

## PM

Ärendenummer:  
Projektnummer:

Till:

Från: Andreas Andersson  
Box 1070  
172 22 Sundbyberg

Datum: 2010-06-09



# TRAFIKVERKET

**Trafikverket**  
Box 1070  
172 22 Sundbyberg  
Besöksadress: Landsvägen 50A  
Telefon: 08-762 22 00  
www.trafikverket.se

**Andreas Andersson**  
Trafik Teknik, Byggnadsverk  
andreas.b.andersson@  
trafikverket.se  
Direkt: 08-762 35 46  
Mobil: 070-491 14 29

# UTKAST 100609

## Gamla Årstabron, kompletterande beräkningar av 3-ledsbågarnas bärförmåga och förstärkningsmetodik

### Inledning

I föreliggande PM redovisas kompletterande beräkningar av gamla Årstabrons 3-ledsbågar, avseende bärförmåga under förstärkningsarbete. De förstärkningar som utförs är främst anpassade för nollledsbågarna, dess inverkan på bärförmågan redovisas i (Andersson, 2006). Med samma utförande redovisas motsvarande resultat för 3-ledsbågarna i (Andersson, 2007a). En sammanställning av samtliga beräkningar redovisas i (Andersson, 2007b).

Tidigare beräkningar har visat att vattenbilning av bågens undersida (fas3) på 3-ledsbågarna resulterar i en större minskning i bärförmåga än motsvarande för nollledsbågarna. Detta resulterade i en rekommendation att dela in fas 3 i deletapper vid förstärkning av 3-ledsbågarna. Det huvudsakliga syftet med föreliggande PM är att undersöka om fas 3 går att utföra i ett skede utan etappindelning, vilket skulle innebära entreprenadmässiga fördelar.

### Bakgrund

Omfattande tillståndsbedömningar och skadeinventeringar av gamla Årstabrons betongvalv redovisas i (Paulsson-Tralla, 2005a,b). Resultaten visade på ett stort antal skademekanismer och att brons tillstånd var i dåligt skick. För att ge ytterligare underlag till bärighetsutredningar utfördes fältmätningar på båge 2, vilka användes för att kalibrera den beräkningsmodell som används för att uppskatta brons bärförmåga, (Andersson, 2005). Ett antal förutsättningar vid fortsatta beräkningar identifierades:

- Under brukslast är påkänning i bron mycket liten och indikerar att sidomurar och fyllning verkar som lastupptagande element, dock kan detta inte förutsättas i brottgränstillstånd.
- Baserat på ett stort antal prover hade tidigare tryck- och spräckhållfastheter utförda av CBI 1998 visat på stor spridning. P.g.a. den stora spridningen resulterar en statistisk utvärdering av dessa data i den lägsta betongklassen enligt BBK04, motsvarande betong C12.
- Skadeinventeringar visade på lokalt mycket dålig betongkvalitet i anslutning till gjutetappfogar i bågen, i dessa områden förutsätts halverad hållfasthet.

# UTKAST 100609

- Skadeinventeringar visade på korroderad och icke omsluten armering, eftersom denna inte kunde säkerställas i ett långtidsperspektiv samt att överkantsarmeringen inte är inspekterbar förutsätts i beräkningarna att ingen befintlig armering samverkar i brottgränstillstånd.
- Beaktande av fyllningens styvhet visades i (Andersson, 2006) ge flerfaldig ökning i bärförmåga jämfört med om fyllningen endast betraktas som yttre verkande last. Liknande slutsatser har påträffats i annan vetenskaplig litteratur, både genom provning och beräkning. Eftersom fyllningens egenskaper är förhållandevis okända har denna i beräkningarna endast medräknats genom egenvikt och lastfördelning. Samma gäller för sidomurarna, som är utförda helt utan samverkan.

Inledande ”konventionella” bärighetsberäkningar visade att med förutsättningar enligt ovan erhöles en bärförmåga lägre än dagens gällande trafik. Med mer avancerade analysmetoder kunde en trafiklast motsvarande D4 (stax 22.5, stvm 8.0) klaras för nollledsbågarna. För 3-ledsbågarna resulterande förutsatta försvagningar kring gjutfogarna i en dramatisk minskning av den teoretiska bärförmågan, vilket föranledde ytterligare utredning. Tillståndsbedömningarna hade redan tidigare gjort gällande att skador invid gjutetappfogarna inte var lika omfattande för 3-ledsbågarna som för många andra valv. Tillsammans med ytterligare betongprovning kunde betongens hållfasthet räknas upp till klass C20 och utan försvagningar i gjutfogarna. Detta resulterande i att en teoretisk bärförmåga motsvarande nollledsbågarnas kunde erhållas.

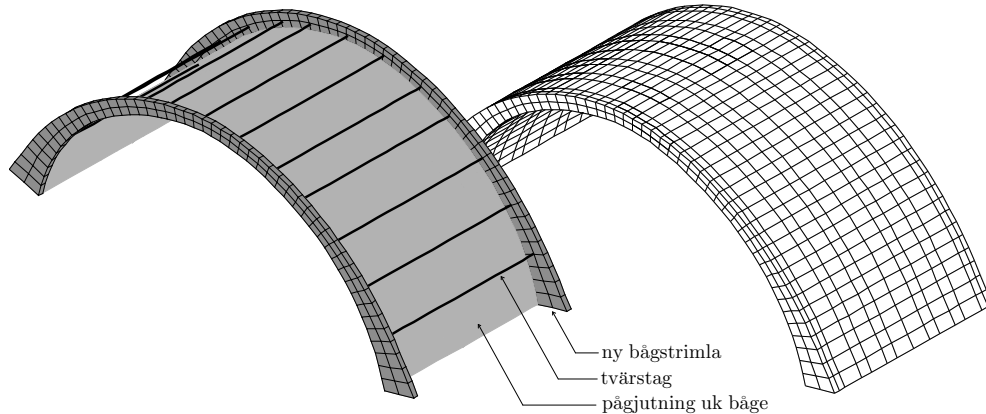
Med de stora osäkerheterna i förutsättningar och bron fortsatta nedbrytningsprocess, beslutades att bron skulle förstärkas. Kravet från dåvarande Banverket var att bron skulle ha en återstående livslängd på minst 50 år samt att en bärförmåga motsvarande UIC71 (stax 25, stvm 8.0). Förstärkningsarbetet samordnades med en tidigare planerad ytskiktrensning av bron. Förstärkningen påbörjades sommaren 2007 och planeras vara klar 2012.

