

Finita element-baserad utmattningskontroll av järnvägsbro

Andreas Simfors



Förord

I civilingenjörsutbildningen vid Lunds Tekniska Högskola ingår ett examensarbete omfattande 20 poäng som ett obligatoriskt moment. Jag har ägnat den sista perioden av min utbildning vid LTH åt att utvärdera möjligheterna att utnyttja Finita element-analyser vid utmattningsdimensionering av armerad betong.

Förslaget till detta projekt kom ursprungligen från Joakim Jeppsson på Avdelningen för Konstruktionsteknik och han har också fungerat som handledare för arbetet. Denna uppgift har han skött med ett orubbligt tålamod och han ska också ha ett stort tack för att ha funnits tillhands vid i stort sett alla dagliga med- och motgångar. Ett tack utgår också till professor Sven Thelandersson, som vid flera tillfällen dragit avgörande slutsatser och kommit med oumbärliga råd, samt till de övriga anställda vid avdelningen som funnits tillhands vid diverse problem.

Lund, April 2000



Andreas Simfors

Sammanfattning

Rapporten redovisar ett examensarbete vid avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola. Utgångspunkten är att studera möjligheterna att genomföra en beräkning av de utmattande påkänningarna i en slakarmerad betongkonstruktion med hjälp av finita element-metoden.

I dagens järnvägsbronormer finns krav på utmattningsdimensionering men många befintliga broar är konstruerade enligt äldre normverk där motsvarande kriterier inte förekommit. Tester av äldre, oskadade broar visar inte på någon risk för utmattningsbrott. Om till exempel sprickor kan upptäckas i konstruktionen kan det ändå vara befogat med en kontrollberäkning av utmattningsspänningarna i armeringen. Ett aktuellt exempel utgörs av en järnvägsbro vid Skytts-Vemmerlov som uppfördes 1980. Reaktiv ballast har använts i betongen och på grund av en expansion föranledd av alkali-kiselreaktioner har längsgående sprickor uppstått i trågets slakarmerade bottenplatta.

Vid en kontrollräkning av armeringsspänningarna enligt de rådande normerna, som förutsätter en fullständig uppsprickning av betongen, finner man att de tillåtna spänningsvidderna för armeringen överstigs. Genom att analysera en ickelinjär, tvådimensionell FE-modell av motsvarande plattvärnsnitt där hänsyn tagits till betongens draghållfasthet och där ett spänningsförskjutningssamband simulerar vidhäftningen mellan betong och armering finner man en lägre dimensionerande spänningsvariation.

Slutsatserna som kan dras utifrån beräkningarna är att utmattningsdimensionering med hjälp av finita element-metoden är arbetsamt och beräkningsintensivt. Utnyttjandet av en materialmodell som tillåter sprickor att utvecklas i de element som representerar betongen lämpar sig möjligtvis för nydimensionering där man kan anta att brukslasten styr sprickbilden men knappast för analyser av en skadad konstruktion där sprickorna istället måste kartläggas och på något sätt föras in manuellt i modellen.

Sammanfattning	2
Beteckningar	4
1. Introduktion	6
1.1. Bakgrund	6
1.1. Bron vid Skytts-Vemmerlöv (km 644 + 847,60)	6
1.2. Utmattningsdimensionering	7
2. Beskrivning av utmattningsdimensionering	8
2.1. Påkänningsberäkning enligt BBK 94	8
2.2. Påkänningsberäkningar med hjälp av FEM	9
2.3. Utmattningskapacitet	11
3. Beräkningsförutsättningar	15
3.1. Beskrivning av programvaror	15
3.2. Statiskt system	15
3.3. Laster	16
3.4. Materialparametrar för påkänningsberäkningar	19
3.5. Dimensionerande hållfasthet	20
4. Befintlig modellering	22
4.1. Rymdramens geometri	22
4.2. Material	23
4.3. Belastning	23
4.4. Inspänningsförhållanden	23
5. Utmattningspåkänningar enligt FEM	25
5.1. Geometri	25
5.2. Vidhäftning	25
5.3. Material	28
5.4. Belastning	28
5.5. Resultat av analyserna	29
6. Utmattningspåkänningar enligt BBK	32
6.1. Böjmoment	32
6.2. Tvärkrafter	34
7. Bedömning av påkänningsberäkningarna	36
7.1. Jämförelse av resultat	36
7.2. Metod för att utnyttja FE-modellering	37
8. Referenser	40

Beteckningar

A	tvärsnittsarea
A_s	tvärsnittsarea, dragarmering
A_s'	tvärsnittsarea, tryckarmering
A_{sv}	tvärsnittsarea, skjuvarmering
b	tvärsnittsbredd
D	dynamikkoefficient
d	effektiv tvärsnittshöjd
d'	avstånd från tryckt kant till tryckarmerings tyngdpunkt
DZ	vertikaldeformation, enligt Strip Step 3
E_{sk}	karaktäristisk elasticitetsmodul, stål
E_{ck}	karaktäristisk elasticitetsmodul, betong
E_{fj}	elastisk styvhet, fjäderelement
f_c	hållfasthet, betong, allmänt
f_{cck}	karaktäristisk tryckhållfasthet, betong
f_{cm}	cylindertryckhållfasthet, medelvärde
f_{cm0}	10 MPa
f_{ct}	draghållfasthet, betong
F_c	kraft, betong
F_{max}	maximal fjäderkraft
F_s	dragkraft, armering
F_s'	tryckkraft, armering
f_{sv}	draghållfasthet, skjuvarmering
f_{st}	draghållfasthet, stål
f_v	formell skjuvhållfasthet, betong
G_f	brottenergi, betong
h	höjd
k	dimensionsberoende faktor för sprickkontroll, koefficient för beräkning av D
l	längd, armering
M	moment
M_{LKB}	moment av bruksgränslast
M_{LKC}	moment av utmattningslast
M_r	sprickmoment
n	antal spänningscykler, faktor som beaktar systematiska skillnader mellan materialegenskaper vid provning och i färdig konstruktion, antal delområden vid influensyteberäkning
n_0	egenfrekvens
n_f	effektivt antal spänningscykler
n_t	totalt antal belastningar i ett spänningskollektiv
O_s	omkrets, armering
q	utbredd last
Q	total last
ROT-X	rotation, enligt Strip Step 3
s	centrumavstånd, armeringsjärn, förskjutning [8]
s_1 - s_3	parametrar för spännings-förskjutningssamband [8]
V	tvärkraft
W	böjmotstånd
V_1	tvärkraft av utmattningslast, maxvärde

