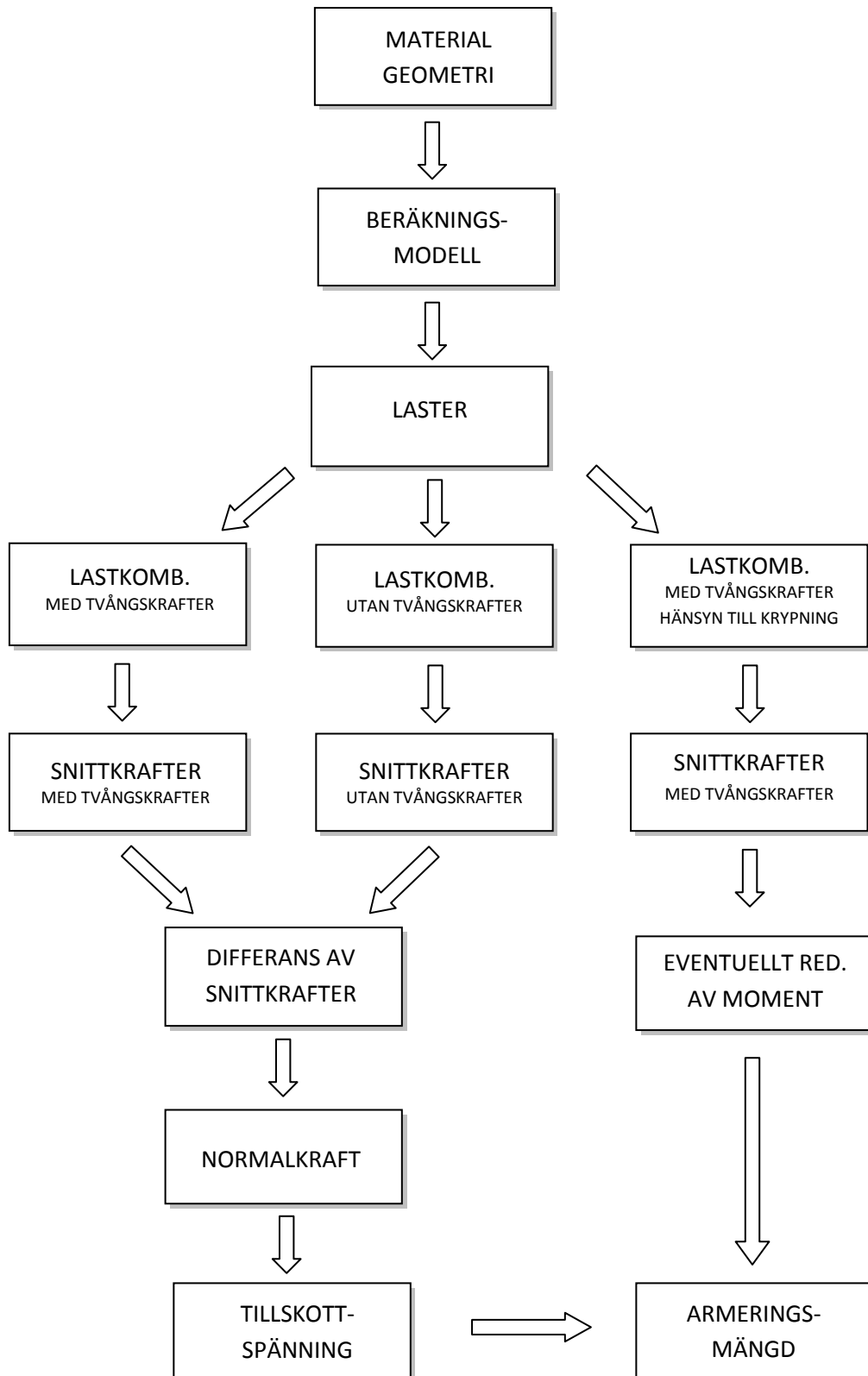
När en brokonstruktion skall dimensioneras måste de dimensionerande snittkrafterna tas fram. Konstruktionen skall dimensioneras för flertalet laster. Både permanenta laster, som egentyngd och krympning, samt variabla laster, som trafik- och temperaturlast. De olika lasterna hanteras i en lastkombination enligt Bro 2004.

Lastkombineringen medför svårigheter i att urskilja tvångskrafterna från de övriga lasterna. Detta beror på att lasterna tilldelas olika lastkoefficienter, samt kombineras olika beroende på vilket snitt som kontrolleras. Vid den praktiska dimensioneringsgången är det därför lättare att göra två lastkombineringar, en där alla laster beaktas samt en där tvångslasterna utelämnas. Differensen mellan kombinationerna ger tvångskrafternas storlek. Därefter reduceras tvångskrafterna genom att dessa räknas om till en tillskottsspänning (se kapitel 4 *Metod för hantering av tvångskrafter*). Tillskottsspänningen, tillsammans med snittkrafterna från övriga laster (utan tvångslaster), används sedan vid beräkning av armeringsbehov.

$$N_{Tvång+Övriga\ laster} - N_{Övriga\ laster} = N_{Tvång}$$

Lastkombineringen försvåras ytterligare om en enskild last består av både tvångslast och yttre last. Detta gäller exempelvis temperaturlasten, som kan ge upphov till ett mothållande jordtryck. Vid en ökad temperatur expanderar konstruktionen och ger upphov till ett jordtryck som skapas då denna pressas mot jorden. Jordtrycket är en yttre last och avtar inte på samma sätt som tvångslaster då betongen spricker. Detta eftersom konstruktionens rörelse kvarstår vid uppsprickning (dock kan deformationsformen förändras).

Arbetsgången, för reducering av tvångskrafter, kan ses i figur 4.4-1. Det har tidigare nämnts att momentet möjligtvis kan reduceras, det krävs däremot vidare studier för att fastställa hur denna reducering kan göras. För att åskådliggöra när denna reducering i så fall kan utföras redovisas även detta arbetsmoment i den schematiska arbetsgången.



Figur 4.4-1 Arbetsgång vid reducering av tvångskrafter.

## 5 Fallstudie: Sned plattrambro

### 5.1 Inledning

Vid 3-dimensionell linjärelastisk finita elementanalys uppstår ofta orimligt höga tvångskrafter, både i enkla raka konstruktioner och i konstruktioner med en mer avancerad geometri. Det finns däremot ingen anledning att använda en 3-dimensionell modell till en enkel geometri, som kan hanteras med en 2-dimensionell rammodell ("meterstrimla").

Ett av syftena med fallstudien är att redogöra för de problem som kan uppstå då metoden, enligt kapitel 4, tillämpas. Således bör metoden också testas för en konstruktion vars utformning kräver FE-analys och problematiken med tvångskrafter gestaltas på ett bra sätt.

I fallstudien ska en befintlig sned plattrambro analyseras, eftersom denna med fördel kan analyseras med FE-analys. Bron är belägen vid Målilla, i norra Småland, och konstruerades av Centerlöf & Holmberg under våren 2009. Bron ska inte dimensioneras fullständigt. Istället ska metodens inverkan på armeringsbehovet undersökas i konstruktionsdelar där tvångskrafterna får stor inverkan, exempelvis vid gjutfogar. Fallstudien ska även redogöra för hur metoden kan tillämpas vid praktisk dimensionering, dvs. hur den kan förankras i den allmänna beräkningsgången enligt BBK 04 och Bro 2004. Finita element programmet LUSAS kommer användas för modellering och beräkning av snittkrafter.

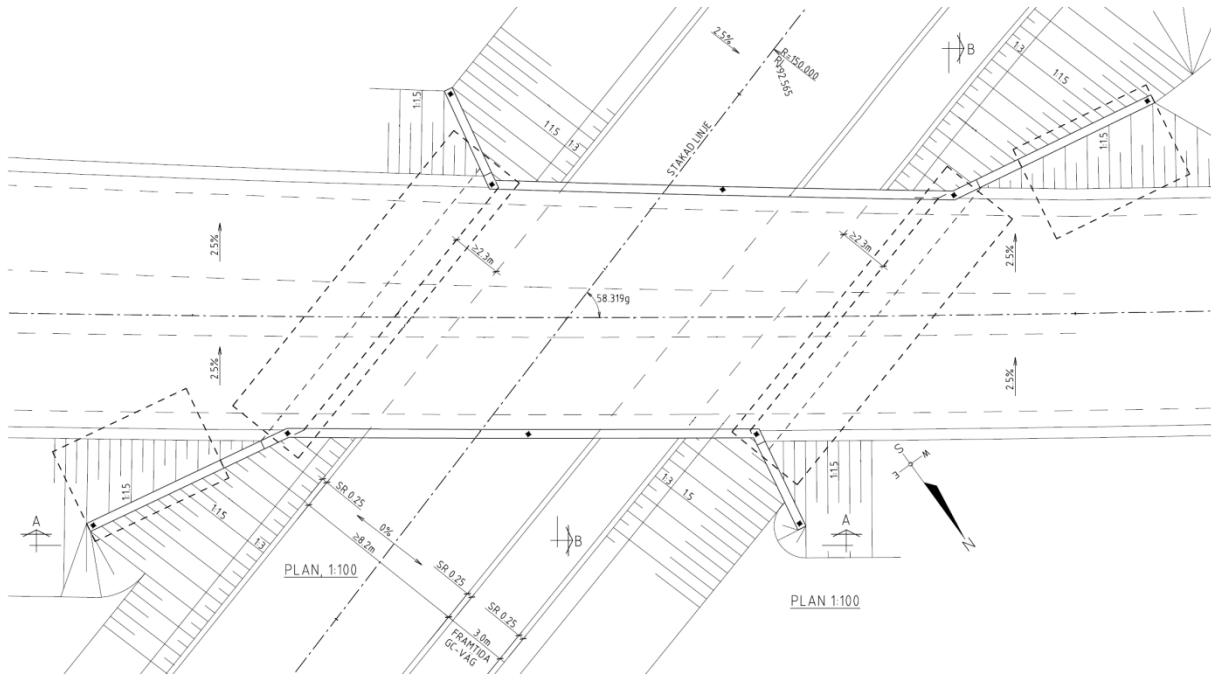
Armeringsbehovet som erhålls då metoden tillämpas ska jämföras med motsvarande behov som erhålls vid en traditionell hantering av tvångskrafterna. Vissa resultat kommer även att jämföras med de armeringsbehov som erhöles då bron konstruerades, där Uppenbergs metod (se kapitel 3.2) användes. I praktiken dimensioneras ofta sneda plattrambroar med Uppenbergs metod, som utgår från en 2-dimensionell rammodell. Uppenbergs metod togs fram på 60-talet och är väl beprövad men ger ganska grova resultat på armeringsbehovet i tvärled. Det är svårt att avgöra hur nära resultaten ligger den verkliga påkänningen men det kan trots detta vara intressant att jämföra storleksordningen på armeringsbehoven. För att erhålla jämförbara resultat väljs samma dimensioner och beräkningsförutsättningar som använts då bron dimensionerades av Centerlöf & Holmberg.

Armeringsbehovet tas fram i brottgränstillståndet (LK IV) och brukgränstillståndet (LK V:B). I lastkombination V:B kontrolleras tillåtna sprickbredder och är särskilt intressant eftersom den i större grad präglas av tvångslaster i form av temperaturlast, stödförskjutning och krympning. Lastkombination IV innehåller också tvångskrafter, däremot är lastkoefficienterna lägre. Dessutom beaktas endast temperaturlasten i lastkombination IV för tågbroar samt då andra ordningens effekter har *signifikant* betydelse (BV Bro utgåva 9, 2008).

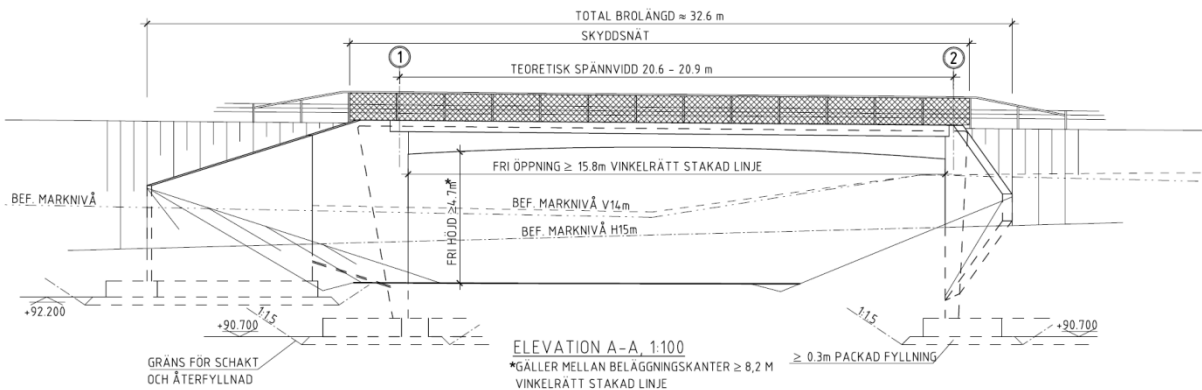
Bron, som ska undersökas i fallstudien, är en vägbro där andra ordningens effekter har liten betydelse. Normalt sett bör därför inte heller temperaturlasten beaktas i lastkombination IV. Men eftersom avsikten med fallstudien huvudsakligen är att redogöra för hur metoden fungerar generellt beaktas temperaturlasten även i lastkombination IV.

## 5.2 Förutsättningar

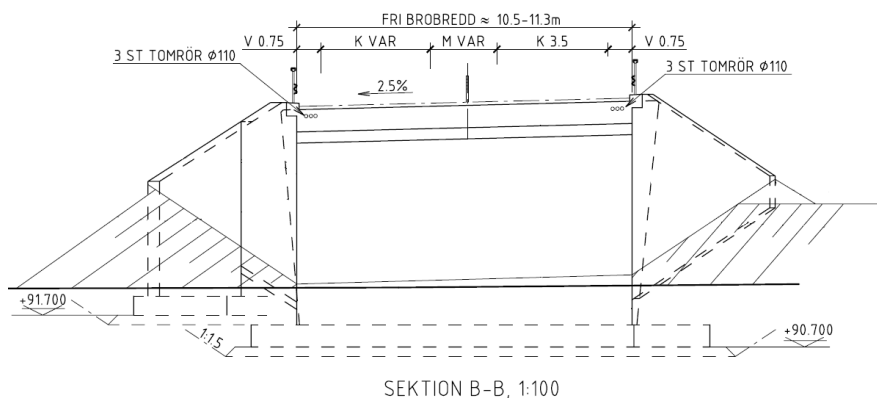
Beräkningsförutsättningarna är hämtade från den tekniska beskrivningen för broprojektet, som även var underlag för den dimensionering som gjordes av Centerlöf & Holmberg under våren 2009. Sammanställningsritningar med brons mått och utformning kan ses i figur 5.2-1 till 5.2-3.



Figur 5.2-1 Planritning



Figur 5.2-2 Elevationsritning



Figur 5.2-3 Sektionsritning

Bron ska utföras i livslängdsklass L50 (80år) och dimensioneras med laster enligt Bro 2004, med supplement 2. Enligt Bro 2004 41.3, ligger byggnadsdelarna i olika exponeringsklasser. Detta beror på att varje byggnadsdel utsätts för olika miljöer, där bl.a. valvets undersida och rambenets insida ligger i vägmiljö. Dock görs en förenkling att hela konstruktionen ligger i samma miljö, exponeringsklass XD1/XF4, vilket t.ex. motsvarar valvets ovsida.

Minst täckande betongskikt fås ur SS 13 70 10, med avseende på exponeringsklass, livslängd och vct. I detta fall sätts täckande betongskikt till totalt 35 mm, med hänsyn till en utförandetolerans på 10 mm. Spricksäkerhetsfaktorn och högst tillåtna sprickbredd bestäms utifrån livlängd och exponeringsklass. För *föga korrosionskänslig armering* ger detta en spricksäkerhetsfaktor på  $\zeta = 1.2$  och en maximal sprickbredd på  $w_k = 0.3$  mm. (SS 13 70 10)

Eftersom den största spännvidden är större än 15.0 m ska bron dimensioneras i säkerhetsklass 3, enligt Bro 2004 12.2.

### 5.2.1 Material

Bron ska utföras i betong, med kvalitet C35/45, samt slakarmering av kamstänger, B500B. De karakteristiska tryck- och draghållfastheterna samt elasticitetsmodulen för betong är hämtade från BBK 04 2.4. Den karakteristiska draghållfastheten samt elasticitetsmodulen för armeringen är hämtade från BBK 04 2.5.

Betong:	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ctk}$ (MPa)	$E_{ck}$ (GPa)
C35/45	33.5	2.1	34

Armering:	$f_{yk}$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
B500B	500	200

### 5.2.2 Grundläggning

Rambenens bottenplattor antas vara lika stora. Bottenplattorna har en bredd på 3.5 m, en längd på 15.5 m samt en tjocklek på 0.7 m. Stödmurarna vid de nordvästra och sydöstra vingarna (se planritning, figur 5.2-1) är inte förankrade i brokonstruktionen och kan dimensioneras separat, dessa utelämnas däremot i fallstudien.

Bron ska grundläggas på minst 0.3 m packad grusfyllning. Enligt beräkningsförutsättningarna är friktionsvinkeln för packad fyllning  $\phi_k = 38^\circ$ , och tungheten  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup> respektive  $\gamma' = 11$  kN/m<sup>3</sup> för vattenmättad fyllning. Grundvattenytan ligger på ett relativt stort djup och påverkar inte beräkningarna.

### 5.2.3 Laster

För att erhålla jämförbara resultat beaktas merparten av de laster som föreskrivs enligt Bro 2004. De laster som beaktas i kombineringen kan ses i tabellen nedan, där partialkoefficienter enligt Bro 2004 är angivna.

	LK IV	LK V:B
<u>Permanent laster</u>		
Egentyngd	0.9/1	1
Beläggning	0.8/1	1
Jordtryck	0.9/1.1	1
Krympning	0/1	0/1
<u>Variabla laster</u>		
Ekv last 1	0.7/1.5	-
Bromskraft	0.7/1.5	0.7
Temperaturlast*	0.6/1.5	0.6
Överlast	0.7/1.5	0.7

\* - Temperatur ökning/minskning samt gradient

Några laster utelämnas, som exempelvis ekvivalentlast 2-5 samt typfordon.

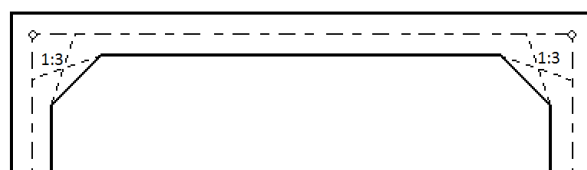
### 5.2.4 Avgränsningar och antagande

Armeringsbehovet kontrolleras enbart i vissa delar av valv och ramben. Bottenplatta och kantbalkar utelämnas helt. Tvångskrafterna uppstår framförallt vid gjutfogar och i detta fall ligger gjutfogen mellan valv och ramben. Med anledning av detta är dessa konstruktionsdelar särskilt intressanta att utvärdera.

Vid dimensionering undersöks endast behovet av böjarmering. Dimensionering med hänsyn till tvärkraft och utmattning utelämnas helt i fallstudien, eftersom dessa inte medför samma problematik kring orimliga tvångskrafter.