## Förstärkningsetapper

Förstärkning av betongbågarna illustreras i Figur 1 och utgörs av nya betongbågstrimlor på var sida om bågens ytterkanter som efterspanns med tvärgående stag samt en armerad pågjutning på undersida bågen. Innan pågjutning tas delar av befintligt material bort genom vattenbilning samtidigt som full trafik tillåts på bron. För att minimera minskning i bärförmåga delas arbetet in i följande fas (i korthet):

- |        |  |
|--------|--|
| fas1a: | vattenbilning av bågens första vertikala kant, ca. 250 mm,                                       |
| fas1b: | pågjutning av ny betongbågstrimla ca. 250 mm,  |
| fas2a: | vattenbilning av bågens andra vertikala kant, ca. 250 mm,  |
| fas2b: | pågjutning av ny betongbågstrimla ca. 250 mm,  |
| fas2c: | efterspanning med tvärgående stag,   |
| fas3a: | vattenbilning max. 50 mm undersida båge,   |
| fas3b: | pågjutning undersida båge ca. 100 mm, armering $\phi 16s100$ längsled och $\phi 12s100$ tvärlad. |

# UTKAST 100609



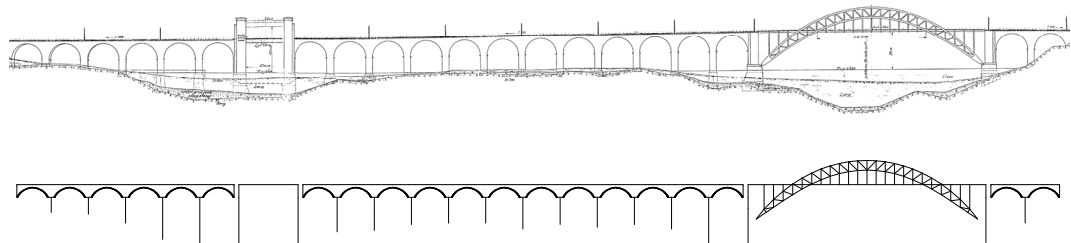
Figur 1: Illustration av förstärkning av betongbågarna.

För nollledsbågarna har bågstrimlorna (fas 1 och 2) visats ge tillräcklig ökning i bärförmåga för att kunna utföra fas 3a med tillräcklig bärighet. En bidragande orsak är att nollledsbågarnas tvärgående bärförmåga ökas. 3-ledsbågarna däremot präglas främst av dess längsgående bärförmåga och kan liknas med en fritt upplagd balk mellan lederna, belastad av en normalkraft och böjande moment. Då befintlig armering friläggs i fas 3a är bågen att betrakta som oarmerad.

## Kompletterande beräkningar

### GLOBAL BALKMODELL

Kompletterande beräkningar utförs med två olika modeller, en global modell av hela bron och en lokal modell av 3-ledsbågarna (båge 4-6). Den globala modellen visas i Figur 2 och används för att räkna ut influenslinjer för betongbågarna. Bågar och pelare modelleras som balkelement, inget horisontalmothåll av lyftspännet förutsätts vid pelare 6 och 7. Stålbågen modelleras som stångelement mellan pelare 19 och pelare 20. Stålbågens horisontalstyvhets är kalibrerad mot en 3D-modell. Fyllningen modelleras med 2D plana spänningselement kopplade till bågen. Fyllningen antas ha en  $E$ -modul på 100 MPa och tvärkontraktion 0.38 och modelleras helt linjär med fullständig koppling till bågarna.



Figur 2: Elevation av gamla Årstabron, överst från originalritning, nederst från 2D FE-modell.

# UTKAST 100609

Bågarnas tvärsnittskapacitet bestäms av interaktion mellan normalkraft och böjande moment, för ett oarmerat tvärsnitt kan dessa samband tecknas som

$$m = 0.5(n - n^2) \quad (1)$$

Där  $m$  och  $n$  är normerade snittkrafter, för ett rektangulärt tvärsnitt enligt

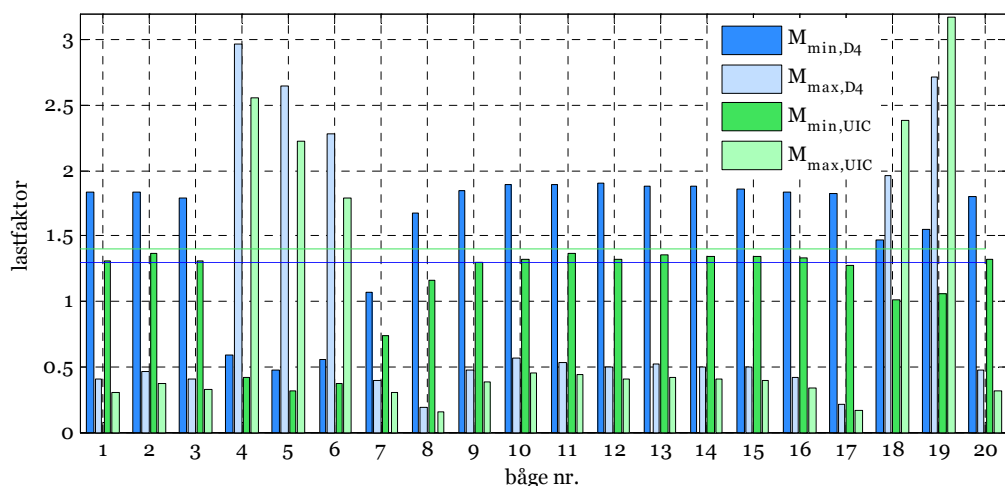
$$m = \frac{M}{bh^2 f_{cc}}, \quad n = \frac{N}{bh f_{cc}} \quad (2)$$

Influenslinjer för böjande moment och normalkraft beräknas i 100 punkter per båge, en lastkombinering av egenvikt av trafiklast ger fyra lastfall:

- 1)  $M_{\max}, N_{\text{till}}$
- 2)  $M_{\min}, N_{\text{till}}$
- 3)  $N_{\max}, M_{\text{till}}$
- 4)  $N_{\min}, M_{\text{till}}$

Där bärförmågan i de flesta fall begränsas av största moment med tillhörande normalkraft. I följande beräkningar används omvänd tecknennotation på snittkrafter, negativt moment resulterar i dragspänning på undersida båge betraktad som en fritt upplagd balk.

Beräkningarna utförs för att översiktligt uppskatta varje båges kapacitet. Resultaten redovisas i Figur 3 och visar att med denna beräkningsmetod erhålls en lastfaktor lägre än 0.5 för flertalet bågar. Erforderlig lastfaktor är 1.3 för trafiklast D4. För nolledsbågarna kan ytterligare kapacitet sannolikt utnyttjas genom bildande av "brottleader" i konstruktionen, tills strukturens verkningssätt övergår i en mekanism. Detta förutsätter dock ett visst mothåll av omgivande fyllning.