V_2	tvärkraft av utmattningslast, minvärde
V_c	tvärkraftskapacitet, betong
V_s	tvärkraftskapacitet, skjuvarmering
x	ekvivalent bredd, koefficient för beräkning neutrallagrets läge
z	avstånd till neutrallager
α	faktor som styr spännings-förskjutningssamband enl [8], kvot E_{sk}/E_{ck}
α_F	koefficient som beror på kornstorleken; 20 – 50 Nm/m ²
β	tvärkraftsarmeringens vinkel mot huvudarmeringen
$\Delta\sigma_{cd}$	spänningsvidd, betong
$\Delta\sigma_{sd}$	spänningsvidd, stål
Δf_{st}	karaktäristisk tillåten spänningsvidd
ΔV_s	dimensionerande tvärkraftsvariation i skjuvarmering
ε_c	töjning, betong
ε_s	töjning, stål
ε_s'	stukning, stål
γ	tunghet
γ_m	partialkoefficient för bärförmåga
γ_n	partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen
γ_ψ	partialkoefficient för last
ζ	spricksäkerhetsfaktor
θ	rotation
κ	kollektivparameter
κ_{fj}	återstående styvhet, fjäderelement
ν	tvärkontraktionstal
ξ_d	dimensionsberoende koefficient för skjuvkapacitetsberäkning, 0,9-1,4 beroende på tvärsnittets effektiva höjd, d
ρ	geometrisk armeringsandel m a p dragarmering
ρ'	geometrisk armeringsandel m a p tryckarmering
σ_1	normalspänning av utmattningslast, betong, maxvärde
σ_2	normalspänning av utmattningslast, betong, minvärde
σ_c	spänning, betong
σ_s	dragspänning, stål
σ_s	tryckspänning, stål
σ_m	dragspänning av moment
σ_n	dragspänning av normalkraft
τ_1	skjuvspänning av utmattningslast, betong, maxvärde
τ_2	skjuvspänning av utmattningslast, betong, minvärde
τ_f	återstående vidhäftningsspänning, enligt CEB-FIP
τ_{max}	maximal vidhäftningsspänning, enligt CEB-FIP
ν	koefficient för effektivt antal spänningscykler
φ	utböjning
φ'	faktor för beräkning av dynamikkoefficienten
φ''	faktor för beräkning av dynamikkoefficienten
\emptyset	armeringsdimension

1. Introduktion

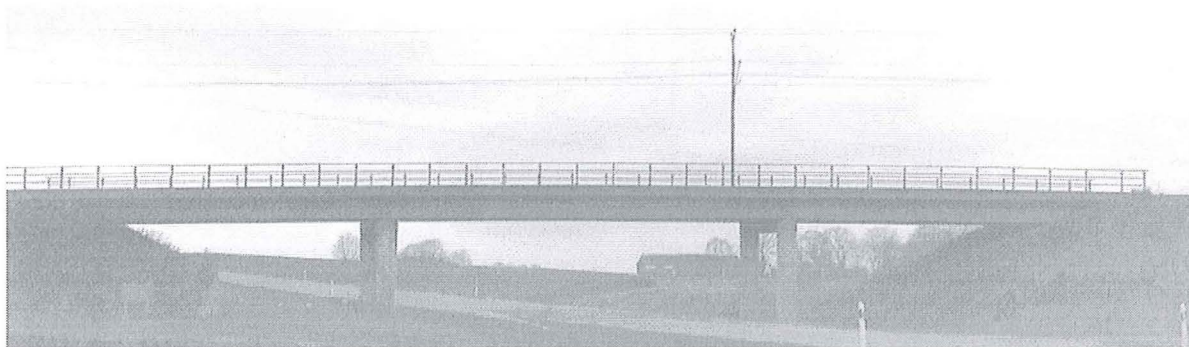
1.1. Bakgrund

Denna rapport utgör den skriftliga redovisningen av ett examensarbete inom Väg- och vattenbyggnad på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola. Merparten av arbetet har utförts under höstterminen 1999. Handledare och initiativtagare till examensarbetet har varit civilingenjör Joakim Jeppsson, placerad som industridoktorand vid LTH av Skanska Teknik, Bro och Anläggning, Malmö.

Syftet med arbetet är att undersöka om en befintlig järnvägsbro, som från början inte är dimensionerad för utmattning, klarar de utmattningskrav som följer av användandet av en ny norm. Undersökningen görs dels med vanliga utmattningsmetoder, men tyngdpunkten läggs på en utmattningsdimensionering med spänningar från en icke-linjär finit element-analys.