Då en bro ska dimensioneras ska den bland annat kontrolleras för trafiklast i form av ekvivalentlast 1 – 5 samt typfordon, militärfordon etc. I detta fall avgränsas trafiklasten till ekvivalentlast 1 eftersom denna vanligtvis är dimensionerande. Vissa begränsningar görs också för trafiklastens placering i tvärled. Lasten placeras så att belastningen blir som störst vid valvets fria kant, vilket kan resultera i att belastningen i mittsektionen kan vara något underskattad. Trafiklasten beaktas däremot endast i lastkombination IV varför denna avgränsning bara gäller för brottgränstillståndet.

Vid tvära voter och hörn får ett tjockare tvärsnitt tillgodoräknas enligt 1:3 metoden, se figur 5.2-4 (BBK 04 6.1). För att erhålla en enkel och lätthanterlig beräkningsmodell beaktas detta inte i modellering. Detta får liten betydelse eftersom armeringsbehov, med respektive utan reducering, ska jämföras utifrån samma beräkningsmodell.



Figur 5.2-4 Exempel på 1:3 metoden

Lastkombinering på normalkraft görs ej, trots att detta i teorin skulle kunna ge dimensionerande snittkrafter. Stora normalkrafter (i brokonstruktioner som denna) beror vanligen på tvång och ska således reduceras enligt den beaktade metoden.

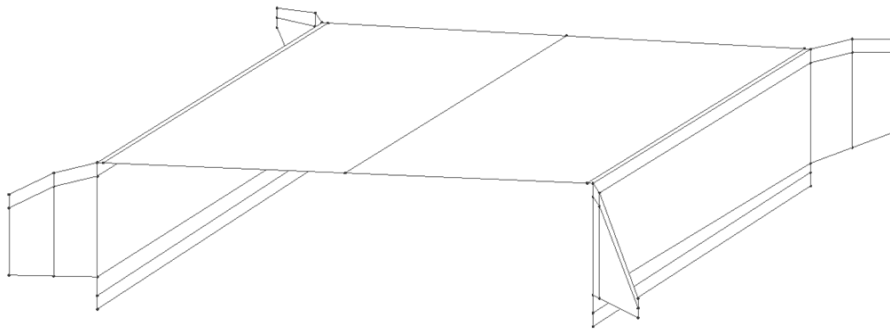
En annan begränsning i lastkombineringen är att tvångslasterna inte kan antas som huvudlast. Anledningen till detta är främst beräkningsteknisk. Lastkombineringen av tvångslaster görs manuellt medan övriga laster kombineras i LUSAS, se kapitel *lastkombinering*. Denna begränsning gäller endast för lastkombination IV där tvångslasterna kan ha varierande partialkoefficient. Problemet skulle kunna undvikas om hela lastkombineringen skulle göras manuellt. Detta hade dock medfört ett betydligt mer omfattande arbete eftersom trafiklasten skall kontrolleras för flera olika lastställningar för varje beaktat snitt.

### 5.3 Modellering

Bron modelleras i LUSAS Bridge Plus, som är ett kommersiellt beräkningsprogram avsett för bland annat analysering av broar. I LUSAS görs först en geometri som i sin tur tilldelas ett elementnät. Därefter föreskrivs laster och randvillkor till modellen. Geometrin består av ytor som tilldelas materialdata och tjocklek. De olika lasterna som verkar på konstruktionen hanteras i olika lastgrupper och resultatet kan sedan redovisas för varje separat grupp. LUSAS kan även hantera viss form av lastkombinering. Enheterna som används är; kN (kraft), m (längd), ton (vikt), och °C (temperatur).

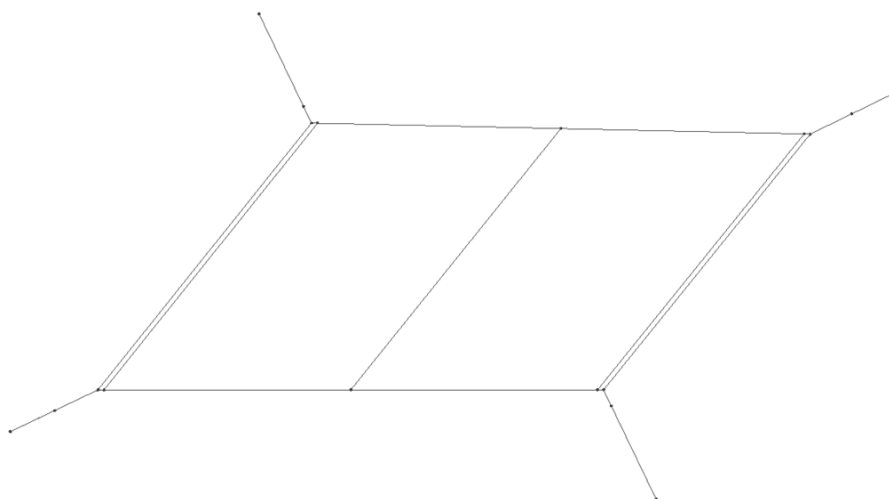
#### 5.3.1 Geometri

Geometrin består av ytor som är framtagna utifrån längder och koordinater i mått ritningar, som framställts då bron konstruerades (se figur 5.3-1 och 5.3-2).



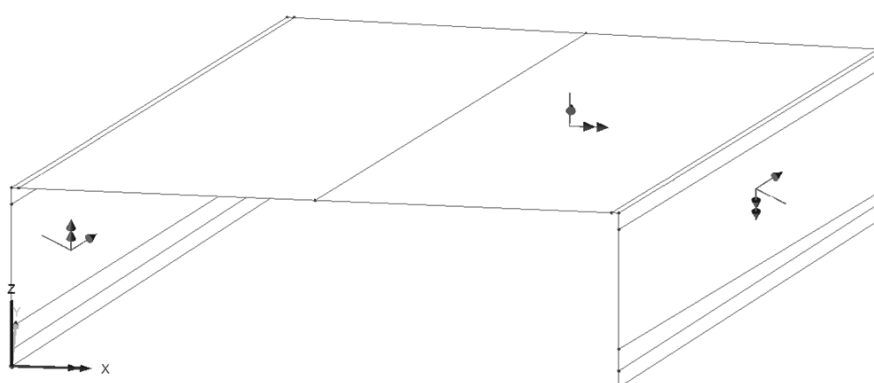
Figur 5.3-1 Geometrisk modell i LUSAS.





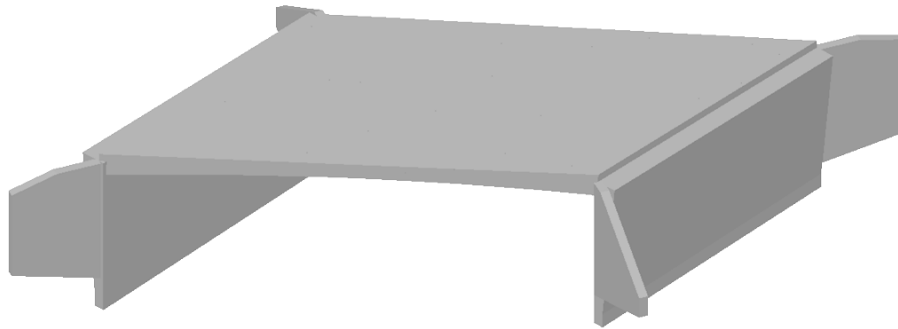
**Figur 5.3-2 Plan på geometrisk modell i LUSAS.**

Det globala koordinatsystemet orienteras så att x-axeln går utmed bronns fria kant, på dess norra sida, se figur 5.3-3. De lokala koordinatsystemen för ytorna är riktade med z- axeln utåt, vilket innebär att positivt moment ger drag i ovan-/ytterkant, för såväl valv som ramben. Även de lokala koordinatsystemen för vingarna orienteras med z- axeln utåt, vinkelrätt mot ytan. I detta fall kommer däremot inte snittkrafterna i vingarna utvärderas.



**Figur 5.3-3 Globalt och lokala koordinatsystem. Dubbelpil avser x- axel, enkelpil y- axel och axel utan pil avser z-axel.**

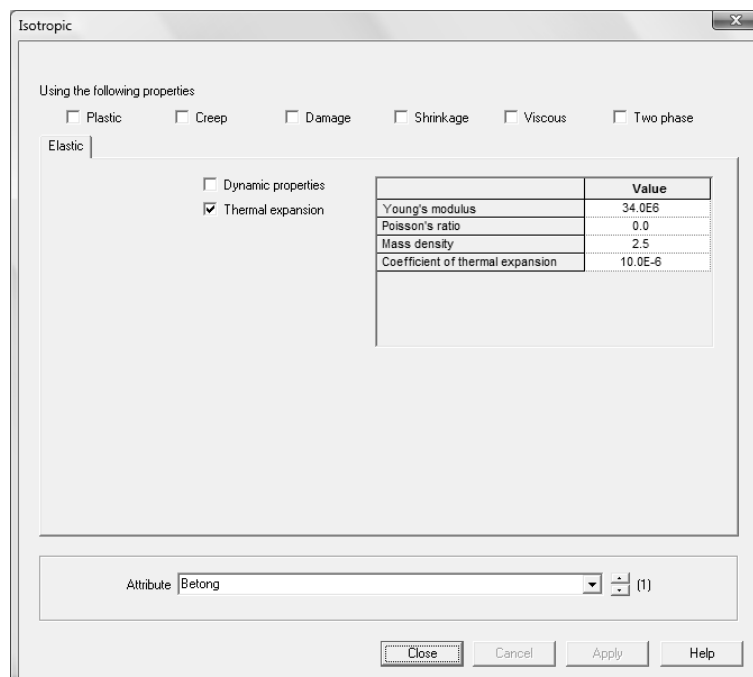
Tjockleken på valvet varierar enligt ett andragradspolynom, vinkelrätt mellan rambenen. Tjockleken är 700 mm i mittsnittet och 1050 mm vid rambenens insida. Tjockleken på rambenen varierar linjärt från 500 mm vid bottenplattan till 1100 mm vid valvets systemlinje (tjockleken på rambenet är 1200 mm vid valvets ovankant). Vingarnas tjocklek är 400 mm och den medverkande tjockleken i bottenplattan sätts, på säkra sidan, till 500 mm (se figur 5.3-4).



Figur 5.3-4 Tjocklek på valv, ramben och vingar.

### 5.3.2 Material

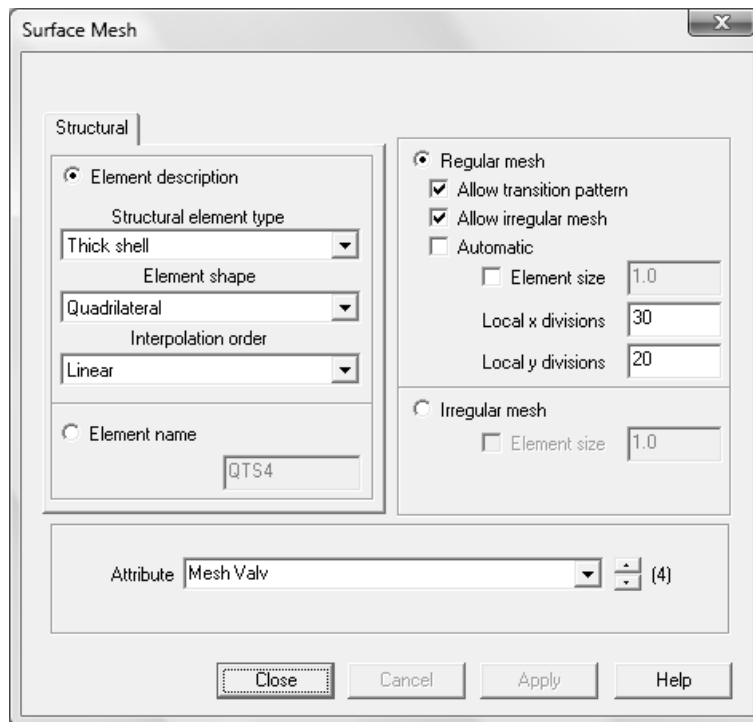
Varje yta som ingår i geometrin måste tilldelas materialdata och i detta fall utgörs hela konstruktionen av betong. I LUSAS föreskrivs betongen som ett linjärelastiskt isotropt material, och ska tilldelas en längdutvidgningskoefficient, elasticitetsmodul, tunghet samt Poissons tal. Enligt BBK 04 är tungheten för armerad betong  $25 \text{ kN/m}^3$ , i LUSAS föreskrivs detta med motsvarande massdensitet på  $2.5 \text{ ton/m}^3$ , se figur 5.3-5. Den karakteristiska elasticitetsmodulen för betongkvalité C35/45 är 34 GPa (BBK 04), längdutvidgningskoefficienten är  $10^{-5} 1/^\circ\text{C}$  (Bro 2004 21.261) och tvärkontraktionstalet (poissons tal) sätts till noll (BBK 04 2.3.1).



Figur 5.3-5 Inmatning av materialdata i LUSAS.

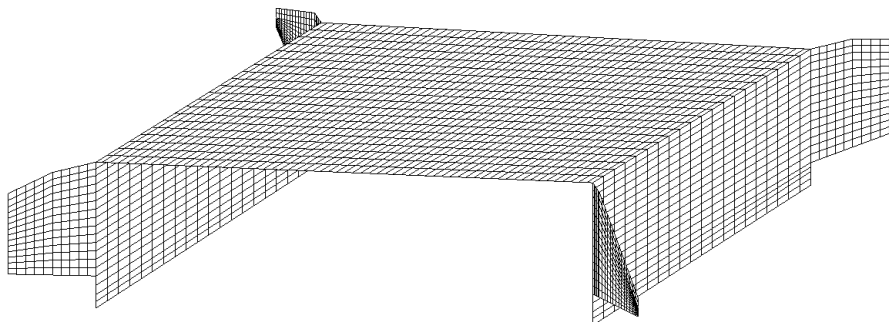
### 5.3.3 Elementnät

Elementnätet utgörs av rektangulära (quadrilaterala) skalelement med linjär interpolationsordning. Skalelementen (thick shell) kan liknas vid plattelement med skillnaden att de kan ta upp normalkrafter.



**Figur 5.3-6 Inmatning av elementnät i LUSAS.**

Då man, som i detta fall, använder plattelement redovisas snittkrafterna med nodmedelvärden i varje nod. Det innebär bland annat att till synes rimliga resultat kan erhållas, trots att elementnätet är alltför grovt. För att försäkra sig om att ett tillräckligt fint elementnät används bör de rena nodvärdena studeras. Då kan differensen av snittkrafterna mellan intilliggande element utvärderas, där en stor skillnad tyder på ett alltför grovt elementnät. Valt elementnät kan ses i figur 5.3-7.



**Figur 5.3-7 Elementnät**

### 5.3.4 Upplag

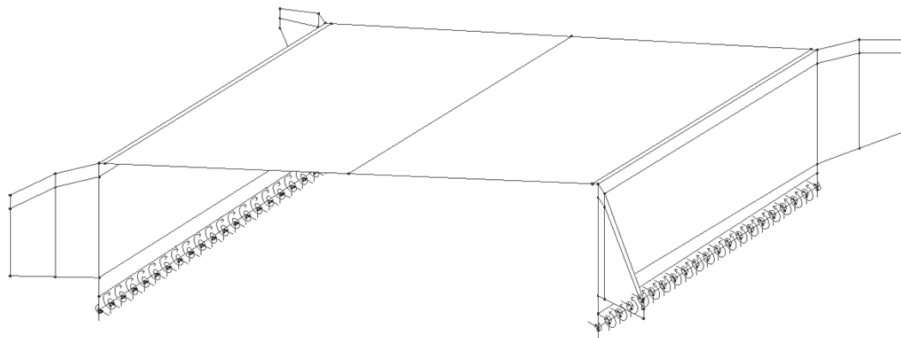
Eftersom armeringsbehovet i bottenplattorna inte ska kontrolleras, utelämnas dessa i modelleringen och förenklas till rotationsfjädrar utmed brokonstruktionens upplag, enligt figur 5.3-8. Vingarna antas hänga fritt och därför föreskrivs inga upplag utmed vingarna.

Enligt Bro 2004 ska brokonstruktioner dimensioneras med avseende på vek respektive styv inspänning. I detta fall beaktas däremot endast styv inspänning. Rotationsstyhheten beräknas utifrån Bro 2004 bilaga 3-3.1. Den karakteristiska elasticitetsmodulen för jordmassan är 178 MPa med en

partialkoefficienten på  $\gamma_{m,brott} = 1.2$ , enligt befintliga bygghandlingar. Bredden (B) på bottenplattan är 3.5 m.

$$k_{\theta k} = \frac{E_d B^2}{5}, \quad E_d = E_k \cdot \gamma_{m,brott}$$

För att minska effekterna av tvång föreskrivs även en fjäderstyvhet i upplagens längsriktning. Överslagsmässigt beräknas styvheten utifrån en elasticitetsmodul på 40 MPa/m<sup>2</sup>. Genom att denna multipliceras med bottenplattans bredd fås en styvhet per meter, som kan föreskrivas i upplagens längsriktning. (Man kan notera att krafter längs upplagen helt försummas vid en tvådimensionell beräkning.)



Figur 5.3-8 Rotationsstyvhet för upplag.

### 5.3.5 Laster

I LUSAS kan laster föreskrivas till ytor, som utbredd last, linjelast eller punktlast. Utbredda laster samt linjelaster fördelas ut till nodpunktlaster i det belastade området/linjen, motsvarande den föreskrivna lasten.

### Egentyngd

I LUSAS beaktas egentyngden genom att en tyngdacceleration föreskrivs, i detta fall  $-10 \text{ m/s}^2$ . Tyngdaccelerationen appliceras på hela geometrin, som sedan tidigare har tilldelats en massdensitet.