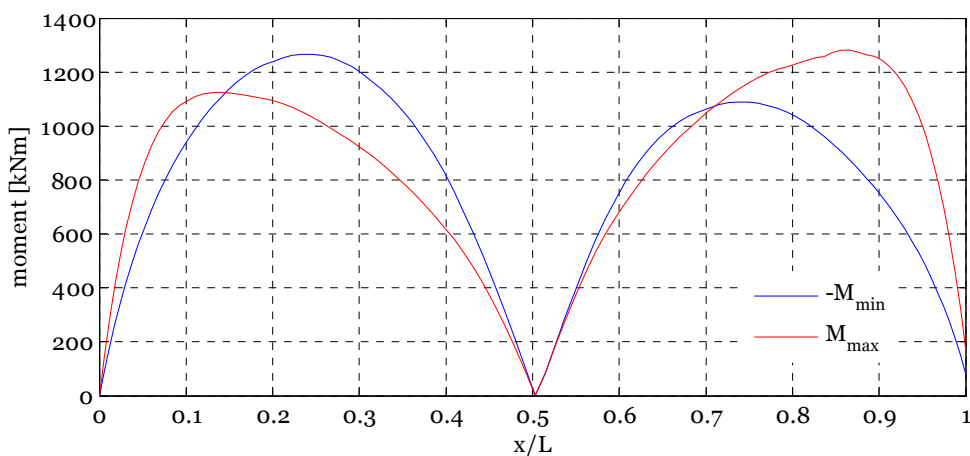


Figur 3: Lastfaktor  $\psi\gamma$  för trafiklast D4 och UIC-71, baserat på global 2D balkmodell och ett oarmerat tvärsnitt med  $f_{cc} = 6.5$  MPa (btg C12).

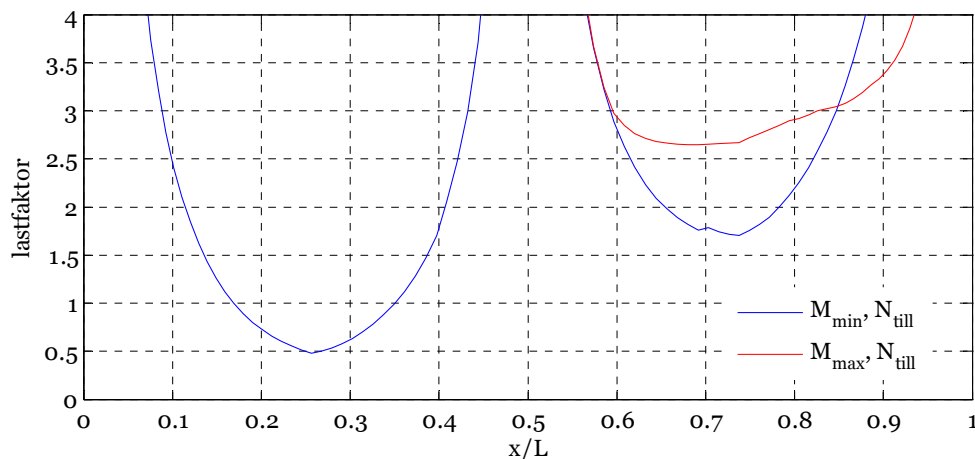
# UTKAST 100609

För 3-ledsbågarna däremot är sannolikt att strukturen övergår i en mekanism redan efter att första "brottliden" bildats. Däremot kan medräknande av omgivande jords styvhet göra att detta inträffar vid en högre lastnivå.

I Figur 4 visas envelopp av största positiva och negativa moment (omvänd teckennotation) för trafiklast D4 med lastfaktor 1 på båge 5. Kapaciteten avgörs av största negativa böjmoment (ger dragning underkant) i fjärdedelspunkten, resulterande i en lastfaktor ca. 0.5, Figur 5.



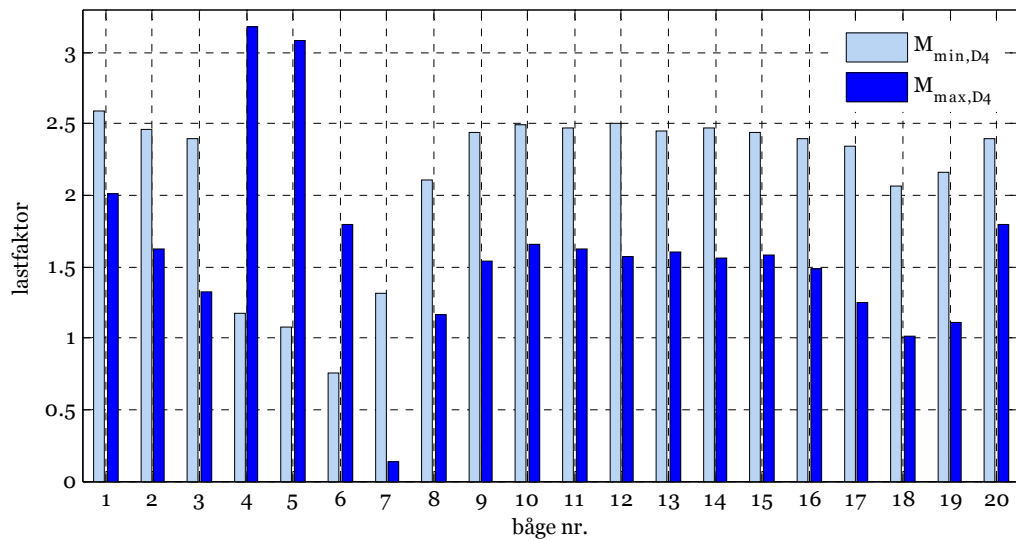
Figur 4: Envelopp av största positiva och negativa moment i båge 5, avser trafiklast D4 på två spår med lastfaktor 1.0.



Figur 5: Lastfaktor för båge 5, avser trafiklast D4 på två spår.

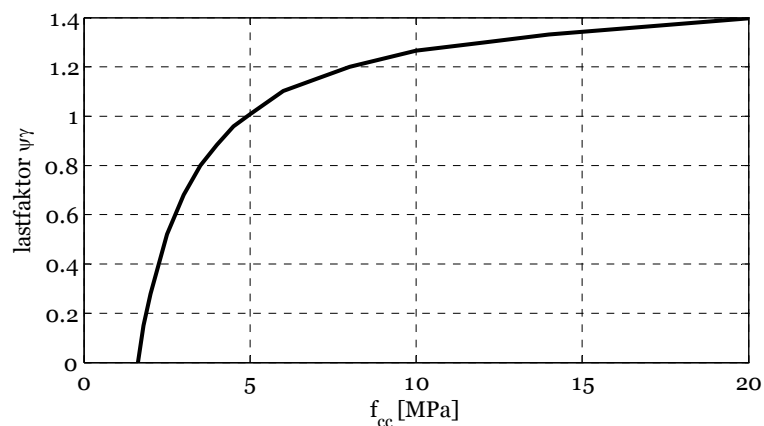
# UTKAST 100609

Resultaten ovan baseras på en modell där fullständig kontakt mellan båge och fyllning föreligger. En alternativ modell där inga krafter tangentiellt bågen kan överföras redovisas i Figur 6. Generellt ger denna modell högre lastfaktor.