1.1. Bron vid Skytts-Vemmerlöv (km 644 + 847,60)

Den bro som varit föremål för undersökningen är en konventionell trågbro för järnvägstrafik belägen i Skytts-Vemmerlöv på banan mellan Malmö och Trelleborg. Bron är byggd i tre fack med sneda stöd och tillåter järnvägen att passera väg 108 några kilometer utanför Trelleborg. Spännvidden medger en eventuell utbyggnad till 13 meters vägbredd. All betong är av kvalitet K400, vilket jämföras med K40 och allt armeringsstål i överbyggnaden är av kvalitet Ks40. Bron, som uppfördes 1980, har skadats av alkali-kiselreaktioner beroende på olämplig ballast i betongen. Se Figur 1.1.



Figur 1.1 – Bron vid Skytts-Vemmerlöv

Alkali-kiselreaktioner kan inträffa i betong där ballasten innehåller alkalilöslig kiselsyra. Denna reagerar med kalium- och natriumhydroxid och bildar en gel vars volym ökar då den drar till sig vatten. I spännarmerade och andra kraftigt armerade konstruktioner håller tvångskrafterna ihop de sprickor som vill uppstå vid expansionen men klenare konstruktioner kan bli helt förstörda. Vanligast är dock så kallade 'pop-outs' som endast skadar betongen ytligt. Alkali-kiselreaktioner är inte vanliga i Sverige men har bl a förekommit i fjälltrakterna och i Skåne beroende på att olämplig, reaktiv ballast har använts i dessa områden.

Vid besiktningar av järnvägsbron vid Skytts-Vemmerlöv har sprickor som hänförs till alkali-kiselreaktioner upptäckts i betongen. Lokala skador förekommer i flera delar av konstruktionen men spännarmering och byglar verkar ändå i stort sett ha kunnat förhindra volymökning-

en överallt utom i trågets bottenplatta som expanderat i tvärled och utsatts för en betydande uppsprickning.

Bron dimensionerades ursprungligen enligt följande normverk:

Statliga belastningsbestämmelser av år 1960

Statliga Cementbestämmelser B1–1960

Bestämmelser för betongkonstruktioner B5-1973, B6–1968, B7–1968, B9–1970, B10–1972

VV Bronnormer 1976

1.2. Utmattningsdimensionering

Vid dimensionering av ett tvärsnitt under utmattningsbelastning utförs spänningsberäkningarna i stadium II. Förutsättningen är att betongen i tryckzonen verkar linjärelastiskt men att materialets draghållfasthet överskridits så att tvärsnittet spruckit upp och betongen inte tar någon belastning i dragzonen. Detta kan överskatta påfrestningen på armeringen och underskatta brons bärförmåga. Fullskaletester visar att broar som inte klarar en utmattningskontroll ändå tål lasterna i praktiken [1]. Bron vid Skytts-Vemmerlöv har dock sådana skador att en kontroll av det sekundära bärverket enligt dagens normer är på sin plats. Eftersom brons undersida verkligen är uppsprucken inser man att en spänningsberäkning enligt stadium II inte är så långsökt. En beräkning med hjälp av finita element-metoden, FEM, kan sedan hjälpa till att förfina analysen av armeringsspänningarna i brons tvärled ytterligare och visa hur allvarliga skadorna egentligen är.

2. Beskrivning av utmattningsdimensionering

Själva grundtanken med arbetet är att undersöka om man kan tillgodoräkna sig lägre dimensionerande spänningsvidder i en utmattningsbelastad, slakarmerad betongkonstruktion genom att göra en noggrann FE-analys istället för att basera beräkningarna på snittkrafter såsom anges i det rådande normverket, Bovekets Bestämmelser om Betongkonstruktioner - BBK94 [6]. I detta kapitel beskrivs en normal spänningsberäkning av ett balk- eller plattvärnsnitt och ett tillvägagångssätt för att göra motsvarande analys med hjälp av FEM.

Den största andelen av utmattningsbelastade betongkonstruktioner utgörs av järnvägsbroar. Under sin livslängd utsätts en tågbro för många lastväxlingar och då den bär ansenliga nyttiga laster utsätts materialen för stora spänningsvidder. Banverkets normer utgör därför utgångspunkten för följande beskrivningar.

2.1. Påkänningsberäkning enligt BBK 94

För att kunna utföra en utmattningskontroll måste lasterna som verkar på strukturen och deras variation under livslängden vara kända. De lastvärden som är dimensionerande för en järnvägsbro finner man i Banverkets normer. Ett särskilt lastfall för utmattningsdimensionering anger hur permanenta och variabla laster ska kombineras. Ingen hänsyn tas till antalet lastvariationer vid beräkning av påkänningarna, dessa påverkar istället hållfasthetskapaciteten.

Enligt BBK skall påkänningarna av en utmattningslast beräknas som i bruksgränstillståndet. Detta innebär att konstruktionen analyseras enligt elasticitetsteori med karaktäristiska materialparametrar. Eftersom spänningsvidden är betydelsefull ska det maximala och det minimala värdet av varje snittstorhet beräknas genom att lasterna kombineras och placeras på det sätt som ger störst respektive minst inverkan. Utmattningskontrollen delas sedan upp i två delar, kontroll av utmattande moment och kontroll av utmattande tvärkraft.