### Beläggning

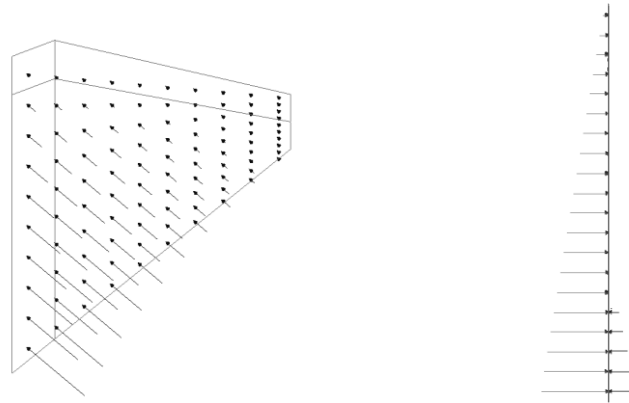
Tungheten för beläggning är  $25 \text{ kN/m}^3$  och tjockleken sätts till 100 mm, enligt den tekniska beskrivningen för broprojektet. I LUSAS föreskrivs beläggningen som en utbredd last på valvet enligt:

$$25 \cdot 0.1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

### Jordtryck

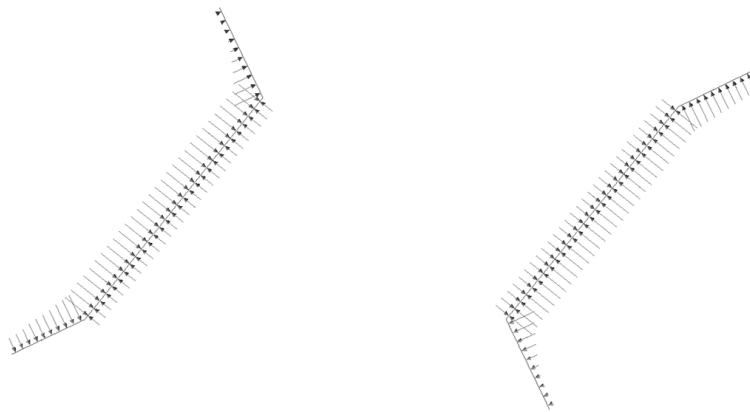
Hela brokonstruktionen är belägen över grundvattenytan vilket medför att jordens tunghet kan sättas till  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , se kapitel *förutsättning*. Vilojordtrycket som funktion av djupet,  $z$ , kan beräknas enligt Bro 2004 21.132. Vilojordtryckskoefficienten,  $K_0$ , för krossad sprängsten är 0.34 (Bro 2004 tabell 21-1).

$$q_{jordtryck}(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$



**Figur 5.3-9 Jordtryck på vingar (t.v.) och ramben (t.h.).**

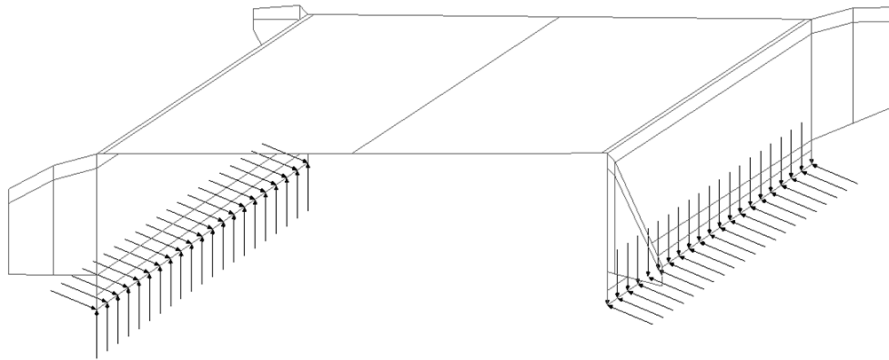
I LUSAS föreskrivs jordtrycket som linjärt varierande, med avseende på djupet, över alla ytor som utsätts för jordtryck. Rambenens ovkant antas ligga 0.45 m under vägen, med avseende på beläggningstjocklek (0.10 m) och avstånd från systemlinje till valvets ovkant (0.35 m). Rambenet utsätts även av jordtryck från insidan, se figur 5.3-9, med ett totalt djup på 1.85 m (medeldjup).



**Figur 5.3-10 Jordtryckets fördelning på vingar och ramben.**

### Stödförskjutning

Brokonstruktionen dimensioneras för en horisontell- samt en vertikal stödförskjutning, enligt figur 5.3-11. Stödförskjutning antas kunna ske för ett eller flera stöd, och kombineras så att mest ogynnsamma inverkan uppstår. Bron dimensioneras ej för samtidig vertikal och horisontell förskjutning. Den horisontella förskjutningen antas till 10 mm (motsatt riktning för respektive upplag) och den vertikala till 20 mm. (Bro 2004 21.15)



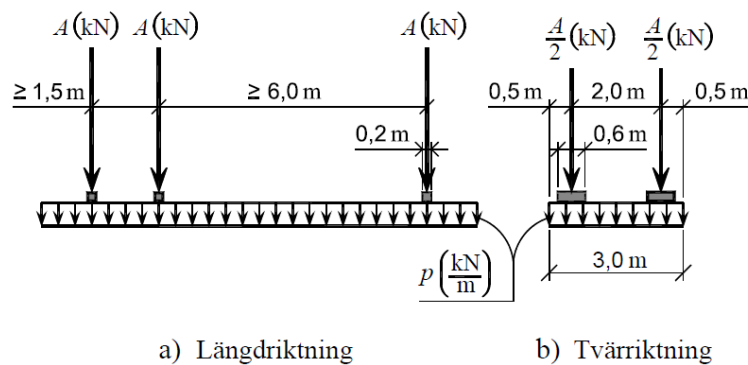
Figur 5.3-11 Stödförskjutning, horisontell och vertikal förskjutning antas inte kunna ske samtidigt.

### Krympning

Krympningen antas enligt tabell 2.4.6 i BBK 04, *normalt utomhus samt inomhus i icke uppvärmda lokaler*, vilket ger en slutkrympning på  $\epsilon_{cs} = 0.25 \cdot 10^{-3}$ . Med en längdutvidgningskoefficient på  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$  för betong motsvaras krympningen av en temperaturminskning på  $25^\circ\text{C}$ . I beräkningsmodellen förskrivs krympningen på valvet, som en temperaturlast på  $-25^\circ\text{C}$ .

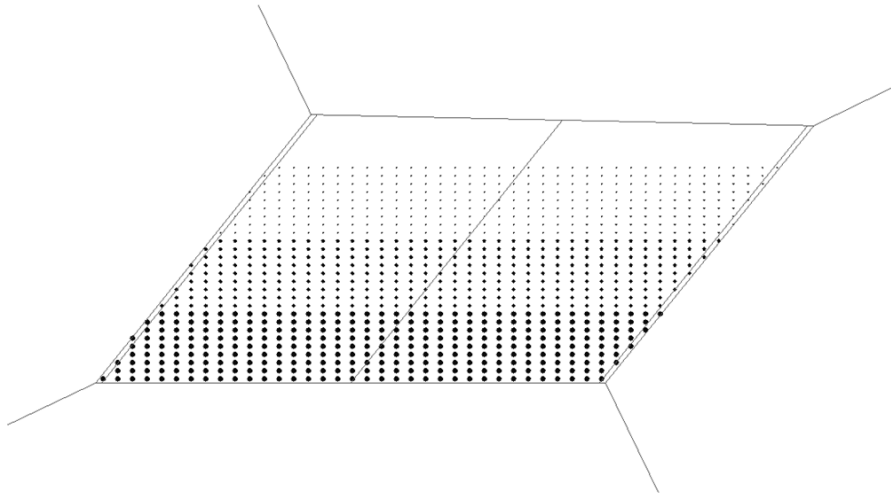
### Trafiklast

I detta fall beaktas endast ekvivalentlast 1 som består av axellaster (punktlaster), med en placering i tvärläng och längsled enligt figur 5.3-12. Förutom axellaster innehåller denna en utbredd lastdel, bestående av lastfält med en bredd på 3 m. I tvärläng placeras så många *hela* lastfält som får plats på körbana och vägren, där högst två av dessa får innehålla axellaster. (Bro 2004 21.22)



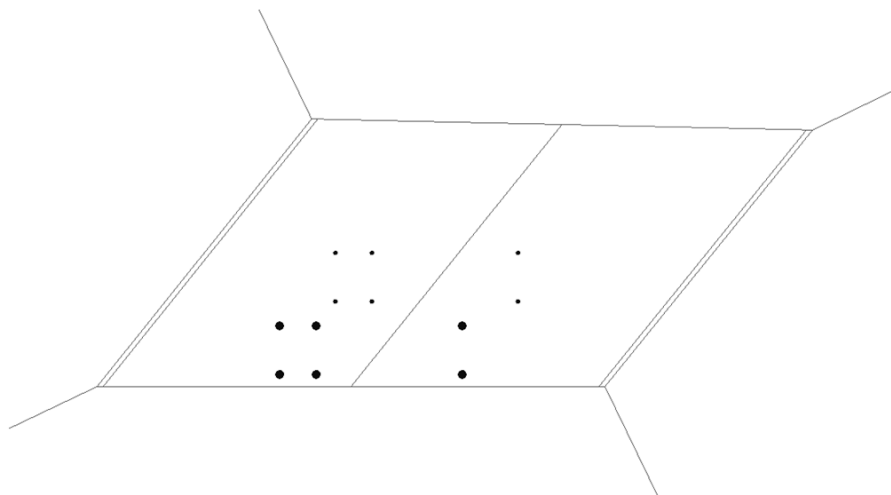
Figur 5.3-12 Ekvivalentlast 1, för ett lastfält är  $A = 250 \text{ kN}$  samt  $p = 4 \text{ kN/m}^2$  (Bro 2004 figur 21-2).

Ett fält ska innehålla axellaster motsvarande punktlaster på  $125 \text{ kN}$  och ett andra med punktlaster på  $85 \text{ kN}$ . Den utbredda lasten är  $4 \text{ kN/m}^2$  där punktlasterna är  $125 \text{ kN}$ ,  $3 \text{ kN/m}^2$  där punktlaster är  $85 \text{ kN}$  samt  $2 \text{ kN/m}^2$  för övriga lastfält.



**Figur 5.3-13 Utbredd lastdel av trafiklast, ekvivalentlast 1.**

Lasten ska placeras så att mest ogynnsamma placering erhålls, i detta fall är däremot placeringen av lastfälten i tvärled begränsad så att belastningen blir dimensionerande i valvets fria kant, se figur 5.3-13. I längsled testas olika lastställningar för axellasterna genom att dessa placeras enligt figur 5.3-14 och förflyttas, med en meters intervall, längs lastfältet. Axellasterna, för respektive lastfält, förflyttas oberoende av varandra.



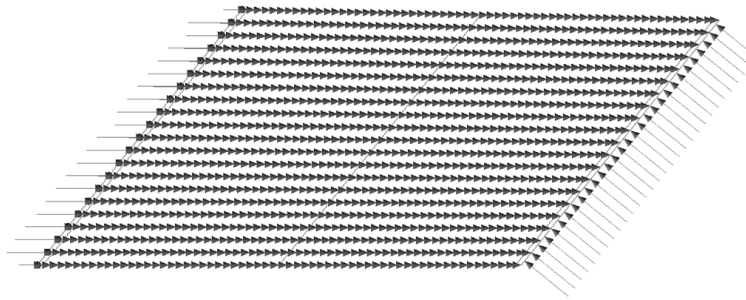
**Figur 5.3-14 Exempel på placering av punktlaster i ekvivalentlast 1.**

### Bromskraft

Enligt Bro 2004 21.2231 är bromskraften 200 kN, vid en brolängd på högst 10 m, samt 500 kN, vid en brolängd på 40 m. I detta fall är brolängden 22.8 m (mellan rambenens ytterkanter), och med linjär interpolation kan bromskraften beräknas till:

$$H_{Broms} = (22.8 - 10) \cdot 10 + 200 = 328 \text{ kN}$$

Bromskraften fördelas över valvet enligt figur 5.3-15, vilket ger en utbredd last på 1.35 kN/m<sup>2</sup>.



Figur 5.3-15 Fördelning av bromslast på valv samt mothållande jordtryck.

Då brokonstruktionen belastas av bromskraft uppstår en rörelse av valvet, vilket medför att ett av rambenen pressas mot jorden som i sin tur resulterar i ett ökat jordtryck. Det ökade jordtrycket, s.k. mothållande jordtryck, antas ha en triangulär fördelning. (Bro 2004 21.23)



Figur 5.3-16 Bromslast på valv samt fördelning av mothållande jordtryck på ramben.

Enligt Bro 2004 21.23 är ökningen av jordtrycket vid halva djupet:

$$\Delta p(z) = c\gamma z\beta \rightarrow \Delta p\left(\frac{h}{2}\right) = c\gamma \frac{h}{2} \frac{\delta}{h} = c\gamma \frac{1}{2} \delta$$

$c$  Koefficient som sätts till 300 då jordtryck har gynnsam inverkan, samt 600 vid ogynnsam inverkan.

$\gamma$  Jordmaterialets medeltunghet från markyta ned till djupet  $z$ .

$z$  Djup under marken i meter.

$$\beta = \frac{\delta}{h}$$

$\delta$  Horisontell förskjutning av konstruktionsdel.

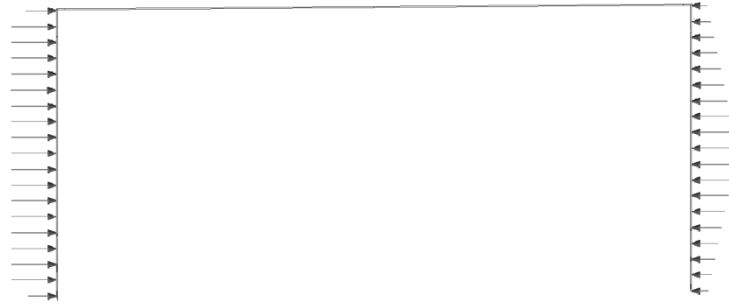
$h$  Rambenets höjd.

Den horisontella förskjutningen mot jorden,  $\delta$ , beräknas vid rambenets ovkant, med avseende på bromslasten. I detta fall hämtas förskjutningens storlek från motsvarande beräkning, som gjorts av Centerlöf & Holmberg vid en tidigare dimensionering.



## Överlast

Brokonstruktionen ska dimensioneras för överlast, dvs. det jordtryck som uppstår då vägbanken tillfälligt belastas intill konstruktionen (vanligtvis trafiklast). Enligt Bro 2004 består överlasten av en vertikal last på  $20 \text{ kN/m}^2$ , som orsakar ett vilojordtryck på ett utav rambenen samt ett mothållande jordtryck på det andra, se figur 5.3-17. Bron dimensioneras för det mest ogynnsamma fallet med hänsyn till dubbelsidig eller ensidig överlast (på respektive ramben).



Figur 5.3-17 Horisontalt tryck av överlast samt mothållande jordtryck.

Trycket i horisontalled beräknas enligt Bro 2004 21.224.

$$p = Kp_t$$

$p$  Horisontellt jordtryck av överlast.

$K$  Jordtryckskoefficient som är 0.34 för krossad sprängsten samt vilojordtryck enligt tabell 21-1 i Bro 2004.

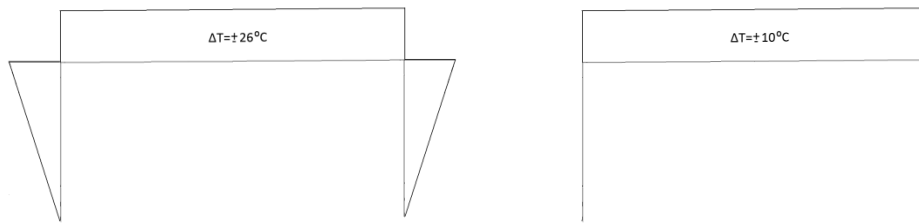
$p_t$  Vertikal överlast, antas i detta fall som  $20 \text{ kN/m}^2$  utmed hela bredden.

Det mothållande jordtrycket beräknas med avseende på konstruktionens rörelse av överlast, på samma sätt som för bromskraft.

## Temperaturlast

Brokonstruktionen ska dimensioneras för temperaturminskning, temperaturökning samt temperaturgradient. Dessutom ska bron dimensioneras för *tillfällig skillnad*, som innebär att angränsande konstruktionsdelar kan ha en tillfällig temperaturskillnad. (Bro 2004 21.26)

Storleken på den jämna temperaturminskningen/-ökningen bestäms utifrån figur 21-9 respektive 21-10 i Bro 2004. Bron är belägen i Målilla i norra Småland, vilket ger en högsta samt lägsta temperatur på  $+36 \text{ }^\circ\text{C}$  respektive  $-16 \text{ }^\circ\text{C}$  (tillägg enligt Bro 2004 tabell 21-3 på  $+10 \text{ }^\circ\text{C}$  ger en minsta temperatur på  $-26 + 10 = -16 \text{ }^\circ\text{C}$ ). Enligt Bro 2004 kan betongens temperatur, vid systemberäkningen, antas vara  $+10 \text{ }^\circ\text{C}$ , vilket medför att temperaturökningen och -minskningen blir lika stora, dvs.  $\pm 26 \text{ }^\circ\text{C}$  ( $+10 \text{ }^\circ\text{C}$  antas som nollnivå). För att undvika orimliga effekter vid hörn mellan ramben och valv antas temperaturen variera linjärt från  $\pm 26 \text{ }^\circ\text{C}$  till  $0 \text{ }^\circ\text{C}$  längs rambenen.



**Figur 5.3-18 Temperaturökning/-minskning (t.v.) samt tillfällig temperaturskillnad (t.h.).**

Den tillfälliga temperaturskillnaden mellan ramben och valv sätts till  $\pm 10$  °C, enligt Bro 2004 21.264.

Brokonstruktionen ska även dimensioneras för temperaturgradient. I detta fall tilldelas valvet en temperaturgradient, dvs. en temperaturskillnad mellan valvets ovan- och undersida. Enligt Bro 2004 21.26 är denna temperaturskillnad 10 °C, då ovasidan är varmest, samt 5 °C, då undersidan är varmest. I LUSAS hanteras detta genom att en gradient tas fram, med avseende på temperaturskillnad och tvärsnittstjocklek. På säkra sidan antas tjockleken till 0.7 m, för hela valvet.

Då temperaturlasten medför att konstruktionen expanderar och rambenen utsätts för ett ökat jordtryck, ska mothållande jordtryck beaktas. Detta beräknas med avseende på konstruktionens rörelse av temperaturlasten, på samma sätt som för bromskraft och överlast.

### 5.3.6 Lastkombinering

Lasterna ska kombineras enligt lastkombination IV och V:B, med lastkoefficienter enligt Bro 2004 tabell 22-1. Eftersom tvångskrafterna (krympning, stödförskjutning och temperaturlast) ska reduceras till tillskottspänningar (metod enligt kapitel 4) måste tvångslaster separeras från övriga laster. Enligt Bro 2004 kan man reducera tvångslaster med hänsyn till krypning. Detta kan dock inte tillgodoräknas då tvångskrafterna reduceras med den föreslagna metoden. För att separera tvångsnormalkrafterna och hantera krypningen måste tre separata lastkombineringar göras:

1. Lastkombinering med tvångslaster.
2. Lastkombinering utan tvångslaster.
3. Lastkombinering med tvångslaster och hänsyn till krypning.

Därefter kan snittkrafter som beror på tvångskrafter tas fram, utifrån skillnaden mellan 1 (lastkombinering med tvångslaster) och 2 (lastkombinering utan tvångslaster). Moment från tvångslaster samt snittkrafter från övriga laster tas fram map. 3 (Lastkombinering med tvångslaster och hänsyn till krypning).

Lastkombineringen av yttre laster görs i LUSAS medan tvångslaster kombineras manuellt. I LUSAS tilldelas varje last en permanent faktor samt en variabel faktor, som tas med om lasten är ogymsam.

I vissa fall skapas ett mothållande jordtryck av temperaturlast, se kapitel *Laster*. Detta jordtryck ska inte hanteras som en tvångslast. Jordtrycket består av en yttre tryckkraft som kvarstår då en stor del av rörelsen finns kvar, trots att betongen spricker. Detta försvårar lastkombineringen men kan hanteras genom att det mothållande jordtrycket tas med som en permanent last i LUSAS (se figur 5.3-19 och 5.3-20). Jordtrycket kan sedan reduceras manuellt, då detta inte ska medverka.