Figur 6: Lastfaktor  $\psi\gamma$  för trafiklast D4, baserat på global 2D balkmodell och ett oarmerat tvärsnitt med  $f_{ccd} = 6.5$  MPa (btg C12).

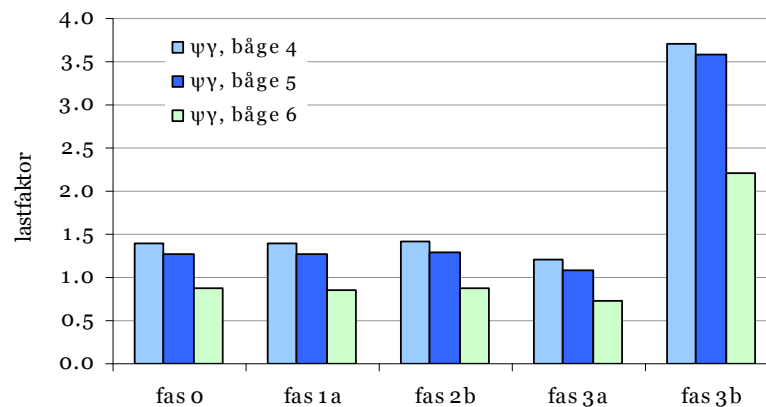
I Figur 7 visas inverkan av betongens tryckhållfasthet på bärförmågan för båge 5, baserat på samma modell som i Figur 6. För betongkvalitet C12 är  $f_{ccd} = 6.5$  MPa, en ökning till betongkvalitet C20 ger  $f_{ccd} = 10.5$  MPa i brottgränstillstånd. Detta ger en ökad lastfaktor med ca. 15%. Ytterligare ökning av tryckhållfastheten får avtagande inverkan.



Figur 7: Samband mellan tryckhållfasthet och lastfaktor, båge 5.

# UTKAST 100609

Förändring av lastfaktorn under olika förstärkningsetapper redovisas i Figur 8. Fas 0 avser oförstärkt bro. I fas 1a minskas brobredden med 250 mm. I fas 2b proportioneras en ekvivalent tryckhållfasthet mot bredden av de nya bågstrimlorna ( $2 \cdot 250$  mm) och ursprunglig bredd ( $9000 - 2 \cdot 250$  mm). I fas 3a minskas tvärsnittshöjden med 50 mm. I fas 3b ökas tvärsnittet med 100 mm (50 mm jämfört med ursprunglig bro). Resultterande ökning i tryckhållfasthet medräknas inte, dock medräknas den nya underkantsarmeringen  $\phi 16s100$ . Medräknande av armeringen påverka brottenveloppen, eftersom tvärsnittshöjden varierar beräknas en brottenvelopp för varje tvärsnitt.



Figur 8: Variation i lastfaktor för trafiklast D4 under olika förstärkningsetapper, båge 4-6.

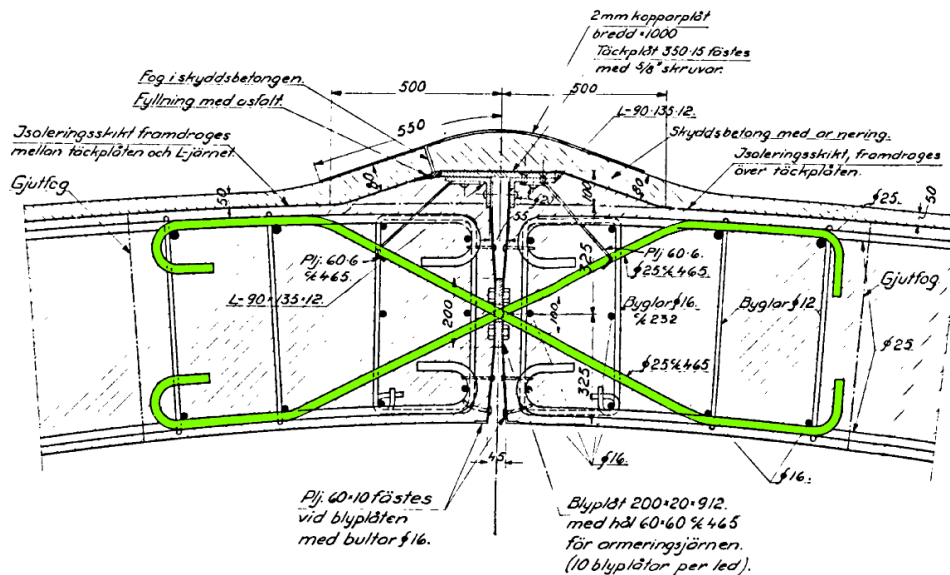
Resultaten i Figur 8 visar att minskningen för fas 1 och fas 2 är marginell. Efter fas 3a minskar dock bärförmågan i storleksordningen 15 %. Efter fas 3b har bärförmågan mer än fördubblats.

Det bör noteras att ovan redovisade beräkningar begränsas av ett antal förenklingar och antaganden samt att det är svårt att uppskatta om dessa antaganden är på säkra eller osäkra sidan. För nollledsbågarna har tidigare beräkningar visat att med 3D-modeller erhålls lägre bärförmåga, beroende på inverkan av tvärgående böjning.

## TVÄRKRAFTSKAPACITET LEDER

I syfte att kontrollera ledernas kapacitet i 3-ledsbågarna beräknas största tvärkraft i dessa områden med samma modell som ovan. En detalj av en hjässled visas i Figur 9. Leden utgörs av blyplåtar  $200 \times 20 \times 912$  med genomgående G-järn  $\phi 25s465$ . Ledens tvärkraftskapacitet antas begränsad av skjuvning av dessa G-järn.

# UTKAST 100609



Figur 9: Detalj av led i hjässan, från ritning B750-62.

I Tabell 1 redovisas beräknade grundvärden på tvärkraft för egenvikt och trafiklast., i Tabell 2 visas motsvarande dimensioneringsvärden på tvärkraft. Det bör noteras att inga andra laster än egenvikt och vertikal trafiklast medräknas. I Tabell 3 redovisas resulterande spänning i G-järnen.

Tabell 1: Tvärkraft vid leder, grundvärden.

(kN)	egenvikt			trafik D4			trafik UIC71		
	båge 4	båge 5	båge 6	båge 4	båge 5	båge 6	båge 4	båge 5	båge 6
anfang, norr	451	464	443	667	544	484	995	816	735
hjässan	22	90	59	475	452	491	772	747	770
anfang, söder	170	2	930	548	629	1 412	823	900	1 438

Tabell 2: Tvärkraft vid leder, dimensioneringsvärden.