För ett tvärsnitt som enbart utsätts för momentbelastning kan ett sprickmoment, M_r , tecknas utifrån sprickkriteriet i BBK 4.5.3a:

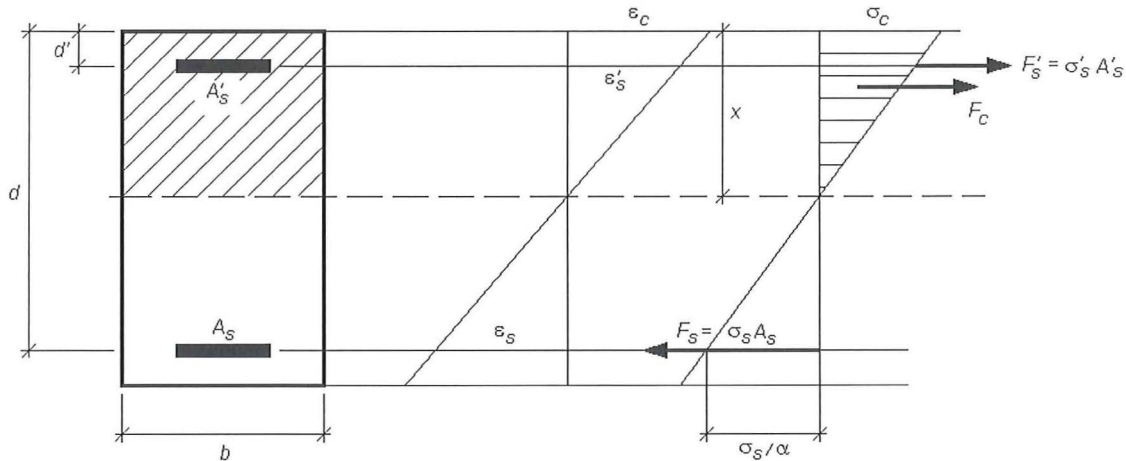
$$\sigma_m \leq \frac{f_{ct}}{\zeta}$$

$$\sigma_m = \frac{M_r}{W}$$

$$M_r = W \cdot \frac{f_{ct}}{\zeta}$$

Genom att finna de områden i en böjmomentbelastad konstruktionsdel där sprickmomentet överskrider bestäms var sprickor uppträder. I dessa zoner sänks böjmotståndet och genom ett iterativt förfarande kan sprick- och momentfördelningen förfinas.

Spänningarna som uppkommer av böjmoment i de uppspruckna delarna beräknas i bruksstadiet med töjnings- och spänningsfördelning enligt stadium II. Ingen dragspänning tillgodoräknas i betongen och elastiska tryckspänningar förutsätts, vilket ger en triangulär spänningsfördelning enligt Figur 2.1. Värderna på max- och minspänningar i stål och betong beräknas i det aktuella tvärsnittet.



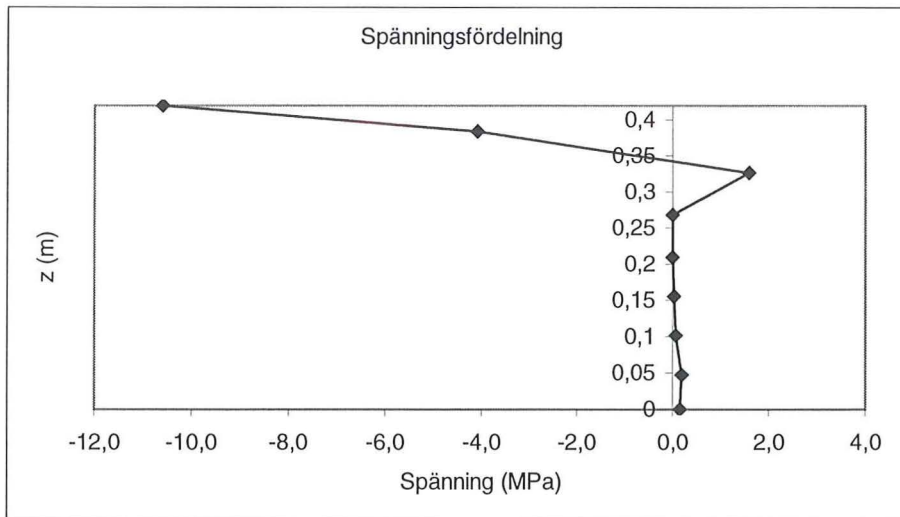
Figur 2.1 – Momentjämvikt i bruksstadiet, stadium II

Tvärkraftsdimensioneringen sker på kraftnivå. Om krafterna angriper ovansidan av en konstruktionsdel får den dimensionerande tvärkraften sänkas i områden nära upplagen. Detta fall uppstår dock inte i det sekundära bärverket i en trågbro eftersom plattan är inhängd mellan huvudbalkarna.

För konstruktioner där de utmattande lastvariationerna utgör en liten del av den totala lasten rekommenderar BBK en förenklad metod för att ta reda på om en utmattningsdimensionering behöver utföras. Detta förhållande kan knappast sägas gälla konstruktioner belastade med järnvägstrafik.