Loadcase Grid

	Name	Loadcase	Results File	Permanent factor	Variable factor
1	Egentyngd	1	1	0.9	0.1
2	Belagning	2	1	0.8	0.2
3	Jordtryck	12	0	0.9	0.2
4	Mothall jordtryck pga temp	13	1	0.6	0

OK Cancel Help

Figur 5.3-19 Lastkombinering i LUSAS, permanenta laster LK IV.

Loadcase Grid

	Name	Loadcase	Results File	Permanent factor	Variable factor
1	Egentyngd	1	1	1	0
2	Belagning	2	1	1	0
3	Jordtryck	12	0	1	0
4	Mothall jordtryck pga temp	13	1	0.6	0

OK Cancel Help

Figur 5.3-20 Lastkombinering i LUSAS, LK V:B.

Trafiklasten kombineras så att den värsta belastningen erhålls för respektive nod. Detta görs genom en separat lastkombinering där alla möjliga lastpositioner, för axellaster samt utbredda laster, föreskrivs som variabla laster, med en variabel lastkoefficient på 1.0, se figur 5.3-21. Resultatet från kombineringsen kan sedan utnyttjas i ytterligare en lastkombinering, där alla yttre laster i lastkombination IV beaktas, se figur 5.3-22.

Loadcase Grid

	Name	Loadcase	Results File	Permanent factor	Variable factor
1	Ekv 1 Pkt A = 250 kN (Max)	76	0	0	1
2	Ekv 1 Pkt A = 250 kN (Min)	77	0	0	1
3	Ekv 1 Pkt A = 170 kN (Max)	78	0	0	1
4	Ekv 1 Pkt A = 170 kN (Min)	79	0	0	1
5	Ekv 1 Utbredd 4 kN/m2	14	0	0	1
6	Ekv 1 Utbredd 3 kN/m2	15	0	0	1
7	Ekv 1 Utbredd 2 kN/m2	16	0	0	1

OK Cancel Help

Figur 5.3-21 Lastkombinering av trafiklast i LUSAS

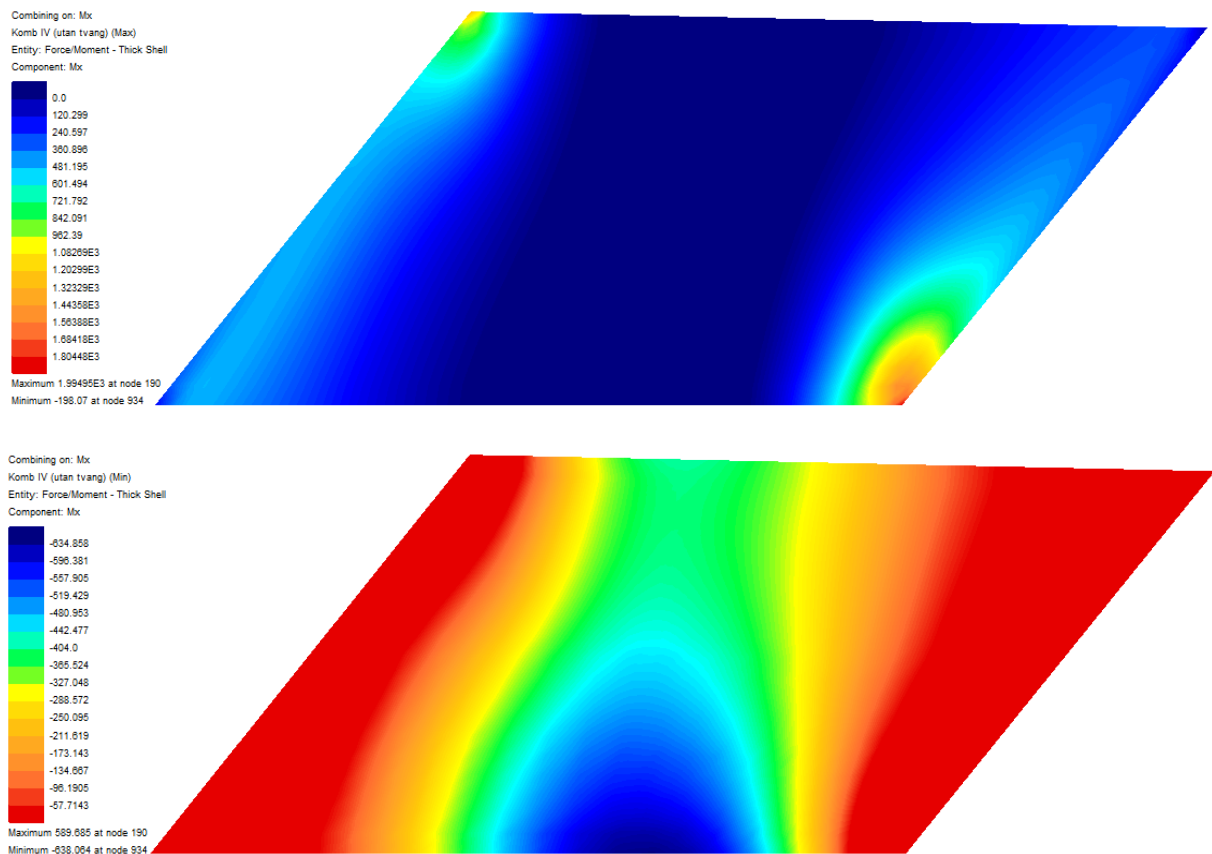
	Name	Loadcase	Results File	Permanent factor	Variable factor
1	Bromskraft (Max)	84	0	0.7	0.8
2	Bromskraft (Min)	85	0	0.7	0.8
3	Overlast (Max)	86	0	0.7	0.8
4	Overlast (Min)	87	0	0.7	0.8
5	Ekv 1 (Max)	80	0	0.7	0.8
6	Ekv 1 (Min)	81	0	0.7	0.8

Figur 5.3-22 Lastkombinering i LUSAS, variabla laster LK IV.

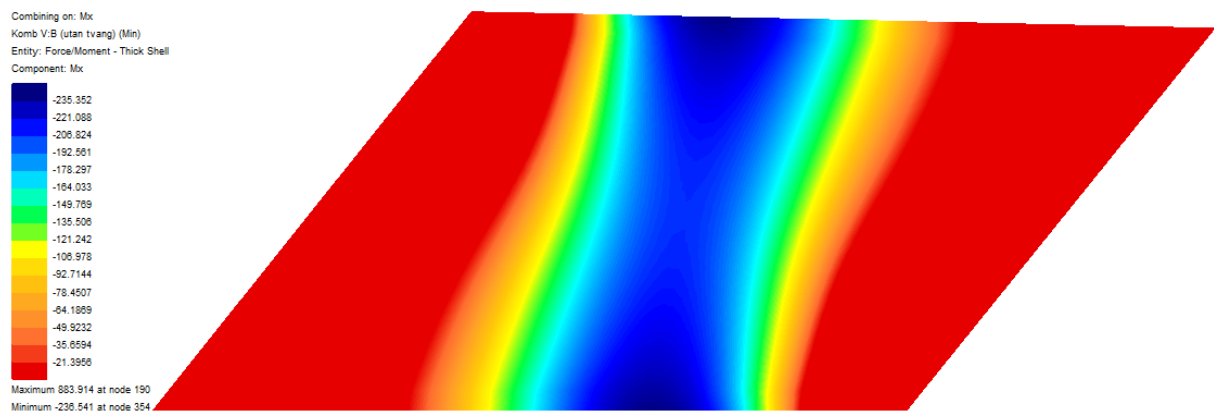
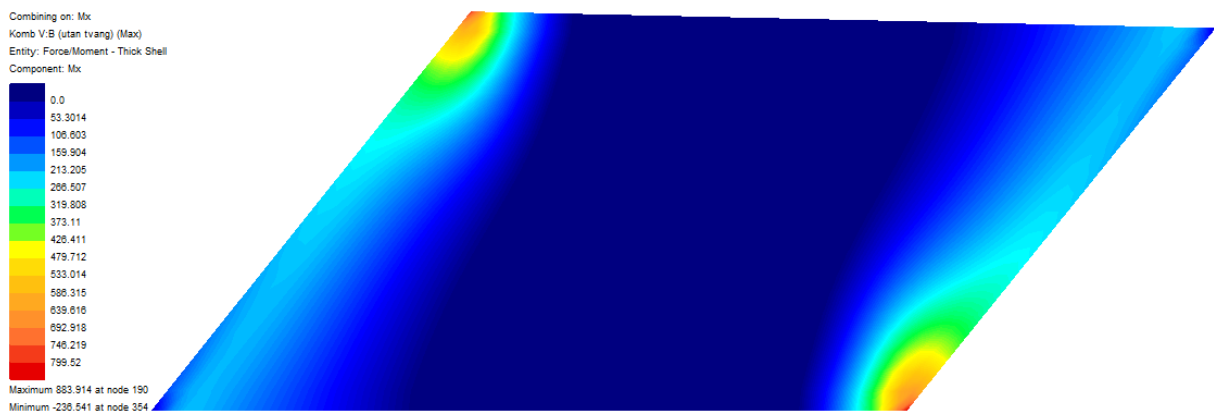
## 5.4 Resultat

Som kan ses i resultaten nedan intensifieras kraftöverföringen, från valv till ramben, vid valvets trubbiga hörn. Detta kan liknas vid allmän flödesteori, där spänningsflödet strävar efter att ta den kortaste vägen. De trubbiga hörnen blir således viktiga att kontrollera vid dimensionering av armering.

Figureerna nedan ligger till grund för vilka snitt som bör beaktas. Som diskuteras senare i kapitel *Kontrollerande snitt* kombineras lasterna både med avseende på  $M_x$  och  $M_y$  (nedan visas dock bara resultat på  $M_x$ , moment längs x-axeln). Koordinatsystemet är orienterat så att x-axeln följer valvets undre fria kant, se figur 5.3-3.

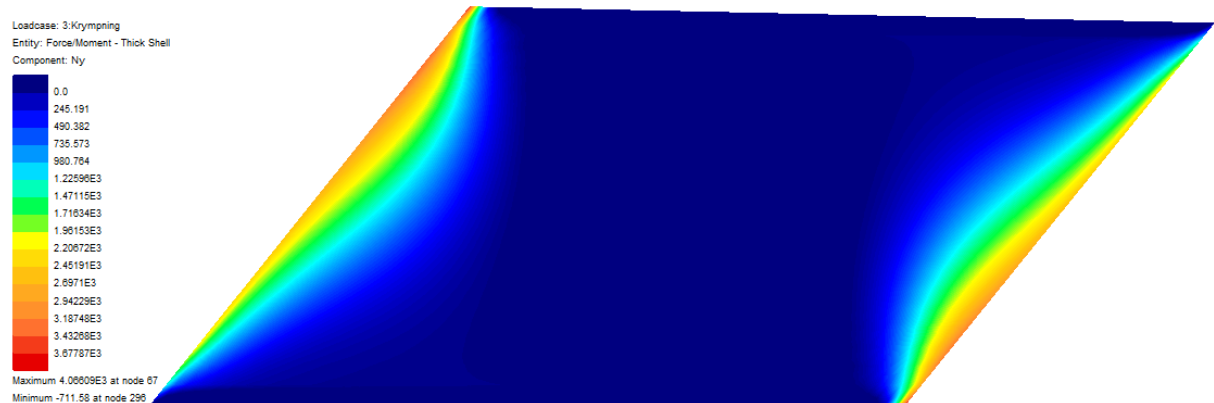


Figur 5.4-1 Dimensionerande moment,  $M_x$ , för underkant (nedre) och ovkant (övre) i LK IV.



**Figur 5.4-2 Dimensionerande moment,  $M_x$ , för underkant (nedre) och ovkant (övre) i LK V:B.**

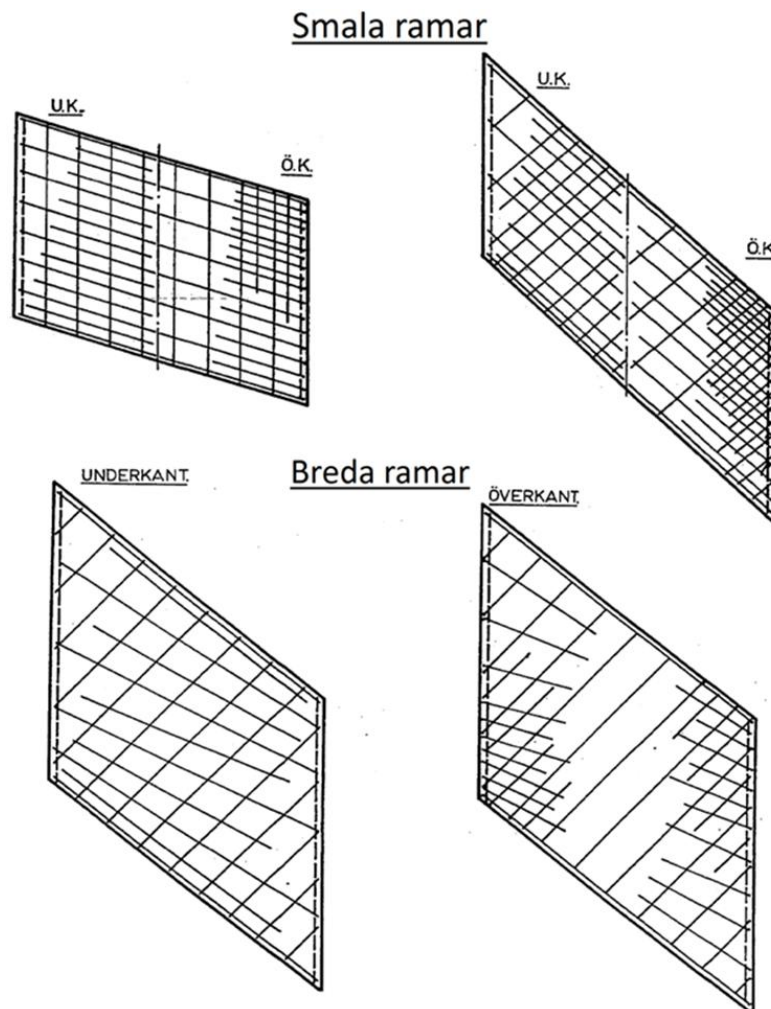
Som kan ses i figur 5.4-3 blir normalkrafterna av tvångslaster, i detta fall krympning, orimligt stora. På vissa ställen, vid anslutningen mellan valv och ramben, är normalkraften större än 4000 kN.



**Figur 5.4-3 Normalkraft,  $N_y$ , vid krympning motsvarande en temperaturminskning på 25°C.**

### 5.4.1 Armeringens orientering

I sneda plattrambroar bör armering anordnas utifrån bronns längd-/breddförhållande, samt dess snedvinklighet. Armeringen utnyttjas mer effektivt om den orienteras i enlighet med spänningsflödet. Om exempelvis bron är mycket bred kan det vara lämpligt att minska armeringsvinkeln i bronns mittsektion, s.k. solfjäderprincipen (Uppenberg, 1963). Om bron har liten bredd i förhållande till dess spännvidd kan armeringen med fördel läggas vinkelrätt mellan längs- och tvärgående armering. Vid anordning av armering bör även byggbarheten beaktas, en alltför krånglig armeringsfördelning försvårar byggandet och bör undvikas.



Figur 5.4-4 Förslag på orientering av armering. (Uppenberg, 1963)

I detta fall anordnas den längsgående armeringen parallellt med valvet och den tvärgående parallellt med rambenen. Eftersom bron är relativt smal i förhållande till dess spännvidd ( $b/l_{II} < 1$ ) är det inte aktuellt att minska armeringsvinkeln i mittsektionen. För att få jämförbara resultat bör dessutom armeringen orienteras på samma sätt som gjorts vid den befintliga dimensioneringen (som gjorts med Uppenbergs metod, av Centerlöf & Holmberg, under våren 2009). Vinkeln mellan längs- och tvärgående armering är i detta fall  $51^\circ$ .

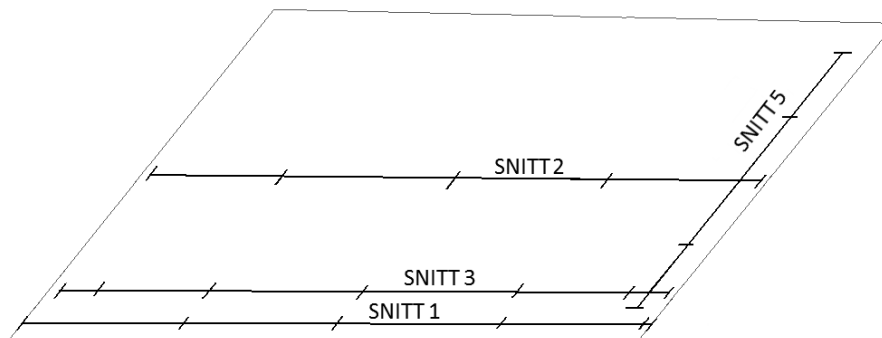
Armeringen i rambenen orienteras vinkelrätt, parallellt med bottenplatta och ramben.

### 5.4.2 Kontrollerade snitt

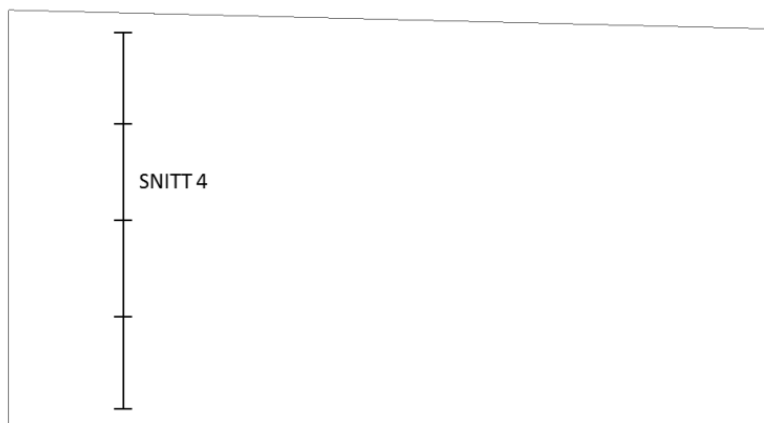
Plattor skiljer sig principiellt ifrån balkar eftersom de kan ge upphov till kraftöverföring i två riktningar. Detta innebär bland annat att man inte kan dimensionera snitt på samma sätt som vanligen görs i balkar, där ett dimensionerande moment och en dimensionerande normalkraft beaktas. Istället kontrolleras snarare spänningstillståndet i en nod, där totalt sex snittkrafter verkar;  $M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y$  samt  $N_{xy}$  (tillkommer även tvärkrafter,  $S_x$  resp.  $S_y$ ).

I princip kan ett antal godtyckligt valda noder i valv och ramben kontrolleras, utan att dessa väljs utmed raka snitt genom konstruktionen (dessa *snitt* ska inte förväxlas med vanliga balktvärsnitt utan ska snarare ses som *linjer*, där ett antal tvärsnitt, s.k. *delsnitt*, kontrolleras). Det är däremot lämpligt att välja noder längs armeringsriktningarna, och om armeringen läggs rakt är det således också lämpligt att välja raka snitt genom konstruktionen. Detta möjliggör också att armeringsbehovet i vardera riktningen kan beräknas, samt avkortas, utifrån samma beräkningsmodell som används för balkar (i kapitlet *Armeringsbehov och Snittkrafter i armeringsriktningar* redovisas beräkningsgång vid dimensionering).