(kN)	$1.0V_{perm} + 1.3V_{D4}$			$1.0V_{perm} + 1.4V_{UIC71}$		
	båge 4	båge 5	båge 6	båge 4	båge 5	båge 6
anfang, norr	1 318	1 171	1 072	1 844	1 606	1 472
hjässan	640	678	697	1 103	1 136	1 137
anfang, söder	882	820	2 766	1 322	1 262	2 943

Tabell 3: Dimensionerande spänning i G-järn av tvärkraft i leder, avser 38025

(MPa)	$1.0V_{perm} + 1.3V_{D4}$			$1.0V_{perm} + 1.4V_{UIC71}$		
	båge 4	båge 5	båge 6	båge 4	båge 5	båge 6
anfang, norr	71	63	57	99	86	79
hjässan	34	36	37	59	61	61
anfang, söder	47	44	148	71	68	158



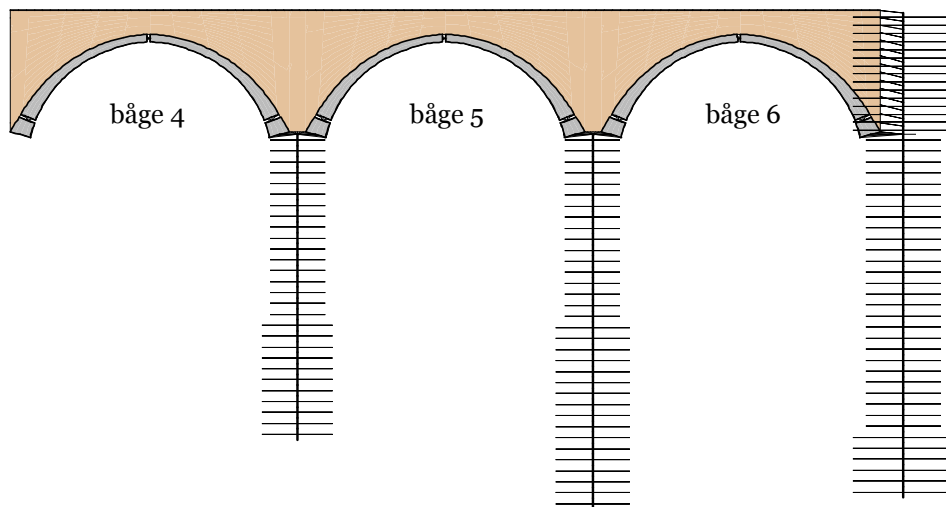
# UTKAST 100609

## 2D DETALJMODELL AV 3-LEDSBÅGARNA

Med den globala balkmodellen medräknads fyllningens mothåll vid beräkning av influenslinjer, brottkriteriet utgjordes sedan av betongbågarnas tvärsnittsbärförmåga. I syfte att bättre uppskatta 3-ledsbågarnas kapacitet har en detaljmodell av dessa upprättats, Figur 10. Bågar och fyllning modelleras med 2D plana spänningselement, pelarna med balkelement. Lederna modelleras med stela kopplingar som endast överför normalkraft och tvärkraft. Två olika modeller analyseras:

- modell 1, *fyllningen betraktas endast som yttre verkande last,*
- modell 2, *fyllningen modelleras med icke-linjära egenskaper.*

I båda fallen utgörs brottkriteriet av en icke-linjär materialmodell för betongbågarna samt beaktande av 2:a ordningens effekter. För modell 1 är horisontalmothållet av mindre betydelse för 3-ledsbågarna och analysen omfattar då endast båge 5. För modell 2 utgörs modellen av båge 4-6 där trafiklasten står i dimensionerande position över båge 5. Lastpositionen baseras på resultat från den globala balkmodellen.

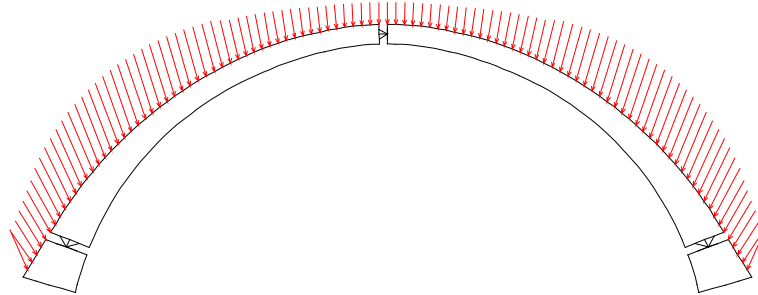


Figur 10: 2D plan-spänningsmodell av 3-ledsbågarna.

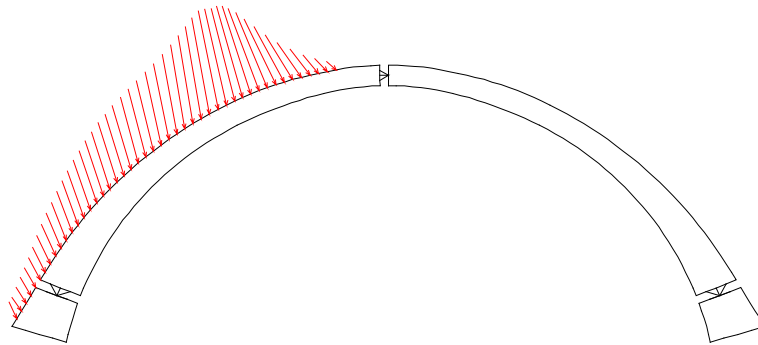
I modell 2 ges fyllningen bi-linjära egenskaper motsvarande en  $E$ -modul på 5 MPa, tryckhållfasthet på 300 kPa och en draghållfasthet på 1 kPa. Dessa värden har valts så låga som möjligt för att inte överskatta fyllningens mothåll. I samtliga modeller antas betongen i bågarna vara av kvalitet C20.

I modell 1 betraktas fyllningen endast som yttre verkande last. Resultterande nodlaster visas i Figur 11 avseende fyllningens egenvikt och i Figur 12 avseende trafiklast D4 i dimensionerande lastposition. Dessa lastspridningar beräknas med modell 2 och läses in i modell 1.

# UTKAST 100609

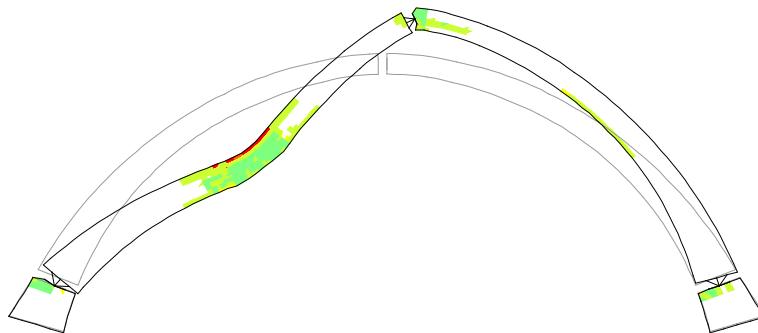


Figur 11: Nodlaster från fyllning på båge 5.