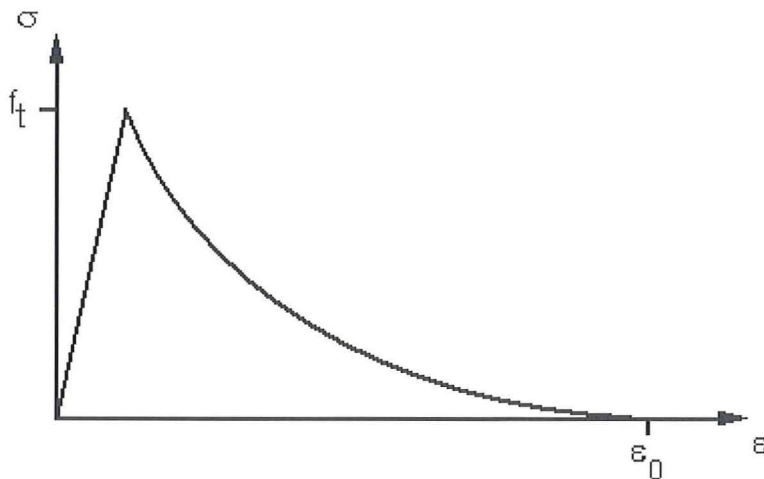
2.2. Påkänningsberäkningar med hjälp av FEM

Den alternativa dimensioneringsmetod som utnyttjats i detta arbete är att göra en icke-linjär FE-analys av trågets slakarmerade bottenplatta, som annars brukar räknas enligt balkteori. Analyserna har utförts i LUSAS, ett kommersiellt programvarusystem som beskrivs närmre i avsnitt 3.1. Genom att utnyttja betongens draghållfasthet i områden utan sprickor skapas en mer verklighetstrogen momentfördelning än den som beräknats enligt balkmodellen och förhoppningsvis en spänningsfördelning som minskar påfrestningarna på armeringen. Detta exemplifieras i Figur 2.2, som visar hur betongspänningarna i ett uppsprucket tvärsnitt varierar i en av analyserna. Det är tydligt att en viss dragspänning kan tillgodoräknas i betongen.



Figur 2.2 – Betongspänningar i FE-modell

LUSAS materialmodell för betong tar ingen hänsyn till krossning utan förutsätter ett linjärelastiskt beteende under inverkan av tryck. Vid dragspänningar verkar materialet elastiskt upp till dess att en angiven draghållfasthet överstigs. Materialet övergår då till ett mjuknandebeteende vilket innebär att spänningen antas avta exponentiellt mot töjningen tills att en helt öppen spricka uppstår utan någon kvarstående, sammanhållande kraft. Figur 2.3, som är hämtad från en hjälpfil i LUSAS, visar det aktuella spännings-töjningssambandet vid endimensionell belastning.



Figur 2.3 – Principiellt spännings-töjningssamband

Det är inte så ovanligt att utföra icke-linjära FE-analyser av armerad betong och sättet att representera stål och betong kan skilja mycket. Utformningen av modellen styrs bland annat av vilka möjligheter som finns i det tillgängliga systemet och vad analysresultatet ska användas till. Man kan skilja på två olika grundidéer för utformningen, dels en variant där stål och betong betraktas som ett homogent material med "utsmetad" armering, dels en där varje armeringsjärn eller armeringslager modelleras separat.

Den första varianten fördelar ett antal jämnstora sprickor och därmed den totala spricktöjningen över ett större område. Detta alternativ lämpar sig för analyser där uppträdandet hos en hel konstruktion eller konstruktionsdel ska studeras. Den materialmodell som ska användas innehåller en utpräglad uppmjukningsfas där styvheten hos ett uppsprucket element successivt minskar så att brottet får en seg karaktär. Den andra varianten ger en mer komplicerad modell men måste användas när lokala storheter i stål eller betong ska studeras direkt i analysen. Sprickor simuleras i de element som utsätts för påfrestningar över den tillåtna hållfastheten. Töjningen kommer i detta fall att lokaliseras till band i elementnätet som svarar mot enskilda sprickor. Armeringen kan här ges linjära eller icke linjära materialegenskaper och modelleras i egenskap av enskilda järn, som armeringslager eller, i en tredimensionell beräkning, som ett ortotropt membran.

Vid utmattningsberäkningar utgås från spänningarna i de ingående materialen och en tvådimensionell modell med separata element för betong samt för över- och underkant armering har därför använts i denna studie. Förutsätts en oändligt styv vidhäftning mellan betong och armering kommer betongens uppsprickning att begränsas av att stålet tar en allt för stor del av dragkraften. För att undvika detta måste någon form av relativ rörelse tillåtas i kontaktzonen mellan stål och betong.

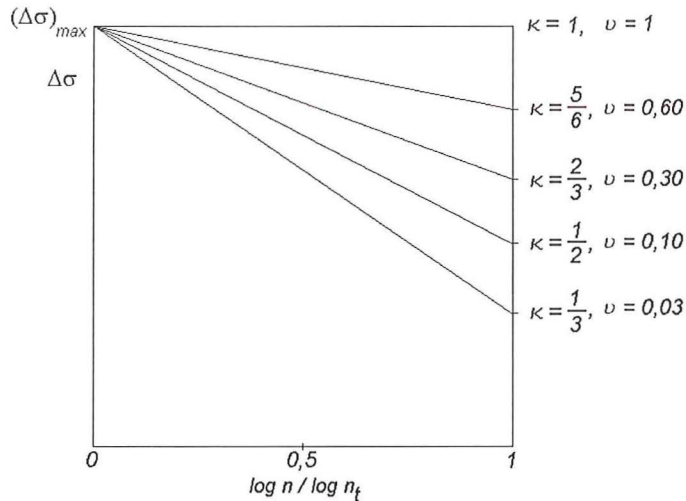
Den framtagna FE-modellen har använts för att beräkna armeringsspänningarna direkt i ett tvärsnitt av bron, men analyser har också utförts för en statistiskt bestämd balk i ett försök att studera hur mycket lägre armeringsspänningar metoden ger gentemot en stadium II-beräkning av ett momentbelastat tvärsnitt.