Precis som vid dimensionering av vanliga balkar ska snitten placeras där påkänningen är som störst. I detta fall kontrolleras två snitt vid valvets fria kant, ca 0.5 respektive 1.5 meter från kanten, samt ett i valvets mittsektion, se figur 5.4-5. Dessutom kontrolleras ett lodrätt snitt i rambenet, ca 1.5 meter från den kant som ansluter till valvets trubbiga hörn, se figur 5.4-6. Snittens placering görs utifrån att spänningsflödet är störst vid de trubbiga hörnen och att trafiklastens rörelse har begränsats i tvärläng, så att störst belastning erhålls vid valvets ena ytterkant.



Figur 5.4-5 Kontrollerade snitt i valv. Trafiklasten ger störst belastning i valvets nedre kant.



Figur 5.4-6 Kontrollerat snitt i ramben, trubbigt hörn till vänster.

Varje snitt innehåller flera delsnitt, som kan liknas vid de snitt som kontrolleras då en vanlig balk dimensioneras. Snitten innehåller 5-7 delsnitt som är placerade i mitten, ¼-punkter samt ytterkanterna (se figur 5.4-5 och 5.4-6). Delsnitten vid ytterkanterna läggs i vissa fall en bit in från upplagen. Detta görs eftersom noder precis invid upplag och hörn kan ge orimligt höga spänningar vid linjärelastisk FEM-analys. Enligt BBK 04 6.5.3.1 är det dessutom tillåtet att utjämna nodresultaten över en yta motsvarande tre gånger plattjockleken, vilket inte utnyttjas i detta fall.

I fallstudien har det gjorts en del begränsningar i placeringen av de rörliga lastdelarna av trafiklast. Dels beaktas endast ekvivalentlast 1 och lastplaceringen har begränsats i tvärled (se kapitel *Laster*). Detta medför att snittkrafterna i snitt 2 och 5 troligtvis blir mindre än vad som skulle vara fallet om fler lastställningar kontrollerades i tvärled. Detta är en begränsning i fallstudien som medför att dessa snitt inte är helt jämförbara med den befintliga dimensioneringen.

I varje delsnitt tas armeringsbehovet fram i både tvärled och längsled. Snittkrafterna är däremot kombinerade på moment i x-led för de längsgående snitten och på moment i y-led för snitt 5, som följer den tvärgående armeringen. Giltigheten i de tvärgående armeringsbehoven i längsgående snitt (vice versa gäller för tvärgående snitt) är således begränsad, men ger en god uppfattning om storleksordningen på det tvärgående armeringsbehovet.

### 5.4.3 Snittkrafter i armeringsriktningar

Till varje delsnitt som ska kontrolleras fås sex dimensionerande snittkrafter,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $N_x$ ,  $N_y$  samt  $N_{xy}$ . Lasten kombineras på en av snittkrafterna och de resterande tas med som *tillhörande* snittkrafter. Det kan vara svårt att avgöra vilken snittkraft som ska beaktas i kombineringsen, för att erhålla den dimensionerande belastningen. Detta kan variera beroende på vilket snitt som studeras. Exempelvis är vridmomentet,  $M_{xy}$ , stort i valvets hörn medan momenten  $M_x$  och  $M_y$  är mer dominerande i valvets mittsektion. Normalkrafterna är stora vid valvets infästning mot rambenen, vilket till stor del beror på tvångslasterna, och om man vill vara helt säker måste lastkombineringen göras för varje snittkraft i varje nod.

I många fall kan man däremot, utifrån erfarenhet och resultatgranskning, inse vilken snittkraft som bör beaktas i lastkombineringen. Resultat som erhålls vid FE-analys bör studeras med åtanke på rimligheten, framförallt kan snittkrafter vara orimligt stora vid hörn och infästningar. Detta bör beaktas då man väljer snittkraft i kombineringsen. I detta fall görs lastkombineringen med avseende på moment i x-led för längsgående snitt samt moment i y-led för tvärgående snitt. Detta är en rimlig förenkling eftersom dessa är dimensionerande i de flesta delsnitt. Man skulle även kunna tänka sig att normalkrafterna är dimensionerande. I detta fall är däremot en kombineringsen på normalkraft inte lämplig, då dessa ofta beror på tvångskrafter och ska reduceras till tillskottspänningar.

Utifrån de dimensionerande snittkrafterna kan huvudmomenten, huvudnormalkrafterna och dess huvudriktningar beräknas. (Brigade Standard User's Manual, 2005)

$$M_{1/2} = \frac{M_x + M_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2}\right)^2 + M_{xy}^2} \quad M_1 > M_2$$

$$N_{1/2} = \frac{N_x + N_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2} \quad N_1 > N_2$$

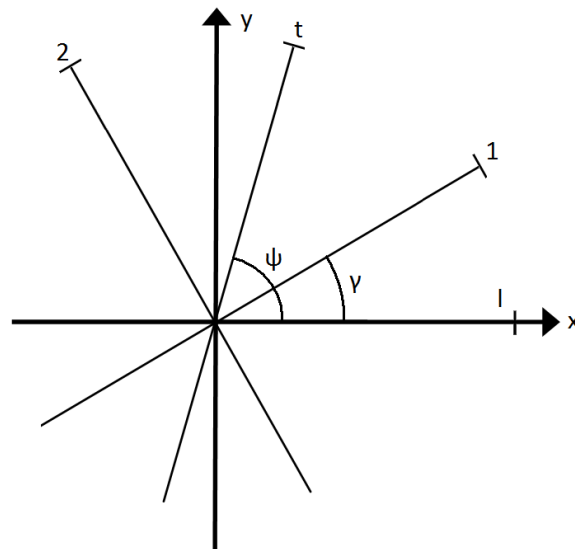


Vinkeln mellan den lokala x-axeln och huvudriktningen (1 i figur 5.4-7) beräknas enligt nedan, där riktningen till huvudmomentet tas fram. Motsvarande beräkningsgång gäller även för normalkrafter.

$$\gamma_0 = \left| \frac{1}{2} \arctan \left( \frac{2M_{xy}}{M_x - M_y} \right) \right|$$

Med hjälp av nedanstående tabell bestäms vinkeln,  $\gamma$ , mellan x-axeln och huvudriktningen, utifrån tecken på snittkrafter.

$M_{xy}$	$M_x - M_y$	$\gamma$
+	+	$\gamma = \gamma_0$
+	-	$\gamma = 90 - \gamma_0$
-	-	$\gamma = 90 + \gamma_0$
-	+	$\gamma = 180 - \gamma_0$



**Figur 5.4-7 Huvudriktningar och armeringsriktningar i tvärlid (t) respektive längsled (l).**

Utifrån huvudmomenten och huvudnormalkrafterna kan ett rent moment och en ren normalkraft tas fram i armeringsriktningarna. Detta görs enligt bilaga 4-5 i Bro 2004, där  $\psi$  är vinkeln mellan armering i längsled och tvärlid. Motsvarande beräkningsgång gäller även för normalkrafter.

$$\bar{M}_l = \frac{1}{\sin^2(\psi)} (M_1 \sin^2(\psi - \gamma) + M_2 \cos^2(\psi - \gamma) \pm |M_1 \sin(\gamma) \sin(\psi - \gamma) - M_2 \cos(\gamma) \cos(\psi - \gamma)|)$$

$$\bar{M}_t = \frac{1}{\sin^2(\psi)} (M_1 \sin^2(\gamma) + M_2 \cos^2(\gamma) \pm |M_1 \sin(\gamma) \sin(\psi - \gamma) - M_2 \cos(\gamma) \cos(\psi - \gamma)|)$$

Detta ger ett maximalt och ett minimalt (beroende på tecken i formler) värde på krafterna i armeringsriktningarna. Det största värdet används vid dimensionering av armering i ovankant och det minsta värdet används för dimensionering av armering i underkant. Det maximala respektive minimala värdet kan däremot inte tas fram utifrån samma snittkrafter. Detta beror på att lasten kombineras olika beroende på om armeringsbehovet i ovan- eller underkant ska beräknas.

Normalkrafterna i armeringsriktningarna tas fram utifrån lastkombinering, med respektive utan tvångskrafter. Tillskottspänningen,  $\sigma_{tillsk.}$ , kan sedan beräknas utifrån skillnaden,  $\Delta N$ , mellan de båda normalkrafterna.

$$\Delta N = N_{inkl.tvång} - N_{exkl.tvång}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \frac{\Delta N}{AE_c}$$

$$\sigma_{tillsk.} = \varepsilon_s E_s$$

I de fall där *normalkraften inklusive tvång* är mindre än *normalkraften exklusive tvång* (dvs. tvångslast ger tryck) fås ett negativt värde på tillskottspänningen. Detta innebär att tvångskraften får en gynnsam inverkan, genom att tvärsnittet utsätts för en större tryckkraft. Då tvångslasten ger upphov till tryck är det således inte lämpligt, eller ens korrekt, att reducera denna till en tillskottspänning. Det bör påminnas om att tryckkrafter ifrån tvång tas med (trots att dessa har sitt ursprung i en variabel last som kan reduceras) beroende på att normalkrafterna är *tillhörande* snittkraft, då lastkombinering görs med avseende på moment.

Krafterna i armeringsriktningarna, samt tillskottspänningen, används vid beräkningen av armeringsbehovet. Om tvångskrafterna reduceras, dvs. då dessa ger tillräckliga dragkrafter, används *normalkrafter exklusive tvång* i beräkningen, och i de fall där tvångskraften ger tryck, används *normalkrafterna inklusive tvångskrafter*. (Det bör noteras att även tryckkrafterna reduceras vid uppsprickning. Detta behandlas däremot inte i denna rapport.)

#### 5.4.4 Armeringsbehov

Snitten som ska kontrolleras för valv och ramben dimensioneras som enkelarmerade balkar, med en bredd på 1 m och en höjd motsvarande plattans tjocklek. Armeringsbehovet tas fram för brottgränstillståndet (LK IV) och brukgränstillståndet (LK V:B), där tillåtna sprickbredder kontrolleras. Brukgränstillståndet är särskilt intressant eftersom tvångskrafterna får större inverkan i LK V:B.

##### 5.4.4.1 Brottgränstillståndet

Den grundläggande beräkningsteori som används vid dimensionering i brottgränstillståndet baseras på följande antagande (Isaksson, 2005):

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

Betongkvalité, säkerhetsklass och materialparametrar antas enligt kapitel *Förutsättningar*.

Dimensionerande materialparametrar beräknas enligt BBK 04 2.3.1:

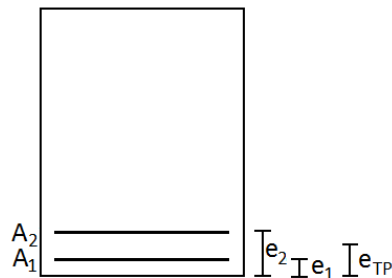
$$f_d = \frac{f_k}{\eta\gamma_m\gamma_n} \quad E_d = \frac{E_k}{\eta\gamma_m\gamma_n}$$

$f_d$	Dimensionerande värde för hållfasthet.
$f_k$	Karakteristiskt värde för hållfasthet.
$E_d$	Dimensionerande värde för elasticitetsmodulen.
$E_k$	Karakteristiskt värde för elasticitetsmodulen.
$\eta$	Faktor som beaktar den systematiska skillnaden mellan provning och konstruktionens verkliga egenskaper.
$\gamma_m$	Partialkoefficient för bärförmåga.
$\gamma_n$	Partialkoefficient för säkerhetsklass, i säkerhetsklass 3 sätts $\gamma_n = 1.2$ .

Vid beräkning av hållfasthetsvärdet  $f_d$ , för betong och armering, ska produkten  $\eta\gamma_m$  sättas till 1.5 respektive 1.15. För beräkning av elasticitetsmodulen  $E_d$ , för betong och armering, ska produkten  $\eta\gamma_m$  sättas till 1.2 respektive 1.05.

Då armeringsbehovet ska tas fram används en iterativ beräkningsgång, där antalet lager armering måste antas. Om resultatet medför att fler lager krävs, upprepas beräkningsgången tills erforderlig armeringsmängd erhålls.

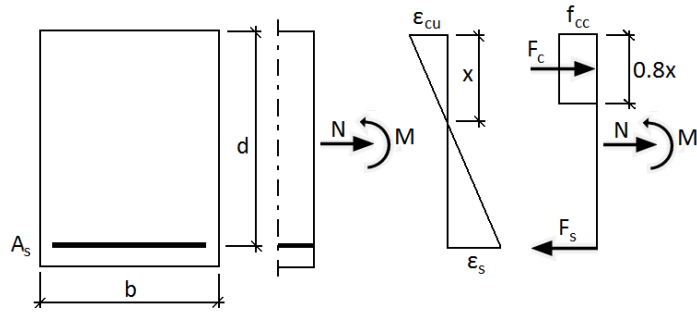
Armeringens tyngdpunkt beräknas utifrån antalet lager.



**Figur 5.4-8** Beräkningsmodell för beräkning av armeringens tyngdpunkt, då två lager beaktas.

$$e_{TP} = \frac{A_1 e_1 + A_2 e_2 + \dots + A_n e_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

I brottgränstillståndet, stadium 3, antas tryckzonen ha en rektangulär spänningsfördelning, enligt figur 5.4-9. Brott antas ske när töjningen i betongen uppnår gränstökningen,  $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$ .

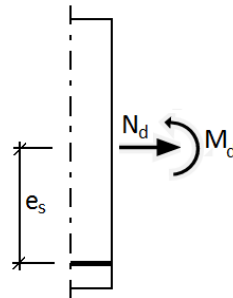


Figur 5.4-9 Beräkningsmodell för enkelarmerat tvärsnitt.

Effektiv höjd:

$$d = h - e_{TP}$$

Det dimensionerande momentet fås genom momentjämvikt av snittkrafterna kring armeringen, dvs. normalkraftens verkningslinje flyttas från tvärsnittets tyngdpunkt till armeringens nivå.



Figur 5.4-10

$$M_s = M_d - N_d \cdot e_s \quad e_s = \frac{h}{2} - e_{TP}$$

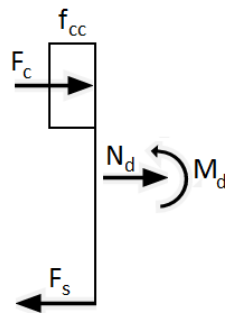
Relativt moment (Mårtensson, 2006):

$$\bar{m} = \frac{M_s}{bd^2 f_{cc}}$$

Mekanisk armeringsandel (Mårtensson, 2006):

$$\omega = 0.8 \frac{x}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2\bar{m}}$$

Kraften i armeringen fås genom kraftjämvikt i tvärsnittet.



Figur 5.4-11

$$F_s = \omega b d f_{cc} + N_d$$

Om armeringen flyter vid brott är tvärsnittet underarmerat. Den armeringsmängd som resulterar i att tvärsnittet övergår från underarmerat till överarmerat, dvs. då armeringen inte flyter vid brott, kännetecknas av ett balanserat tvärsnitt. Till skillnad från motsvarande formler, som finns i formelsamlingar för byggkonstruktion, beaktas i detta fall även tillskottsspänningen ( $\sigma_{tillsk.}$ ) i armeringen. Tillskottsspänningen beräknas utifrån tvångskrafterna enligt kapitel *Snittkrafter i armeringsriktningar* och tillkommer som en reducering av armeringens draghållfasthet.

Vid balanserat tvärsnitt ges den mekaniska armeringsandelen av:

$$\omega_{bal} = 0.8 \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{st} - \sigma_{tillsk.} + \varepsilon_{cu} E_s}$$

Spänning i armering vid överarmerat tvärsnitt,  $\omega_{bal} < \omega$ :

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{cu} \left( \frac{0.8}{\omega} - 1 \right) - \sigma_{tillsk.}$$

Spänning i armering vid underarmerat tvärsnitt,  $\omega_{bal} \geq \omega$ :

$$\sigma_s = f_{st} - \sigma_{tillsk.}$$

Med utgång från kraften i armeringen,  $F_s$ , och spänningen  $\sigma_s$ , kan armeringsarean beräknas.

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s}$$

#### 5.4.4.2 *Brukgränstillståndet*

I brukgränstillståndet beräknas en karakteristisk sprickbredd, som inte får överstiga en tillåten sprickvidd, som bland annat beror på exponeringsklass och livslängd (se kapitel *Förutsättningar*).

Den grundläggande beräkningsteori som används vid dimensionering i brukgränstillståndet baseras på följande antagande (Isaksson, 2005):

- Plana tvärsnitt förblir plana.
- Spännings-töjningskurvan för både stål och betong är linjär.
- Draghållfastheten för betong kan försummas efter uppsprickning.
- Små deformationer

Betongen antas vara sprucken om nedanstående villkor är uppfyllda (BBK 04 4.5.3):

Vid dragande normalkraft:

$$k\sigma_n + \sigma_m \geq k \frac{f_{ct}}{\zeta}$$

Vid tryckande normalkraft:

$$\sigma_n + \sigma_m \geq k \frac{f_{ct}}{\zeta}$$

där

$\sigma_n$  är spänning av normalkraft (positivt vid drag).

$\sigma_m$  är spänning av moment (positivt vid drag i underkant).

$f_{ct}$  är dimensionerande draghållfasthet för betong.

$k$  är en koefficient som beror på tvärsnittets totalhöjd,

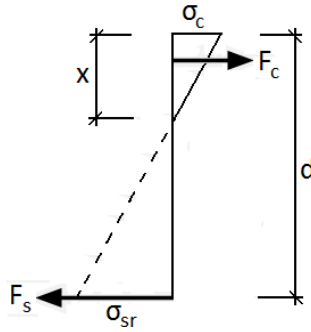
$$k = 0.6 + \frac{0.4}{\sqrt[4]{h}} \text{ dock } 1 \leq k \leq 1.45.$$

$\zeta$  är en spricksäkerhetsfaktor, beror bl.a. på exponeringsklass och livslängd (SS 13 70 10).

Då den karakteristiska sprickvidden ska beräknas måste spänningen i sprickan beräknas omedelbart efter uppsprickning samt vid dimensionerande last.

#### **Spänning vid spricklast**

Spänningen i sprickan, omedelbart efter det att spricka antas ha bildats, beräknas utifrån en linjär töjningsfördelning, se figur 5.4-12.