Figur 12: Nodlaster från trafiklast D4 i dim. position på båge 5, lastfördelning genom fyllning.

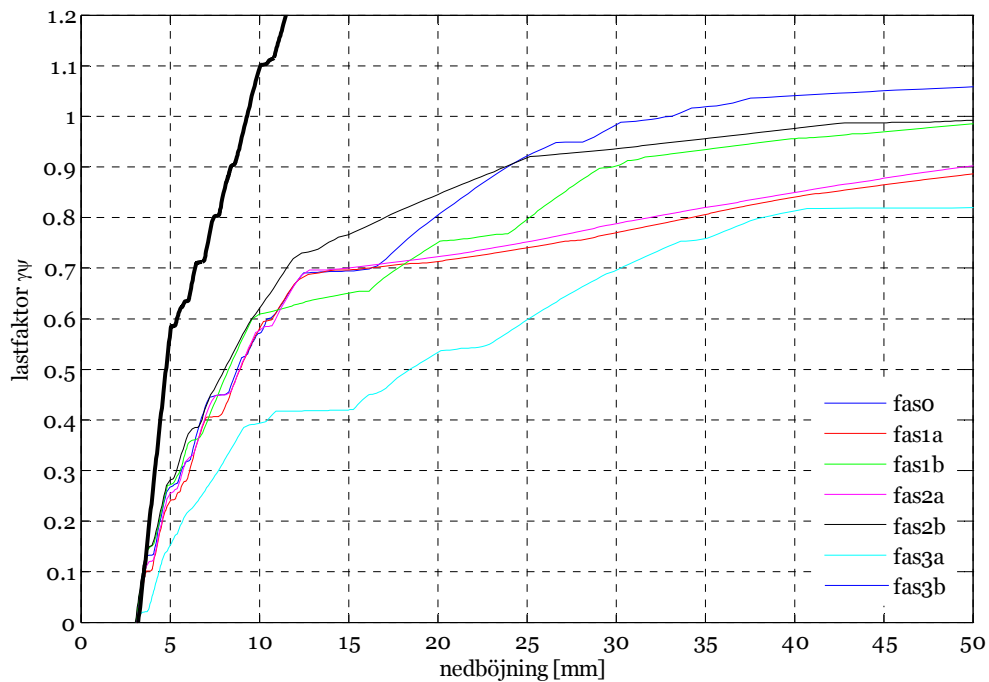
I Figur 13 visas båge 5 i modell 1 vid brottlast. För oförstärkt bro erhålls en lastfaktor  $\psi\gamma = 1.07$  för trafiklast D4, att jämföra med erforderlig lastfaktor 1.3 enligt BVS 583.11. Brottmoden utgörs av böjbrott i fjärdedelspunkten, på samma sätt som från den globala balkmodellen.



Figur 13: Uppsprickning och lokal betongkrossning av båge 5 vid brottlast, lastfaktor  $\psi\gamma = 1.07$  för trafiklast D4 på båda spåren, oförstärkt bro beräknad med modell 1.

# UTKAST 100609

Förändring i lastfaktor under olika förstärkningsfaser uppskattas med modell 1 genom att ändra bågens bredd (fas 1a och fas 2a) och lägga till bågstrimlor med högre betongkvalitet (fas 1b och fas 2b) samt att minska tvärsnittshöjden (fas 3a). Pågjutningen i fas 3b modelleras som balkelement med icke-linjära egenskaper för betong och inbäddad armering. Last-deformationsförloppen redovisas i Figur 14, resulterande lastfaktorer framgår av Tabell 4.



Figur 14: Last-deformationssamband för modell 1, inverkan av olika förstärkningsfaser.

Tabell 4: Lastfaktorer för båge 5, beräknad med modell 1 under olika förstärkningsfaser.

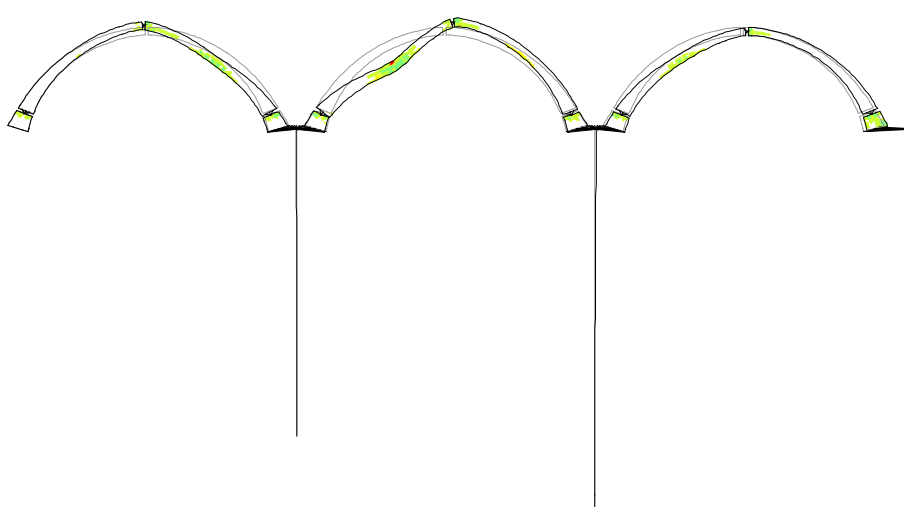
	$\psi\gamma$ , båge 5
fas 0	1.07
fas 1a	0.92
fas 1b	1.00
fas 2a	0.93
fas 2b	1.01
fas 3a	0.82
fas 3b	1.90

Resultaten visar samma tendens som den globala balkmodellen, att störst minskning sker efter fas 3a. Minskningen är med än 20% jämfört med ursprunglig bro. Även efter vattenbilning av bågens kanter erhålls en betydande minskning i bärförmåga, till skillnad från den globala modellen. Eftersom det främst är

# UTKAST 100609

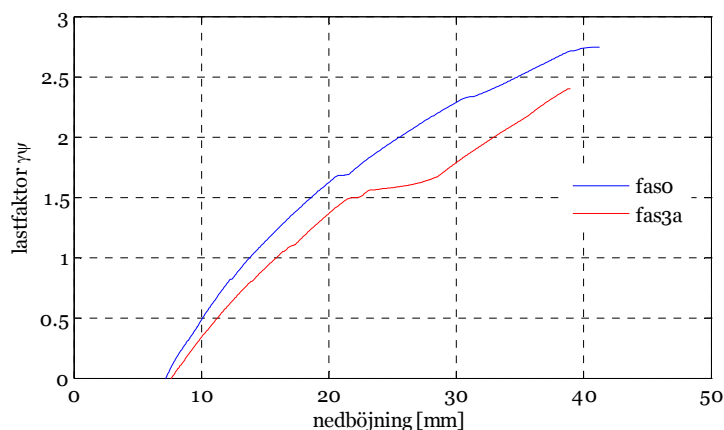
fjärdedelspunkten som avgör bågens kapacitet kan ett lokalt ökat vattenbilningsdjup i detta område vara förenat med en risk.