När man utför en dimensionering enligt BBK förutsätter man att utmattningslasten verkar på ett uppsprucket tvärsnitt. Vid motsvarande icke linjära FE-analys kan man inte gå in direkt med det utmattande lastvärdet eftersom sprickfördelningen beror på den högsta lasten under konstruktionens belastningshistoria. Den dimensionerande sprickbilden skapas istället av brukslasten. Denna last definieras av en särskild lastkombination i det normverk som gäller för konstruktionen och bestämmer vilken påfrestning strukturen måste klara utan några bestående skador. Brukslasten förutsätts ge de maximala spänningarna i konstruktionen och övriga påkänningar antas efter avlastning stå i linjär proportion mot belastningen.

2.3. Utmattningskapacitet

Det som avgör graden av utmattningsbelastning hos stål och betong är det effektiva antalet lastcykler och spänningsvidden, det vill säga skillnaden mellan högsta och lägsta spänning i materialet. När man utgår från Banverkets föreskrifter antas tåglasten variera enligt typiserat spänningskollektiv. Lastvariationen beskrivs då av antalet pålastningar, n , och av kollektivparametern, κ .

Kollektivparametern beskrivs i BSK[7] och anger den lägsta lasten, det vill säga den del av den maximala lasten som uppnås vid samtliga pålastningar. Med förhållandet mellan logaritmen av antalet belastningar, n , och logaritmen av det totala antalet belastningar i det studerade kollektivet, n_F , på x-axeln beskrivs andelen övriga belastningsnivåer av en rät linje mellan maxlasten och denna lägsta last. Se Figur 2.4.



Figur 2.4 – Kollektivparameter

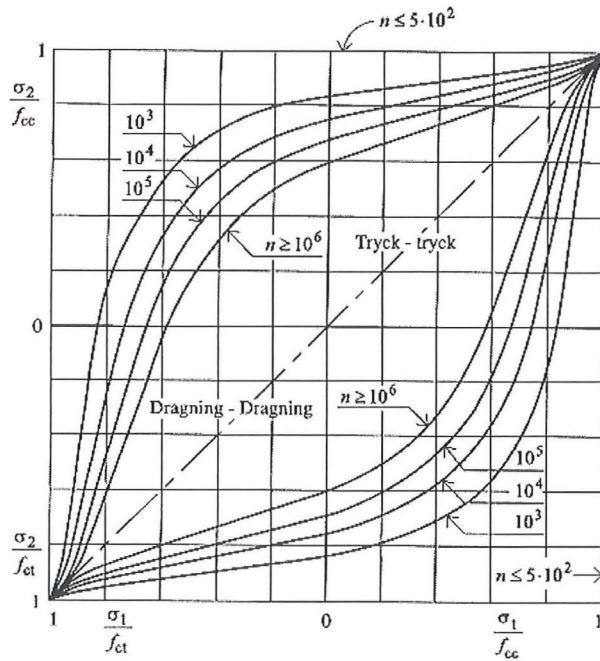
Vid $\kappa < 1$ beräknar man ett effektivt antal pålastningar, enligt BBK ekv. 2.5.3c, för att på ett enkelt sätt ta hänsyn till att full spänning inte alltid uppkommer:

$$n_f = \vartheta \cdot n$$

2.3.1. Böjmomentkapacitet

Det är i första hand spänningsvidden som avgör om risk för utmattningsbrott i armeringen föreligger. Desto större effektivt antal lastcykler, desto lägre tillåten spänningsvidd. De acceptabla variationerna, Δf_{st} , anges för armeringsstål i BBK tabell 2.5.3a kompletterat med ett meddelande från Banverket[12] som behandlar högre lastväxlingstal än vad som finns tabellerat i BBK. Stålets hållfasthet är av underordnad betydelse men hänsyn måste tas till om armeringen är bockad eller svetsad.

Genom att pricka in förhållandet mellan högsta spänning och dimensionerande hållfasthet, σ_1 / f_c , samt mellan lägsta spänning och hållfasthet, σ_2 / f_c , i ett så kallat Goodman-diagram, se Figur 2.5, kan livslängden hos en utmattningsbelastad betong avläsas. Figuren är hämtat från BBK 2.4.3. På formen av de områden som avgränsas ser man att en större del av hållfastheten kan utnyttjas ju mindre skillnaden mellan max- och minspänningen är. Ett direkt utnyttjande av diagrammet gäller bara för osprucken betong. Om spänningen i en punkt där sprickfrihet inte kan tillgodoräknas växlar mellan tryck och drag skall tryckspänningen beräknas med halva elasticitetsmodulen samtidigt som dragspänningen skall sättas till noll. Vid $n \geq 10^6$ halveras också den maximalt tillåtna tryckspänningen.