Figur 5.4-12

$$\sigma_{sr} = \alpha \sigma_c \left( \frac{d}{x} - 1 \right)$$

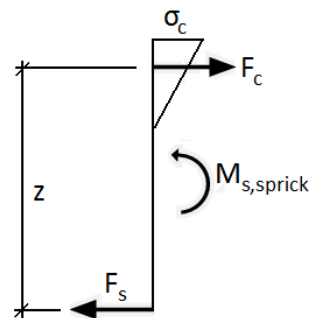
$\alpha$  är förhållandet mellan elasticitetsmodulen för stål och betong, där elasticitetsmodulen för betong sätts till dess effektiva elasticitetsmodul.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{ef}} \quad E_{ef} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{ef}}$$

$x$  är höjden på tvärsnittets tryckzon i stadium II, enligt figur 5.4-12, och beräknas utifrån armeringsarean. Armeringsarean måste således antas och det slutliga armeringsbehovet måste tas fram genom en iterativ beräkningsgång.

$$x = d \alpha \rho \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \rho}} - 1 \right) \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

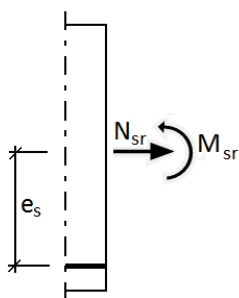
Spänningen i betongen,  $\sigma_c$ , tas fram i tvärsnittets ovkant i stadium II.



Figur 5.4-13 Beräkningsmodell vid beräkning av  $\sigma_c$ .

$$\sigma_c = \frac{M_{s,sprick}}{0.5bx \cdot z} \quad z = d - \frac{x}{3}$$

Momentet,  $M_{s,sprick}$ , tas fram genom momentjämvikt kring armeringen, med avseende på momentet och normalkraftens storlek omedelbart efter uppsprickning.



Figur 5.4-14 Momentjämvikt kring armering.

$$M_{s,sprick} = M_{sr} - N_{sr} e_s$$

Moment och normalkraft vid uppsprickning, beräknas utifrån förhållandet mellan spänningen vid spricklast och dimensionerande last.

$$M_{sr} = \frac{\sigma_{sprick}}{\sigma_{last}} M_d \quad N_{sr} = \frac{\sigma_{sprick}}{\sigma_{last}} N_d$$

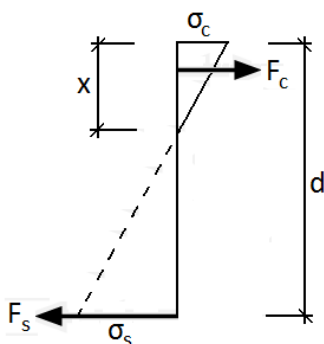
$\sigma_{sprick}$  draghållfastheten för betong,  $\sigma_{sprick} = k \frac{f_{ct}}{\zeta}$  (BBK 04 4.5.5)

$\sigma_{last}$  spänningen i betongen vid dimensionerande last i stadium II,

$$\sigma_{last} = \begin{cases} \frac{M_d}{W} + k \frac{N_d}{A}, & N_d < 0 \\ \frac{M_d}{W} + \frac{N_d}{A}, & N_d \geq 0 \end{cases} \quad (\text{BBK 04 4.5.5})$$

### Spänning vid dimensionerande last

För att sprickvidden ska kunna tas fram måste även spänningen i sprickan vid dimensionerande last beräknas. Spänningen tas fram utifrån en linjär töjningsfördelning. Tryckzonen har samma höjd (x) som vid beräkningen av spänningen för spricklast, eftersom armeringsmängden är densamma.

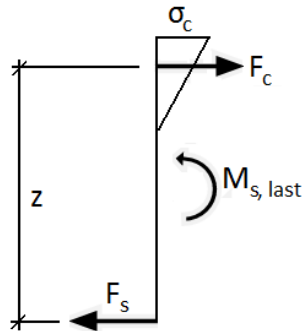


Figur 5.4-15

$$\sigma_s = \alpha \sigma_c \left( \frac{d}{x} - 1 \right)$$

Spänningen i tvärsnittets ovkant,  $\sigma_c$ , tas fram för stadium II med avseende på dimensionerande moment och normalkraft.





Figur 5.4-16

$$\sigma_c = \frac{M_{s, last}}{0.5bx \cdot z}, \quad z = d - \frac{x}{3}$$

Momentet,  $M_{s, last}$ , tas fram genom momentjämvikt kring armeringen, utifrån dimensionerande moment och normalkraft.

$$M_{s, last} = M_d - N_d e_s$$

### Karakteristisk sprickbredd

Med utgång från de framtagna spänningarna, vid spricklast respektive dimensionerande last, på armeringens nivå kan de karakteristiska sprickbredderna beräknas enligt BBK 04 4.5.5. Beräkningsgången får bara tillämpas på sprickbredder vars riktning avviker högst 15 grader från huvuddragsspänningarna. Enligt Bro 2004 42.324 tillåts däremot (på säkra sidan) beräkningsmodellen oavsett armeringsriktning, vilket är fallet i vissa av de snitt som ska kontrolleras.

Karakteristisk sprickbredd:

$$w_k = 1.7w_m$$

$w_m$  är sprickbreddens medelvärde. Till skillnad från beräkningsgången enligt BBK 04 4.5.5 beaktas i detta fall även tillskottsspänningen ( $\sigma_{tillsk.}$ ) i armeringen, som beräknas utifrån tvångskrafterna enligt kapitel *Snittkrafter i armeringsriktningar*.

$$w_m = v \frac{\sigma_s + \sigma_{tillsk.}}{E_s} s_{rm}$$

$v$  Koefficient som beaktar dragen betong mellan sprickor.

$s_{rm}$  Sprickavståndets medelvärde.

$\sigma_s$  Spänningen i armeringen vid sprickan, map. dimensionerande snittkrafter.

$\sigma_{tillsk.}$  Tillskottsspänning i armering map. tvång, beräknat utifrån betongens töjning.

$v$  beräknas ur:

$$v = 1 - \frac{\beta}{2.5\kappa_1} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{(\sigma_s + \sigma_{tillsk.})} \quad \text{dock } v \geq 0.4$$

där

$\beta$  är en koefficient som beaktar inverkan av långtidslast eller lastupprepningar  
( $\beta = 0.5$  för långtidslast eller mångfaldig upprepning).

$\kappa_1$  är en koefficient som beaktar inverkan av armeringens vidhäftning.  
( $\kappa_1 = 0.8$  för kamstänger)

$\sigma_{sr}$  är spänningen i sprickan omedelbart efter uppsprickning.

Medelsprickavståndet beräknas ur:

$$s_{rm} = 50 + \kappa_1 \kappa_2 \frac{\emptyset}{\rho_r}$$

där

$\emptyset$  Stångdiameter (mm), om stångdiameteren överstiger 16 mm betraktas stänger som enskilda stänger enligt BBK 04 figur 4.5.5d.

$\rho_r$  kvot mellan armeringsarea och effektiv betongarea, enligt BBK 04 figur 4.5.5a-d.

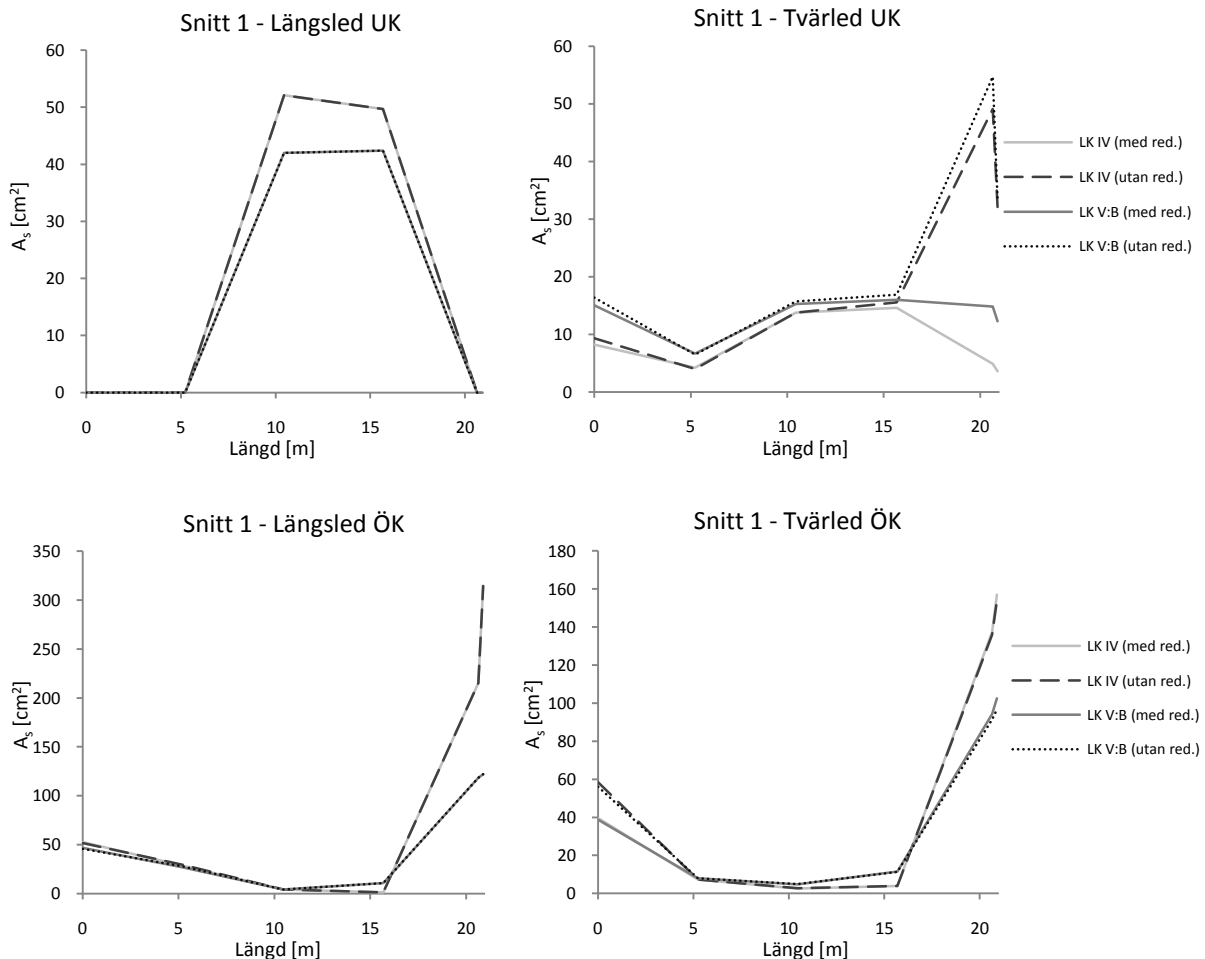
$\kappa_2$  är en koefficient som beaktar töjningsfördelningen,  $\kappa_2 = 0.25 - \frac{d_{ef}}{8(h-x)}$ . Där  $d_{ef}$  är höjden av den effektiva betongarean enligt BBK 04 figur 4.5.5a-d.

## 5.5 Utvärdering av armeringsbehov

Armeringsbehovet i ovan- respektive underkant tas fram för LK IV och LK V:B. I varje delsnitt beräknas behovet både i tvärled och längsled. Det bör däremot påminnas om att lastkombineringen har gjorts med avseende på  $M_x$ , i längsgående snitt, samt  $M_y$ , i tvärgående snitt. Detta innebär exempelvis att det tvärgående armeringsbehovet, i delsnitt tillhörande längsgående snitt, kan vara underskattat. Trots detta är armeringsbehovens storleksordning intressant att jämföra, dvs. skillnaden mellan behov då tvångskrafter reduceras respektive inte reduceras. Snittens placering kan ses i figur 5.4-5 och 5.4-6.

### Snitt 1

Armeringsbehoven i snitt 1 kan ses i figur 5.5-1. Metoden får störst inverkan i tvärled samt i valvets trubbiga hörn (t.h. i diagram), där tvångskrafterna är som störst. Metoden får även större effekt i LK IV, som ger något större armeringsbehov.



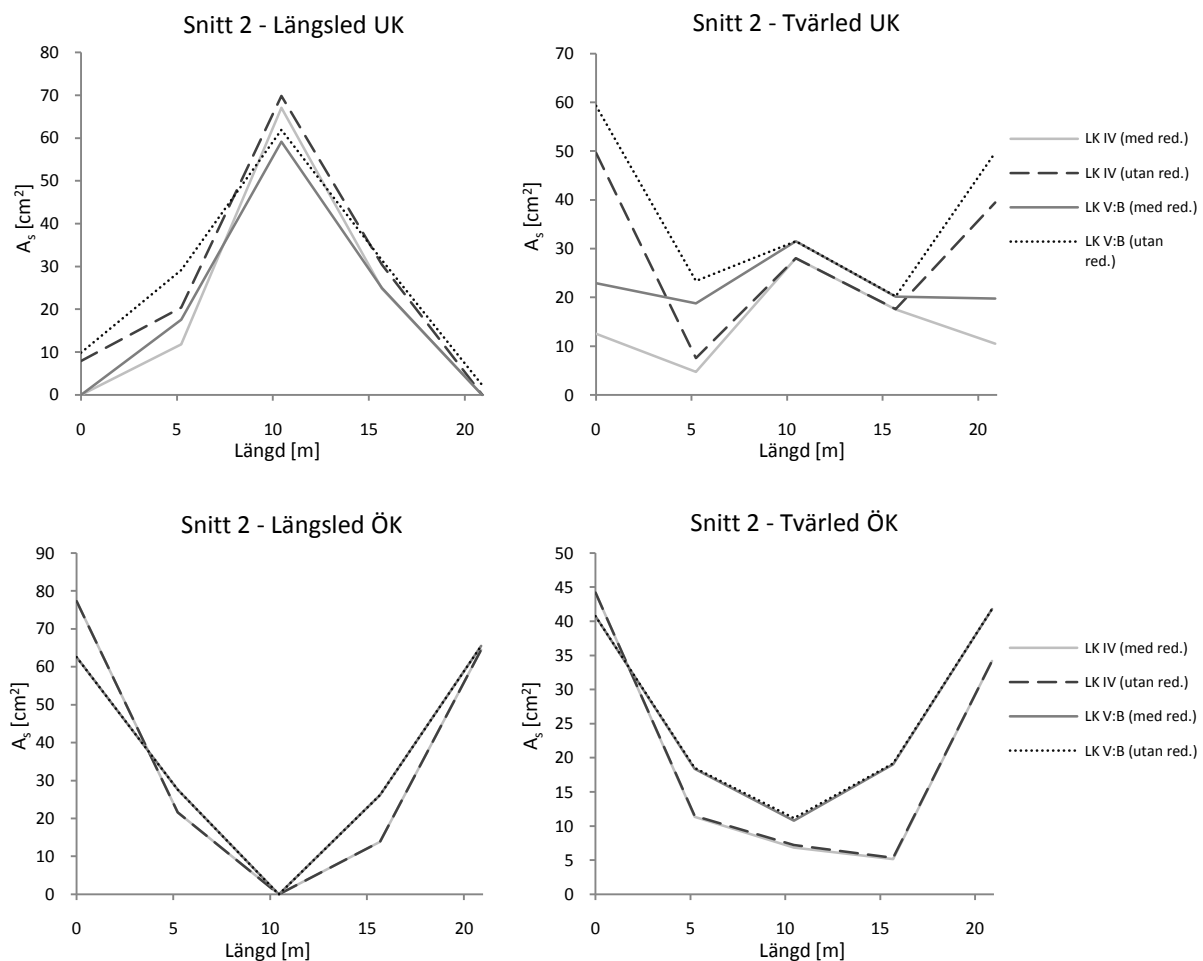
Figur 5.5-1 Armeringsbehov i snitt 1, trubbigt hörn t.h.

Armeringsbehovet vid det trubbiga hörnet är orimligt stort, framförallt det längsgående behovet i ovankant. Detta beror på att utjämning inte har beaktats, enligt BBK 04 6.5.3.1 kan snittkrafterna utjämnas över en yta motsvarande tre gånger plattjockleken. Syftet med resultaten är framförallt att undersöka metodens inverkan, varför också storleksordningen på behoven blir mindre intressant. Man kan således konstatera att metoden inte ger någon inverkan på de höga behoven i just detta

delsnitt, resultatet visar snarare på ett annat problem, dvs. utjämning av snittkrafter samt val av snitt.

## Snitt 2

Som kan ses i figur 5.5-2 får metoden i stort sett ingen inverkan på armeringsbehovet i snitt 2, bortsett ifrån underkantsbehovet i tvärled. Reduceringen blir framförallt stor vid rambenen, vilket beror på att normalkrafterna längs upplaget blir stora vid tvångslast, som exempelvis vid krympning av valv (se figur 5.4-3). Gjutfogen mellan valv och ramben medför ett oundvikligt tvång i beräkningsmodellen, som resulterar i stora normalkrafter i tvärled. Detta är ett bra exempel på i vilka situationer som den beaktade metoden får en god inverkan.

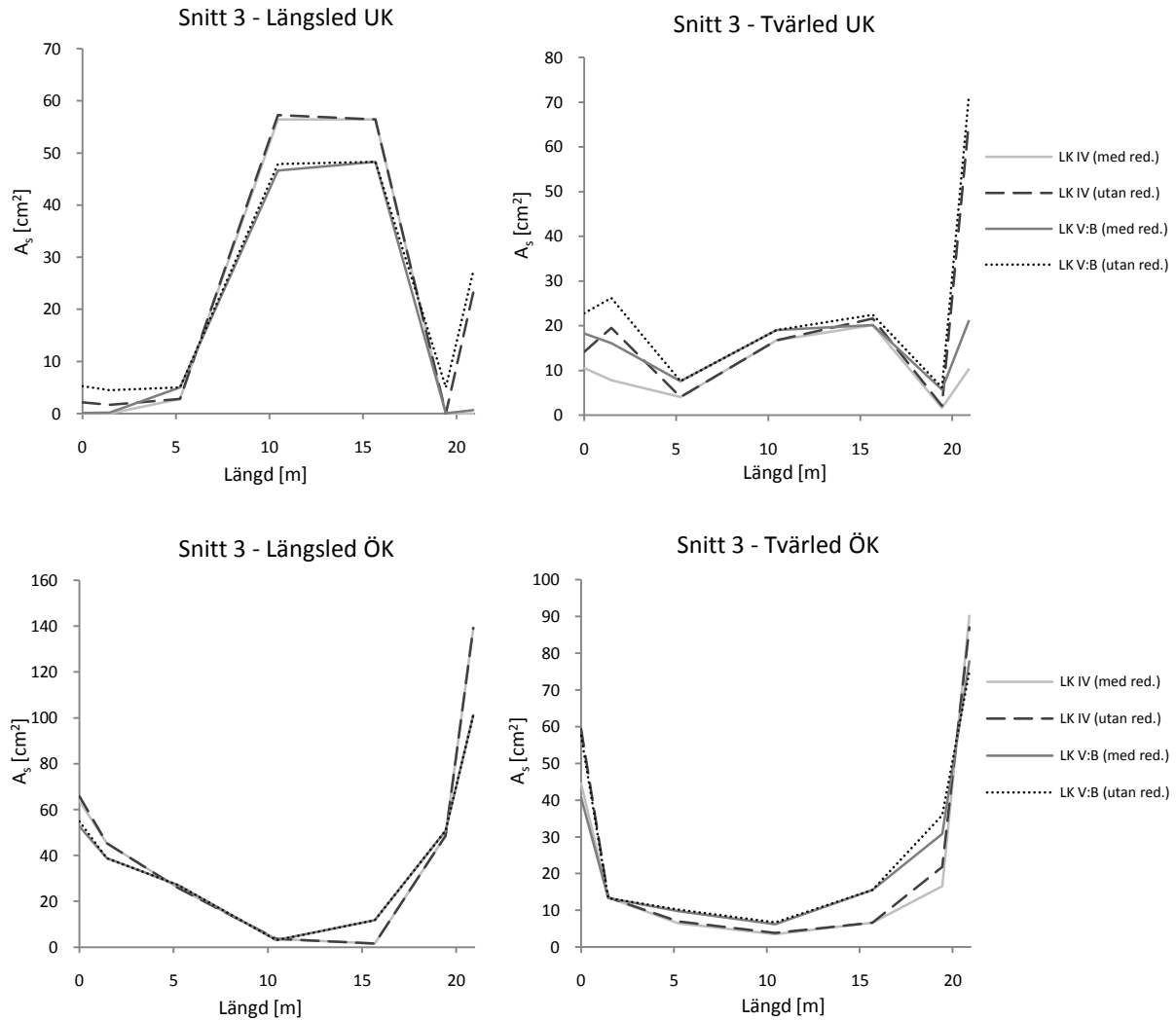


Figur 5.5-2 Armeringsbehov i snitt 2.