I Figur 15 visas uppsprickning i båge 4 – 6 för modell 2 vid brottnast. Även om en  $E$ -modul på endast 5 MPa i fyllningen medräknas ökar lastfaktorn från 1.06 med modell 1 till 2.7 med modell 2, dvs. en mer än fördubblad i bärförmåga. Brottmoden är fortfarande densamma.



Figur 15: Uppsprickning av betongen vid brottnast,  $\psi\gamma=2.7$  för trafiklast D4 i dim. lastposition (oförstärkt bro), modell med mothållande fyllning (visas ej).

Inverkan av fas 3a för modell 2 visas i Figur 16. Motsvarande lastfaktor minskar från 2.7 till 2.4, en minskning med ca. 12%.



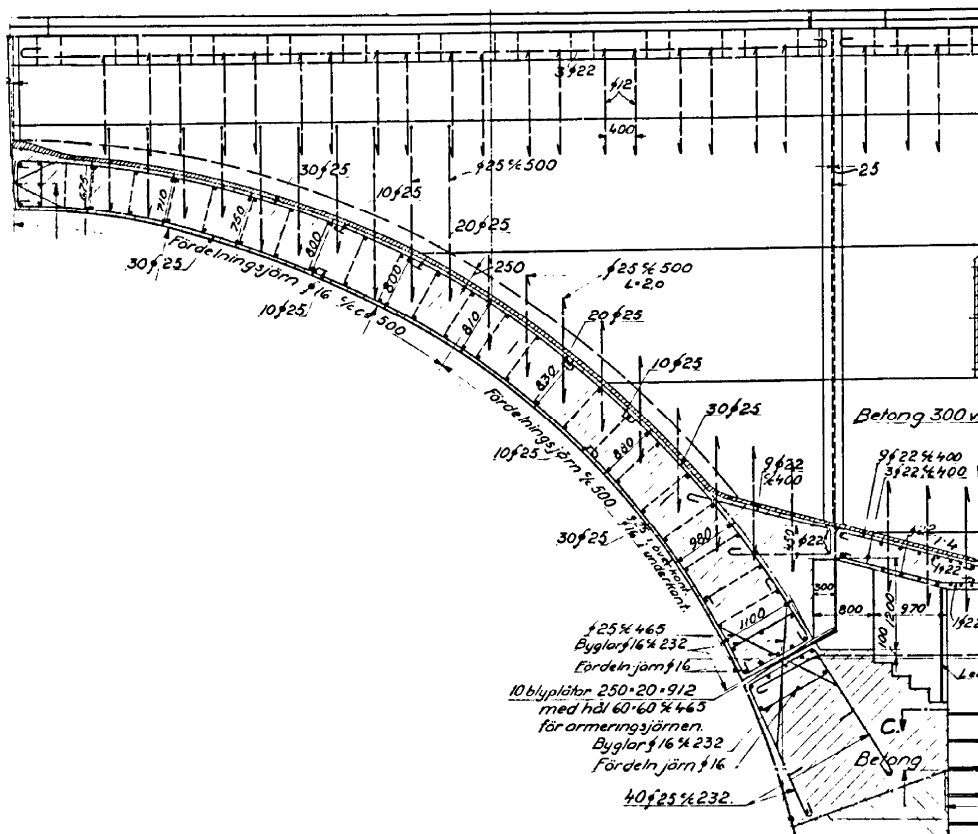
Figur 16: Last-deformationssamband för modell 2, innan förstärkning (fas o) och efter vattenbilning 50 mm undersida båge (fas 3a).

# UTKAST 100609

## INVERKAN AV BEFINTLIG UNDERKANTSARMERING, MODELL 1

I Figur 14 visas att efter vattenbilning av bågens undersida i fas 3a minskar bärförmågan till en icke acceptabel nivå. I (Andersson, 2007a) föreslogs att förstärkningen i fas 3 delas in i etapper för att reducera denna minskning. Ett alternativ skulle istället kunna vara att säkerställa samverkan med den ursprungliga underkantsarmeringen. Armeringen utgörs av släta stänger med ändkrokar, enligt originalritningar  $30\phi 25$  längs hela bågen och ytterligare  $10\phi 25$  i området kring fjärdedelspunkten, se Figur 17.

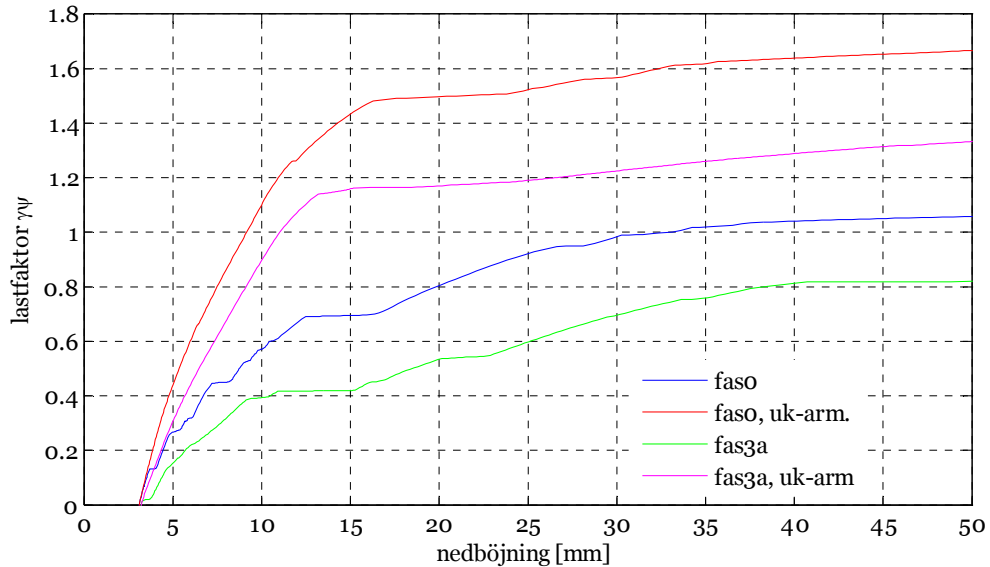
Beräkningar baserat på modell 1 har utförts där underkantsarmeringen medräknas. I modellen medräknas ovan angiven armeringsmängd vilken antas samverka fullständigt med bågen, armeringens dimensionerande flytgräns sätts till 100 MPa. Syftet är att undersöka om en tillräcklig bärförmåga kan erhållas i fas 3a.



Figur 17: Armering av 3-ledsbågarna, från originalritning 7050/c-60.