Figur 2.5 – Goodman-diagram

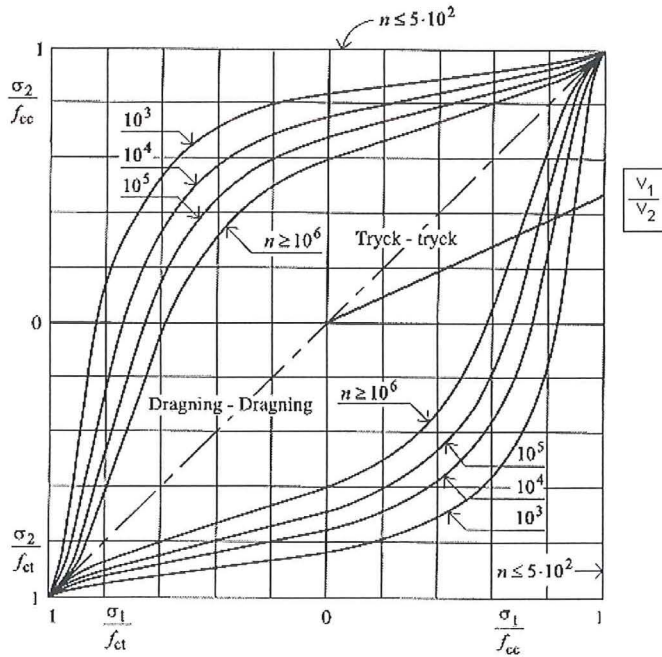
2.3.2. Tvärkraftskapacitet

Betongens tvärkraftskapacitet fastställs enligt BBK 3.7.3.2. Först bestäms betongens formella skjuvhållfasthet som beror på draghållfastheten, förekomsten av dragarmering samt tvärsnittets effektiva höjd.

$$f_v = \xi_d \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot 0,30 \cdot f_{ct}$$

I Figur 2.5 kan normalspänning samt drag- och tryckhållfasthet ersättas med skjuvspänning och skjuvhållfasthet. Då skjuvspänningen är direkt proportionell mot tvärkraften kan kvoten mellan minsta tvärkraft, V_2 , och största tvärkraft, V_1 , ses som riktningskoefficienten för en linje i diagrammet enligt Figur 2.6.

$$\frac{\tau_2/f_v}{\tau_1/f_v} = \frac{V_2}{V_1}$$



Figur 2.6 – Goodman-diagram med förhållande mellan tvärkrafter

Skärningen mellan denna linje och isolinjen för det dimensionerande antalet spänningsväxlingar ger förhållandet τ_1 / f_v som i sin tur ger betongens tvärkraftskapacitet enligt:

$$V_c = \tau_1 \cdot A$$

Skillnaden mellan denna tvärkraftskapacitet och den maximala tvärkraften måste tas i någon form av skjuvarmering:

$$V_s = V_1 - V_c$$

Belastningen på tvärkraftsarmeringen antas variera enligt samma förhållande som tvärkraften:

$$\Delta V_s = \left(1 - \frac{V_2}{V_1}\right) \cdot V_1$$

Dimensioneringskriteriet för skjuvarmeringen tecknas av BBK ekv. 3.7.4.2a:

$$V_s \leq A_{sv} \cdot f_{sv} \cdot \frac{0,9d}{s} \cdot (\sin \beta + \cos \beta)$$

För att dimensionera denna armering med avseende på utmattning sätter man in den dimensionerande spänningsvidden enligt ekvation 2.5.3a i BBK och får följande uttryck:

$$\Delta V_s \leq A_{sv} \cdot \frac{\Delta f_{st}}{\gamma_n} \cdot \frac{0,9d}{s} \cdot (\sin \beta + \cos \beta)$$

3. Beräkningsförutsättningar

3.1. Beskrivning av programvaror

FE-analyserna i denna undersökning har utförts i LUSAS, ett engelskt program-paket från FEA Ltd. Den upplaga av programmet som använts heter LUSAS 13.1 och är utökad med två moduler, LUSAS Civil&Structural och LUSAS Bridge. Programmet är kommersiellt och den version som finns i utbildningssyfte har ganska snäva begränsningar av modellens storlek. Arbetet har därför utförts på en universitetsversion som är licensierad till LTH.

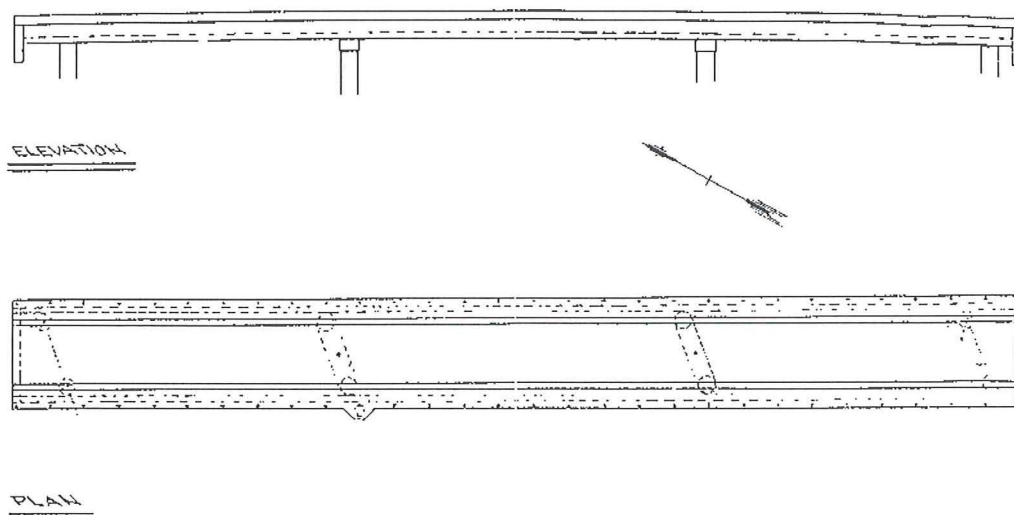
Arbetet sker i windows-miljö och all modellering bygger på attribut lagrade i en trädstruktur. En geometri kan byggas upp i programmet eller importeras från exempelvis AutoCAD. Geometrin delas upp hierarkiskt i 'features'; punkter, linjer, ytor och volymer. Alla delar av modellen tilldelas attribut som exempelvis materialdata, tvärsektioner, elementindelning, laster och stöd. Dessa kan sedan omdefinieras under arbetets gång.