Det bör även påminnas om att trafiklasten i LK IV är begränsad i tvärled, så att värsta belastningsfall fås vid valvets fria kant. Detta medför bland annat att armeringsbehovet inte är helt symmetriskt, och behovet blir lite lägre vid ena rambenet.

### Snitt 3

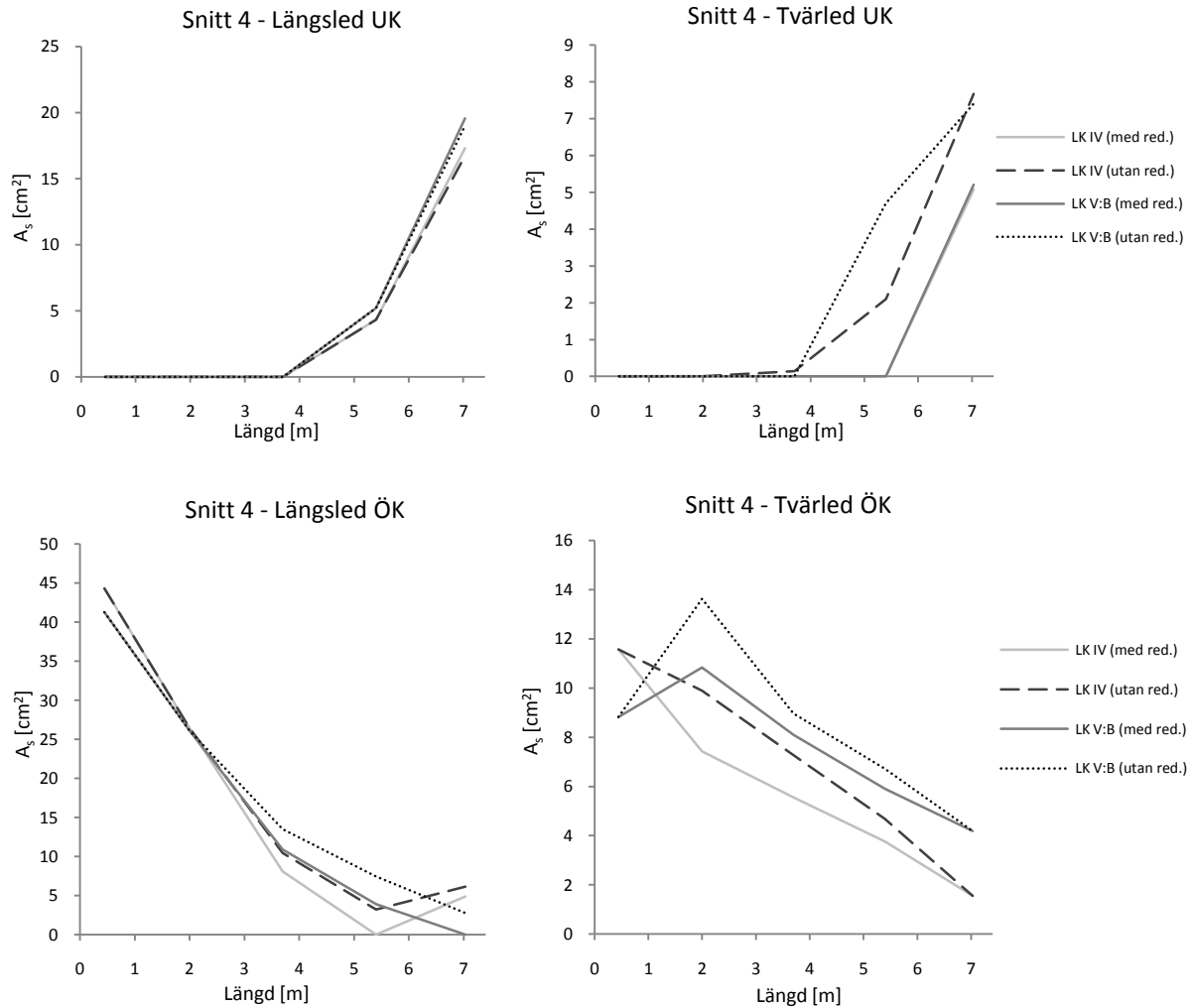
Armeringsbehovet i snitt 3 påminner om behovet i snitt 2, med skillnaden att reduceringen blir betydligt större vid valvets trubbiga hörn, samt mindre i dess spetsiga hörn. Detta är också rimligt eftersom spänningen ökar vid valvets trubbiga hörn. Reduceringen i snitt 3 präglas av brons snedvinklighet medan armeringsbehovet i snitt 2 påminner om en rak plattrambro, där reduceringen blir ungefär lika stor på båda sidor.



Figur 5.5-3 Armeringsbehov i snitt 3.

## Snitt 4

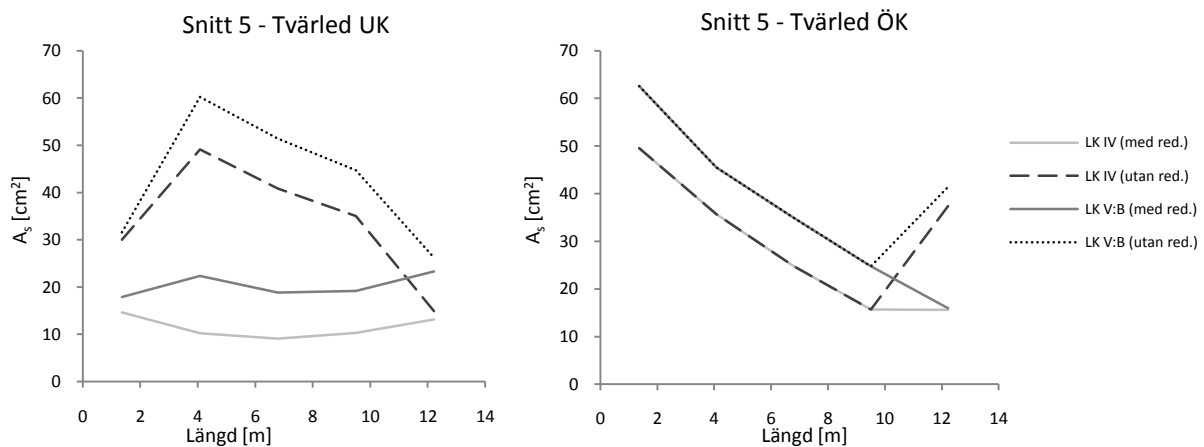
Snitt 4 ligger i ena rambenet, från valvets trubbiga hörn till bottenplatta, 1,5 meter ifrån rambenets ytterkant. Precis som i övriga snitt, i valvet, blir reduceringen störst i tvärled. Storleksordningen på armeringsbehoven i rambenena är, generellt sett, mindre än i valvet och metoden får inte lika stor betydelse.



Figur 5.5-4 Armeringsbehov i snitt 4, där UK är insidan och ÖK är utsidan av rambenet.

## Snitt 5

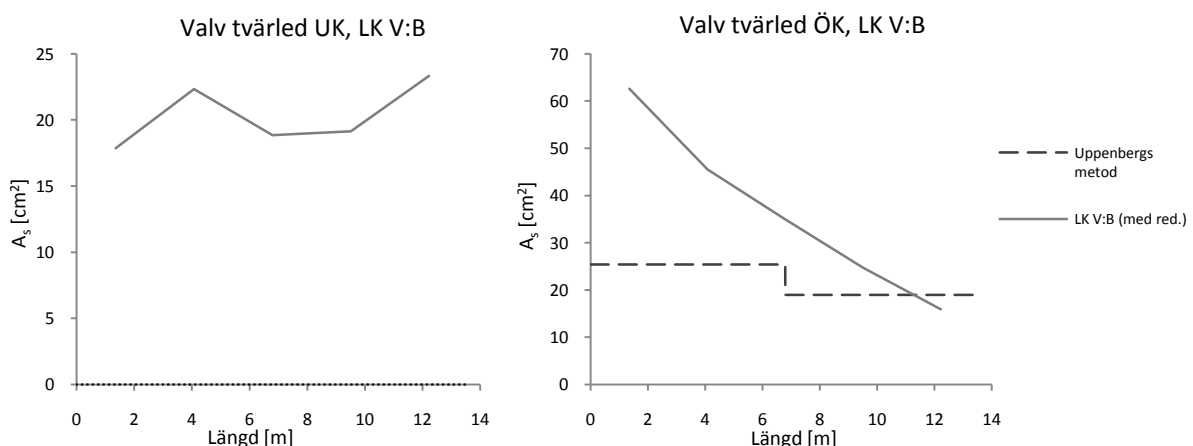
Snitt 5 är tvärgående, med delsnitt längs ena rambenet. I de övriga snitten har metoden fått störst inverkan i tvärled, varför detta snitt också är särskilt relevant. I detta snitt har även lastkombineringen gjorts på  $M_y$ , vilket ger bättre resultat i tvärled. Som kan ses i figur 5.5-5 blir reduktionen störst i plattans underkant, bortsett ifrån vid valvets spetsiga hörn, där reduktionen blir störst i ovankant. Det är svårt att avgöra vad detta beror på. Troligtvis beror detta på spänningsflödets fördelning, som tvångslaster ger upphov till i sneda ramkonstruktioner.



Figur 5.5-5 Armeringsbehov i snitt 5.

## Jämförelse med Uppenbergs metod

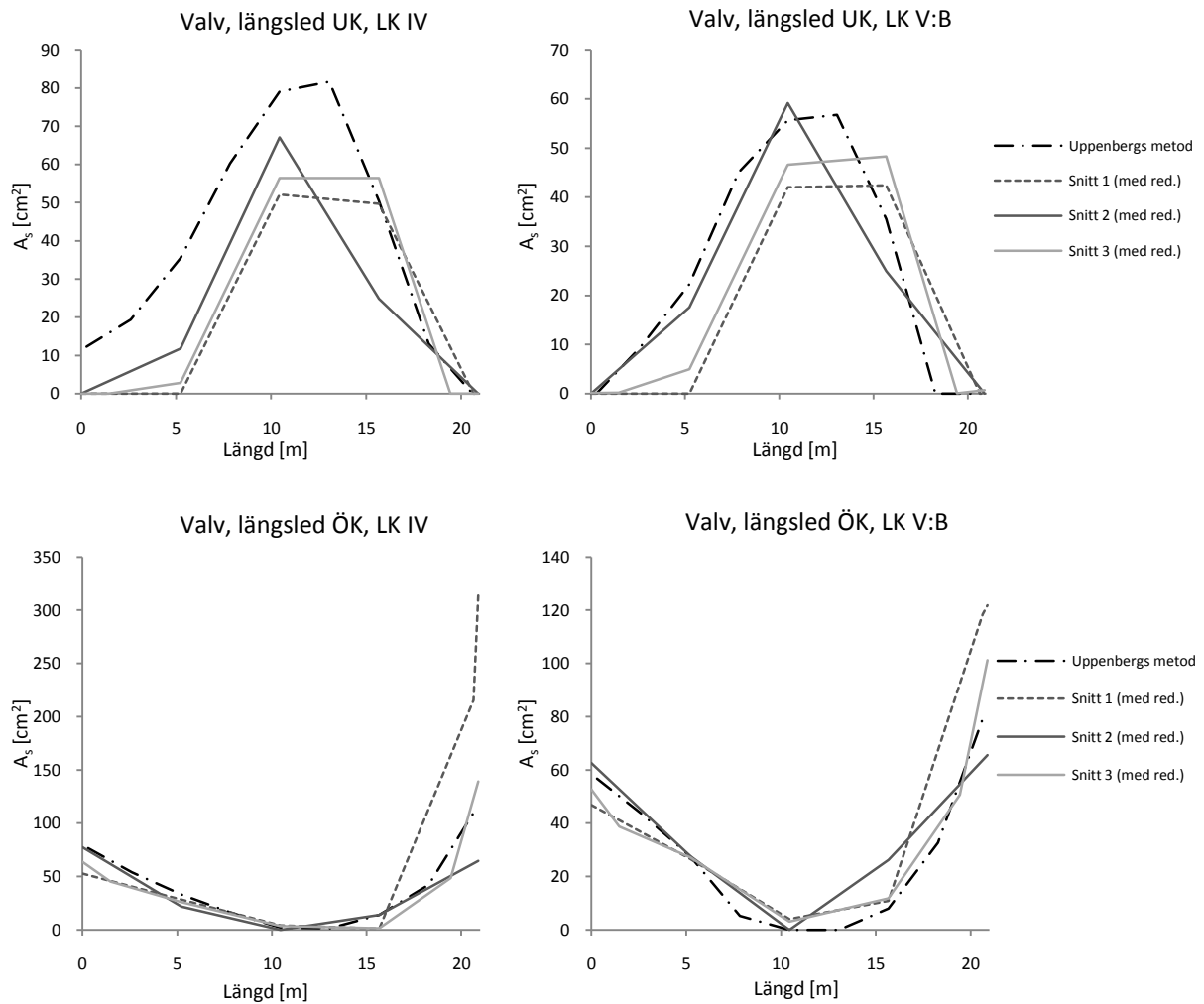
För att få en uppfattning om storleksordningen på armeringsbehoven, jämförs vissa resultat med motsvarande armeringsbehov som är framtagna med Uppenbergs metod. Dessa är framtagna med något skilda förutsättningar, t.ex. beaktades alla typfordon och ekvivalentlaster i LK IV. Detta medför att vissa behov kan vara lite större än vad de skulle vara om endast ekvivalentlast 1 beaktades. Detta har dock liten betydelse för jämförelsen.



Figur 5.5-6 Armeringsbehov jämförelse med Uppenbergs metod, tvärled.

Skillnaderna mot Uppenbergs metod är inte särskilt stora i längsled, utan störst effekt fås framförallt i tvärled. En anmärkningsvärd skillnad fås på underkantsbehovet i tvärled, där Uppenbergs metod inte

ger något behov alls. Detta beror på att Uppenbergs metod baseras på en pelar-/balkmodell, där det inte är teoretiskt möjligt att få böjdrag i plattans underkant vid upplagen.



**Figur 5.5-7 Armeringsbehov jämförelse med Uppenbergs metod, längsled.**

Det kan tyckas rimligt att reducera den tvärgående armeringen, eftersom Uppenbergs metod inte ger något underkantsbehov alls i tvärlängd. Man kan däremot inte utgå ifrån att Uppenbergs metod ger korrekt resultat, trots att metoden är väl beprövad. Att befintliga brokonstruktioner, dimensionerade med Uppenbergs metod, innehåller tillräckliga armeringsmängder kan även bero på andra aspekter, såsom krav på minimiarmering.



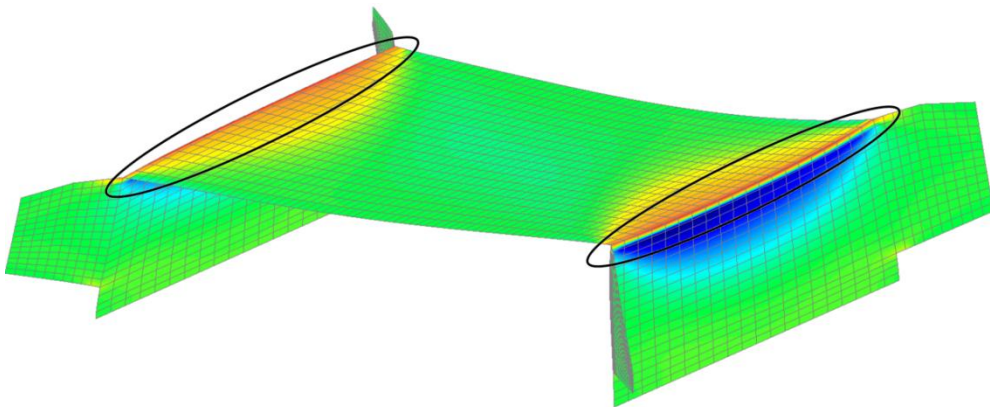


## 6 Diskussion

Tvångslaster är svårhanterliga i linjärelastiska beräkningsmodeller. Det är tydligt att dessa ger upphov till orimliga resultat och på något sätt måste detta hanteras. Det handlar inte bara om att minska armeringsmängder, som har varit fokus i denna rapport. Tvångslaster kan även ge stora tryckkrafter som kan leda till att påkänningen underskattas.

Metoden som har utvärderats utgör ett första steg i hanteringen av tvångslaster. Den medför att de värsta effekterna kan reduceras på ett relativt enkelt sätt, men metoden måste granskas ytterligare. I detta arbete har en första utvärdering gjorts utifrån om grundidén är teoretiskt riktig och kan tänkas vara tillämplar vid praktisk dimensionering. Detta bör däremot kompletteras och verifieras med experiment samt fortsatta studier.

Metoden, i sin nuvarande utformning, bör inte användas på hela beräkningsmodellen. Detta gäller framförallt områden där normalkraften underskrider betongtvärsnittets draghållfasthet. Då metoden tillämpas beaktas inte krypning, varför storleken på snittkrafterna överskattas då dessa inte räknas om till tillskottspänningar. Arbetsgången är också mer omfattande och tidskrävande och bör därför bara tillämpas där den ger effekt.



**Figur 6-1**      **Normalkraft i tvärled vid krypning av valv. I figuren visas var tvångskrafterna är stora och bör reduceras.**

För att få en fullständig förståelse för tvångslastens inverkan skulle en separat icke-linjär beräkning kunna göras, där enbart tvångslaster beaktas. Detta skulle kunna utgöra ett komplement till en linjärelastisk analys där resterande yttre laster beaktas. På detta sätt skulle fördelarna med superpositionsprincipen kunna användas för de yttre lasterna samtidigt som ett bättre resultat erhålls för tvångslastens inverkan. Ickelinjära beräkningsmodeller är däremot tidskrävande och svårhanterliga, varför detta arbetssätt bara skulle vara lönsamt för större och mer komplexa konstruktioner. För mindre projekt utgör metoden, där tvångskraften reduceras, ett mer lätthanterligt alternativ, som efter vidare studier skulle kunna implementeras i den allmänna dimensioneringsgången för betongkonstruktioner.