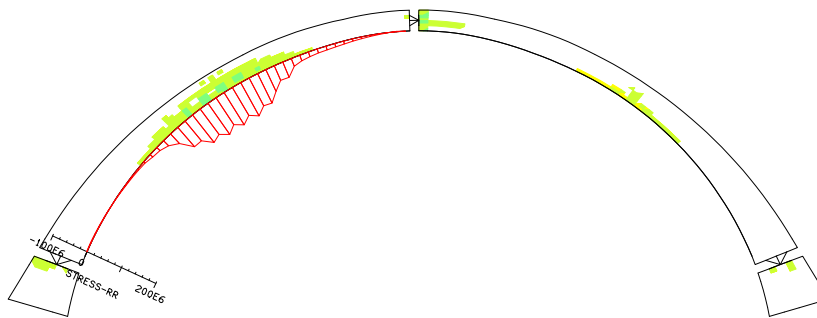
I Figur 18 visas last-deformationskurvor för fas 0 och fas 3a, med och utan armering. I fas 0 (ursprunglig bro) ökar lastfaktorn för tåglast D4 från 1.07 till 1.88, en ökning med ca. 75%. Motsvarande lastfaktor i fas 3a ökar från 0.82 till 1.40, en ökning med ca. 70%.

# UTKAST 100609



Figur 18: Last-deformationssamband för modell 1, inverkan av befintlig underkantsarmering i fas 0 och fas 3a.

Förutsättningen om fullständig samverkan är sannolikt ett antagande på osäkra sidan, dock är last-deformationskurvorna förhållandevis linjära upp till en lastfaktor ca. 1.2 för fas 0 och ca. 1.1 för fas 3a, vilket motsvarar nivån innan armeringen börjar flyta. I Figur 19 visas uppsprickning och armeringsspänning i bågen för fas 3a med en lastfaktor 1.1 avseende tåglast D4. Vid denna lastnivå har ingen plasticering inträffat.



Figur 19: Uppsprickning av båge 5 (modell 1) i fas 3a vid lastfaktor 1.1 avseende tåglast D4. Armeringsspänning redovisas projicerad på bågen.

# UTKAST 100609

## Sammanfattning

I föreliggande PM redovisas kompletterande beräkningar för främst 3-ledsbågarna på gamla Årstabron. Två olika beräkningsmodeller har använts för att uppskatta bärförmågan, en global 2D balkmodell av hela bron där en lastfaktor beräknas baserat på linjära snittkrafter och bågens tvärsnittsbärförmåga, samt en 2D detaljmodell av båge 4-6 där bärförmågan beräknas med en icke-linjär materialmodell för betongen. För båda modellerna har fyllningens egenskaper stor inverkan på bärförmågan.

Baserat på den globala balkmodellen erhålls stor skillnad i bärförmåga beroende på koppling mellan båge och fyllning, lägst bärförmåga fås då fullständig koppling antas. Resultaterande lastfaktor blir då lägre än den last som idag trafikerar bron och modellen anses därför vara väl konservativ. Om istället inga tangentiella krafter kan överföras mellan båge och fyllning (förutsätter försumbar friktion) erhålls högre lastfaktorer, om än för 3-ledsbågarna fortfarande inte tillfylles. Uppskattning av inverkan under förstärkningsetapper indikerar att reducering av bågens tvärsnittshöjd med 50 mm minskar lastfaktorn med ca. 15%.

Baserat på en detaljmodell av båge 4-6 uppskattas motsvarande lastfaktor baserat på en icke-linjär materialmodell för betong. Två olika antaganden om fyllningen görs, endast som yttre verkande last och lastspridning eller som mothåll mot bågarna. Då fyllningen endast betraktas som yttre verkande last erhålls en lastfaktor 1.07 för oförstärkt bro. Störst minskning i bärförmåga erhålls efter fas 3a, med en minskad tvärsnittshöjd på 50 mm minskar lastfaktorn mer än 20%. Dock innebär reducering av bågens bredd även betydande minskning i bärförmågan, ca. 15%. Eftersom det främst är vid fjärdedelspunkten som kapaciteten uppnås kan ett ökat vattenbilningsdjup i detta snitt innebära en risk, såväl i fas 1, fas 2 eller fas 3. Beräkningarna förutsätter en betongkvalitet motsvarande C20 i hela bågen, om försvagningszoner som bedöms vara av lägre kvalitet förekommer måste dessa åtgärdas innan förstärkning.

Om fyllningens mothåll medräknas i detaljmodellen ökar lastfaktorn från 1.07 till ca. 2.7. Om tvärsnittet minskas med 50 mm minskar lastfaktorn till 2.4, en minskning med ca. 15%. Trots att fyllningens egenskaper medvetets valts låga går det inte att säkerställa att dessa antaganden är på säkra sidan. Forskning inom området visar dock på att fyllningens inverkan ofta är betydande, både genom provningar och beräkningar.

Likt de slutsatser som framgår av (Andersson, 2007a) finnes att bärförmågan efter vattenbilning av bågens undersida (fas 3a) minskar till en icke acceptabel nivå. För att säkerställa 3-ledsbågarnas bärförmåga i fas 3 har två olika lösningar identifierats, indelning av fas 3 i deletapper eller säkerställande av samverkan med befintlig underkantsarmering. Om etappindelning av fas 3 övervägs måste kompletterande beräkningar av detta utföras. Om befintlig underkantsarmering medräknas måste fullständig samverkan upp till en dimensionerande armeringsspänning på 100 MPa säkerställas under hela fas 3. Hur detta säkerställs kan kräva ytterligare utredning.

# UTKAST 100609

## Litteratur

- Andersson, A., Sundquist, H, 2005. Gamla Årstabron, Utvärdering av verkningssätt hos betongvalv genom mätning och FEM-modellering, Etapp 1. *Teknisk rapport 2005:13, KTH Brobyggnad.*
- Andersson, A., 2006. Gamla Årstabron, FEM-beräkning av förstärkningsåtgärders inverkan på betongbågarna. *Rapport 101, KTH Brobyggnad.*
- Andersson, A., 2007a. Gamla Årstabron, FEM-beräkningar av 3-ledsbågarnas verkningssätt och inverkan på förstärkningsåtgärder. *Rapport 104, KTH Brobyggnad.*
- Andersson, A., 2007b. Gamla Årstabron, Sammanställning av beräkningar avseende förstärkning av betongbågarna. *Rapport 105, KTH Brobyggnad.*
- Andersson, A., 2010. Gamla Årstabron, Analys av töjningsmätningar på båge 2. *Rapport KTH Brobyggnad, arbetskopia 100325.*
- Paulsson-Tralla, J., 2005a. Gamla Årstabron, Tillståndsbedömning 2005. *Rapport 7070800.*
- Paulsson-Tralla, J., 2005b. Gamla Årstabron, Skadeinventering av betongvalvens undersidor september – november 2005. *Rapport 7115500:F.*