I detta arbete har de orimliga tvångskrafterna angripits genom studier av beräkningsmodellen. Ytterligare ett angreppssätt skulle kunna vara att se över storleken på tvångslasten samt hur dessa ska föreskrivas. Vissa delar i bestämmelserna rörande hanteringen av laster är troligen framtagna utifrån 2D rammodeller ("meterstrimla"). Dessa borde kanske revideras med avseende på 3D finita element modellering, exempelvis genom att lasten tillåts utjämnas vid kanter och hörn.



## 7 Referenser

### **Litteratur**

Vägverket, Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar, Bro 2004, VV Publikation 2007:106

Banverket, BV Bro utgåva 9 – Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets Bro 2004 inkl supplement nr 2, 2008

Boverket, *Boverkets handbok om betongkonstruktioner - BBK 04*, Boverket augusti 2004, ISBN: 91-7147-816-7

R.J Cope, L.A. Clark, *Concrete slabs –Analysis and design*, London 1984, ISBN: 0-85334-254-7

S. Heyden m.fl., *Introduktion till strukturmekniken*, Studentlitteratur Lund 2008, ISBN: 9144051255

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

A. Mårtensson, T. Isaksson, *Byggkonstruktion Tabell- och formelsamling*, Studentlitteratur Lund 2006

M. Uppenberg, *DIMENSIONERING av SNEDVINKLIGA PLATTRAMAR*, Institutionen för brobyggnad KTH 1963

Brigade Standard User's Manual - Version 3.4, 2005. Scanscot Technology AB

### **Elektronisk källa**

Austrell Per-Erik, Föreläsning 5 Strukturodynamik, 2009-02-17

<http://www.byggmek.lth.se/fileadmin/byggnadsmekanik/education/courses/optional/VSM045/LectureIV.pdf>

hämtad 2009-12-16

### **Intervju**

Magnus Gilljam, Centerlöf & Holmberg, november 2009



## 8 Bilagor

### 8.1 Bilaga 1: Materialdata för ickelinjär betong (Concrete 94)

Utdrag från LUSAS:

Strain at peak uniaxial compression	2.20E-03
Strain at end of softening curve	3.50E-03
Biaxial to uniaxial stress ratio	1.15
Initial relative position of yield surface	0.6
Dilatancy factor	-0.1
Constant in interlock state function	0.425
Contact multiplier on e0	0.5
Final contact multiplier on e0	5
Shear intercept to tensile strength	1.25
Slope of friction asymptote for damage	1
Angular limit between crack planes	1

## 8.2 Bilaga 2: Excelblad för beräkning av snittkrafter i armeringsriktningen

Nedan redovisas utdrag från excelblad som användes för framtagning av snittkrafter i armeringsriktningarna, med reduktion av tvångskrafter. Resultaten, som användes i fallstudien, är framtagna från ett delsnitt i snitt 2. I detta fall är lastkombineringen gjord på  $M_x$ .

Indata består av tvärsnittsstorheter, elasticitetsmodul, armeringsvinkel, nodnummer samt draghållfastheten för betong. Man kan även reducera tvångsmomentet med en faktor. Indata anges i de gråmarkerade rutorna.

Från LUSAS hämtas snittkrafter (för den studerade noden) för respektive last och lastkombination som listas i bilden nedan. Lasterna är angivna i kN respektive kNm.

	<b>Nod:</b>	264		<b>E<sub>c</sub>:</b>	34 GPa	
	<b>Bredd:</b>	1 m		<b>E<sub>s</sub>:</b>	200 GPa	
	<b>Höjd:</b>	1.05 m		<b>f<sub>ctk</sub>:</b>	2.55 MPa	
	<b>Faktor för reduktion av tvångsmoment:</b>	1		<b>Armeringsvinkel:</b>	51.19 grader	
<b>INDATA: (kN/kNm)</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
LK IV (min) exkl. tvång och kryp	-145	95	56.7	185	95.9	-142
LK IV (max) exkl. tvång och kryp	-207	91.5	74.4	532	246	-398
LK V:B (min) exkl. tvång och kryp	-161	92.9	63	270	126	-194
LK V:B (max) exkl. tvång och kryp	-113	87.7	60.1	270	120	-191
Krympning	2.04E+03	2.98E+03	1.90E+03	-80.1	-36.2	22
Temp 1	-121	-172	-45.4	-211	-269	-158
Temp 2	-560	-699	-471	249	192	64.2
Temp 3	706	874	613	-403	-345	-138
Temp 4	267	347	187	57.6	115	83.8
Temp skillnad +	-817	-1.19E+03	-7.59E+02	32	14.5	-8.81
Temp skillnad -	817	1.19E+03	7.59E+02	-32	-14.5	8.81
Mothåll pga Temp	-79.3	8.74	4.81	-0.781	10.9	-5.08
Std. Förskj. V1	-118	1.57	-1.09	137	83.1	-111
Std. Förskj. V2	-118	0.958	-1.07	136	83.6	-110
Std. Förskj. H+	7.59	0.429	1.56	34.2	9.55	-19.4
Std. Förskj. H-	7.59	0.429	1.56	34.2	9.55	-19.4

Temperurlasten består av sex olika laster, som redovisas i fallstudien. Eftersom temperurlasten är en variabel last ska denna enbart beaktas om den ger en ogynnsam inverkan. Det innebär exempelvis att endast det lägsta värdet på  $M_x$ , av de sex olika lasterna, beaktas i kombineringsen för underkant. I exemplet nedan är Temp 3 dimensionerande i underkant.

Om Temp 1 eller Temp 2 är dimensionerande beaktas även ett mothållande jordtryck. Detta eftersom dessa temperurlaster ger upphov till en utvidgning av konstruktionen. För ovankant är Temp 2 dimensionerande och således beaktas också ett mothållande jordtryck.

Den vertikala samt den horisontella stödförskjutningen kombineras så mest ogynnsamma belastning erhålls. Om stödförskjutningen ger en gynnsam inverkan tas den inte med i kombineringsen.

<b>LK TEMP (för UK)</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
Temp 1	0	0	0	0	0	0
Temp 2	0	0	0	0	0	0
Temp 3	706	874	613	-403	-345	-138
Temp 4	0	0	0	0	0	0
Temp skillnad +	0	0	0	0	0	0
Temp skillnad -	0	0	0	0	0	0
Mothåll pga Temp	0	0	0	0	0	0
Mothåll pga Temp	0	0	0	0	0	0
<b>Summa:</b>	<b>706</b>	<b>874</b>	<b>613</b>	<b>-403</b>	<b>-345</b>	<b>-138</b>
<b>LK STÖD (för UK)</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
Std. Förskj. V1/V2	0	0	0	0	0	0
Std. Förskj. H+/H-	0	0	0	0	0	0
Std. Förskj. V1/V2	0	0	0	0	0	0
Std. Förskj. H+/H-	0	0	0	0	0	0
<b>Summa:</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>LK TEMP (för ÖK)</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
Temp 1	0	0	0	0	0	0
Temp 2	-560	-699	-471	249	192	64.2
Temp 3	0	0	0	0	0	0
Temp 4	0	0	0	0	0	0
Temp skillnad +	0	0	0	0	0	0
Temp skillnad -	0	0	0	0	0	0
Mothåll pga Temp	0	0	0	0	0	0
Mothåll pga Temp	-79.3	8.74	4.81	-0.781	10.9	-5.08
<b>Summa:</b>	<b>-639.3</b>	<b>-690.26</b>	<b>-466.19</b>	<b>248.219</b>	<b>202.9</b>	<b>59.12</b>
<b>LK STÖD (för ÖK)</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
Std. Förskj. V1/V2	-236	2.528	-2.16	273	166.7	-221
Std. Förskj. H+/H-	15.18	0.858	3.12	68.4	19.1	-38.8
Std. Förskj. V1/V2	-236	2.528	-2.16	273	166.7	-221
Std. Förskj. H+/H-	0	0	0	0	0	0
<b>Summa:</b>	<b>-236</b>	<b>2.528</b>	<b>-2.16</b>	<b>273</b>	<b>166.7</b>	<b>-221</b>



Nedan redovisas lastkombinering *inklusive tvång*, *exklusive tvång* samt *inklusive tvång med reducering med avseende på krypning*.

*LK inkl tvång* - Kombinerings på krympning, temperaturlast, stödförskjutning samt *LK exklusive tvång* från indata.

*LK exkl tvång* - Kombinerings på det mothållande jordtrycket samt *LK exklusive tvång* från indata.

*LK inkl tvång, reducering map krypning* - Kombinerings på krympning, temperaturlast, stödförskjutning samt *LK exklusive tvång* från indata. Krympningen, temperaturlasten samt stödförskjutningen reduceras även med hänsyn till krypning.

<b>LK V:B, UK:</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
LK inkl tvång	2302.6	3597.3	2330.8	-51.9	-117.2	-254.8
LK exkl tvång	-161	92.9	63	270	126	-194
LK inkl tvång, reducering map krypning	838.372	1480.088	973.206	57.381	-45.336	-250.496
<b>LK V:B, ÖK:</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
LK inkl tvång	-732.58	-323.928	-221.774	691.9314	408.44	-376.528
LK exkl tvång	-160.58	92.944	62.986	269.5314	126.54	-194.048
LK inkl tvång, reducering map krypning	-497.18	-229.16	-155.329	474.6594	270.255	-237.318
<b>LK IV, UK:</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
LK inkl tvång	2318.6	3599.4	2324.5	-136.9	-147.3	-202.8
LK exkl tvång	-145	95	56.7	185	95.9	-142
LK inkl tvång, reducering map krypning	854.372	1482.188	966.906	-27.619	-75.436	-198.496
<b>LK IV, ÖK:</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>	<b>Nxy</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mxy</b>
LK inkl tvång	-826.58	-320.128	-207.474	953.9314	534.44	-583.528
LK exkl tvång	-254.58	96.744	77.286	531.5314	252.54	-401.048
LK inkl tvång, reducering map krypning	-591.18	-225.36	-141.029	736.6594	396.255	-444.318

Snittkrafterna räknas om till huvudmoment samt huvudnormalkrafter. Om armeringens orientering inte är vinkelrät beaktas detta då momentet och normalkraften beräknas i armeringsriktningarna (x - längsled och t - tvärlädd).

Teori för omräkningen redovisas i kapitel 5.4.3 *Snittkrafter i armeringsriktningar*.

LK V:B, UK											
$M_1$	$M_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$M_{R_x,max}$	$M_{R_x,min}$	$M_{R_t,max}$	$M_{R_t,min}$
261.73	-249.68	39.21	140.79	51.19	261.70	-45.34	166.78	705.68	156.33	200.01	-349.34
$N_1$	$N_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$N_{R_x}$	$N_{R_t}$		
5368.98	530.92	37.24	52.76	51.19	534.56	3597.30	438.35	1602.29	6646.35		
107.67	-175.77	13.20	76.80	51.19	-122.80	92.90	9.13	-187.20	168.04		
2183.96	134.50	35.88	54.12	51.19	139.86	1480.09	169.28	509.13	2716.36		
LK V:B, ÖK											
$M_1$	$M_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$M_{R_x,max}$	$M_{R_x,min}$	$M_{R_t,max}$	$M_{R_t,min}$
630.85	114.07	33.35	146.65	51.19	626.17	270.26	354.30	1614.75	447.74	1028.59	-138.42
$N_1$	$N_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$N_{R_x}$	$N_{R_t}$		
-226.70	-829.80	23.67	113.67	51.19	-355.44	-323.93	30.21	-535.64	-483.73		
107.73	-175.37	13.21	76.79	51.19	-122.52	92.94	9.17	-186.67	168.17		
-158.02	-568.32	24.61	114.61	51.19	-240.18	-229.16	22.59	-358.36	-340.21		
LK IV, UK											
$M_1$	$M_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$M_{R_x,max}$	$M_{R_x,min}$	$M_{R_t,max}$	$M_{R_t,min}$
148.40	-251.46	41.57	138.43	51.19	147.48	-75.44	107.40	419.75	66.01	52.63	-301.11
$N_1$	$N_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$N_{R_x}$	$N_{R_t}$		
5370.10	547.90	37.30	52.70	51.19	551.25	3599.40	444.57	1640.03	6660.06		
107.72	-157.72	12.65	77.35	51.19	-106.11	95.00	15.36	-149.46	181.75		
2184.87	151.69	36.01	53.99	51.19	156.56	1482.19	175.51	546.88	2730.07		
LK IV, ÖK											
$M_1$	$M_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$M_{R_x,max}$	$M_{R_x,min}$	$M_{R_t,max}$	$M_{R_t,min}$
1042.26	90.66	34.52	145.48	51.19	1036.93	396.26	594.57	2686.95	728.53	1631.81	-326.61
$N_1$	$N_2$	$\gamma_0$	$\gamma$	$\psi$	Comp 1	Comp 2	Comp 3	$N_{R_x}$	$N_{R_t}$		
-245.99	-900.72	19.66	109.66	51.19	-424.99	-320.13	38.97	-635.75	-463.05		
112.99	-270.83	11.87	78.13	51.19	-192.07	96.74	0.41	-315.64	160.00		
-177.30	-639.24	18.82	108.82	51.19	-309.74	-225.36	31.35	-458.48	-319.52		

Snittkrafterna i armeringsriktningen matas in i tabellen nedan. En kontroll görs om normalkraften, inklusive tvång, bidrar till att tvärsnittet spricker. Om tvärsnittet är sprucket beräknas en tillskottsspänning utifrån  $\Delta N$ , som är tvångsnormalkraften ( $\Delta N = LK \text{ inkl tvång} - LK \text{ exkl tvång}$ ). Om tillskottsspänningen utnyttjas tas tvångskraften inte med i den tillhörande normalkraften ( $LK \text{ exkl tvång}$ ). Då tvärsnittet är osprucket, och tillskottsspänningen inte utnyttjas, består den tillhörande normalkraften däremot även av tvångskrafter ( $LK \text{ inkl tvång, reducering map krypning}$ ).

Dimensionerande snittkrafter	$N_{Rx}$	$N_{Rt}$		$N_{Rx}$	$N_{Rt}$
LK inkl tvång	1602.29	6646.35 kN	Sprucket*	NEJ	JA
LK exkl tvång	-187.20	168.04 kN	* - Tvärsnitt sprucket map normalkraft		
LK inkl tvång, reducering map krypning	509.13	2716.36 kN			
$\Delta N$	1789.49	6478.31 kN			
Tillskottsspänning	0	36.29306 MPa			
Tillhörande normalkraft	509.13243	168.0389 kN			
	$M_{Rx,min}$	$M_{Rt,min}$			
LK inkl tvång, reducering map krypning	0.00	-349.34 kNm			
	$N_{Rx}$	$N_{Rt}$		$N_{Rx}$	$N_{Rt}$
LK inkl tvång	-535.64	-483.73 kN	Sprucket*	NEJ	NEJ
LK exkl tvång	-186.67	168.17 kN	* - Tvärsnitt sprucket map normalkraft		
LK inkl tvång, reducering map krypning	-358.36	-340.21 kN			
$\Delta N$	-348.97	-651.91 kN			
Tillskottsspänning	0	0 MPa	OBS! Tvångskrafter ger tryck		
Tillhörande normalkraft	-358.363	-340.207 kN			
	$M_{Rx,max}$	$M_{Rt,max}$			
LK inkl tvång, reducering map krypning	1614.75	1028.59 kNm			
	$N_{Rx}$	$N_{Rt}$		$N_{Rx}$	$N_{Rt}$
LK inkl tvång	1640.03	6660.06 kN	Sprucket*	NEJ	JA
LK exkl tvång	-149.46	181.75 kN	* - Tvärsnitt sprucket map normalkraft		
LK inkl tvång, reducering map krypning	546.88	2730.07 kN			
$\Delta N$	1789.49	6478.31 kN			
Tillskottsspänning	0	36.29306 MPa			
Tillhörande normalkraft	546.87773	181.7499 kN			
	$M_{Rx,min}$	$M_{Rt,min}$			
LK inkl tvång, reducering map krypning	0.00	-301.11 kNm			
	$N_{Rx}$	$N_{Rt}$		$N_{Rx}$	$N_{Rt}$
LK inkl tvång	-635.75	-463.05 kN	Sprucket*	NEJ	NEJ
LK exkl tvång	-315.64	160.00 kN	* - Tvärsnitt sprucket map normalkraft		
LK inkl tvång, reducering map krypning	-458.48	-319.52 kN			
$\Delta N$	-320.11	-623.05 kN			
Tillskottsspänning	0	0 MPa	OBS! Tvångskrafter ger tryck		
Tillhörande normalkraft	-458.4788	-319.52 kN			
	$M_{Rx,max}$	$M_{Rt,max}$			
LK inkl tvång, reducering map krypning	2686.95	1631.81 kNm			

Nedan redovisas en sammanställning på snittkrafterna från alla delsnitt. Dessa kan sedan användas vid beräkning av armeringsbehov.

SNITT	1	1.25	1.5	1.75	2														
h=	1.05	0.792	0.7	0.806	1.05	m													
b=	1	1	1	1	1	m													
<b>UK</b>																			
<b>Längsled:</b>																			
$M_d^{IV} =$	0.01	-422.49	-1412.97	-740.79	0.01	kNm													
$N_d^{IV} =$	546.88	285.38	-43.25	130.24	1.29	kN													
$\sigma_{se} =$	0	0	0	0	0	MPa													
$M_d^{V:B} =$	0.01	-319.99	-913.64	-455.83	0.01	kNm													
$N_d^{V:B} =$	509.13	434.45	10.26	149.56	33.38	kN													
$\sigma_{se} =$	0	0	0	0	0	MPa													
<b>Tvärled:</b>																			
$M_d^{IV} =$	-301.11	-122.38	-640.33	-473.40	-299.43	kNm													
$N_d^{IV} =$	181.75	200.77	-72.05	2.97	98.72	kN													
$\sigma_{se} =$	36.29306	0	0	0	27.91442	MPa													
$M_d^{V:B} =$	-349.34	-283.70	-448.07	-330.65	-341.86	kNm													
$N_d^{V:B} =$	168.04	264.93	-84.55	-2.35	117.92	kN													
$\sigma_{se} =$	36.29306	0	0	0	27.91442	MPa													
<b>ÖK</b>																			
<b>Längsled:</b>																			
$M_d^{IV} =$	2686.95	702.21	129.38	526.77	2283.15	kNm													
$N_d^{IV} =$	-458.48	-421.17	-422.11	-430.30	-390.69	kN													
$\sigma_{se} =$	0	0	0	0	0	MPa													
$M_d^{V:B} =$	1614.75	539.25	55.22	540.67	1728.66	kNm													
$N_d^{V:B} =$	-358.36	-407.01	-413.52	-422.20	-394.24	kN													
$\sigma_{se} =$	0	0	0	0	0	MPa													
<b>Tvärled:</b>																			
$M_d^{IV} =$	1631.81	301.17	156.11	130.69	1296.82	kNm													
$N_d^{IV} =$	-319.52	16.58	40.15	39.10	-279.03	kN													
$\sigma_{se} =$	0	0	0	0	0	MPa													
$M_d^{V:B} =$	1028.59	293.95	126.23	314.72	1106.53	kNm													
$N_d^{V:B} =$	-340.21	10.37	42.48	22.49	-352.59	kN													
$\sigma_{se} =$	0	0	0	0	0	MPa													