Systemet ger tillgång till ett antal olika specialfunktioner. Vid modelleringen av järnvägsbron i Skytts-Vemmerlov är det framförallt funktioner för ickelinjära spännings-töjningssamband som kommit till användning. Med LUSAS följer en omfattande dokumentation, både i form av online-manual och som programvarumaterial[11] med bifogade exempel.

Vissa indata har också tagits från analyser av bron som gjorts på Skanska Teknik i Malmö. Dessa beräkningar är utförda i Strip Step 3, ett tredimensionellt ram- och fackverksprogram för analys av järnvägsbroar. Strip Step 3 är, tillsammans med det tvådimensionella systerprogrammet Strip Step 2, det vanligaste broanalysprogrammet i Sverige. Programmets stora fördel är utvärderingen av rörliga lasters inverkan med hjälp av influenslinjer.

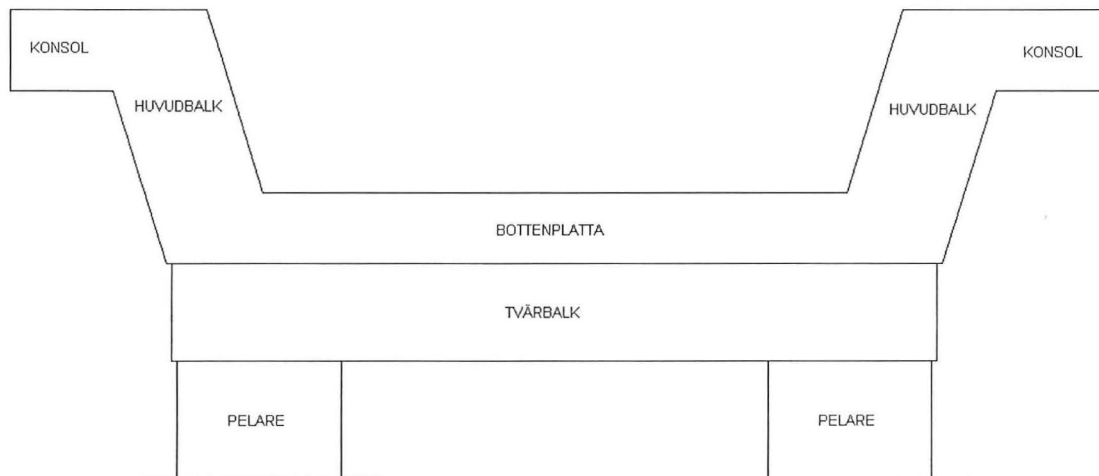
3.2. Statiskt system

Bron är en konventionell trågbro med slippers i ballast. Överbyggnaden består av en fritt upplagd balk formad som en ränna eller ett tråg, se Figur 3.1 och Figur 3.2.



Figur 3.1 – Elevation och planskiss

Balken ligger på fyra stöd bestående av pelarpar. Pelarna längs bronns västra sida är förskjutna söderut i förhållande till pelarna i den östra linjen vilket innebär att stöden betraktas som sneda. Bron är inte lagrad, ändstöden har försetts med betongleder och mellanstöden är hopgjutna med tråget. Balkens teoretiska spännvidder är 16 m i ytterfacken och 20 m i mittfacket.



Figur 3.2 – Tvärsektion

Det primära bärverket utgörs av trågets sidor som är spännarmerade och tillsammans med de överliggande konsolerna fungerar som längsgående huvudbalkar. Det sekundära bärverket utgörs av trågets slakarmerade bottenplatta. Huvudbalkarna vridförstyvas av de tvärbalkar som förbinder pelarna vid mellanstöden samt med de styva ändskärmar som avslutar tråget.

3.3. Laster

Järnvägsbroar bär stora nyttiga laster i förhållande till sin egentyngd och Banverkets kompletteringar till Vägverkets Bro 94 anger hur lasterna ska beräknas och kombineras. Vid nydimensionering gäller BV Bro, BVH 583.10 [9], men vid en kontroll av befintliga broar använder man sig av Bärighetsbestämning av järnvägsbroar, BVH 583.11 [10].

I BVH 583.11 ska lasterna för utmattningsberäkningar kombineras enligt lastkombination C. Eftersom det endast är det sekundära bärverket som studeras kommer ingen hänsyn att tas till jordtryck, stödförskjutning, krympning eller spännkrafter. Enligt en skrivelse från banverket [13] utgörs den variabla lasten på bron vid Skytts-Vemmerlov enbart av tåglasten BV-3. Därmed behövs ingen hänsyn till några andra tågklasser eller till den spårbytesmaskin som annars utgör en stor lokal belastning och som bron inte ursprungligen är dimensionerad för.

BVH 583.11; LK C – Utmattningskontroll

Permanent laster		
Egentyngd:		$\gamma \cdot \psi = 1,0$
Ballast:		$\gamma \cdot \psi = 1,2$
Variabel last		
Tåglast BV-3		$\gamma \cdot \psi = 0,8$

I analyserna har också en lastkombinering i bruksgränstillståndet använts för att undersöka hur konstruktionen spricker upp.

BVH 583.11; LK B - Bruksgränstillstånd

Permanenta laster		
Egentyngd:		$\gamma \cdot \psi = 1,0$
Ballast:		$\gamma \cdot \psi = 1,2$
Variabel last		
Tåglast BV-3		$\gamma \cdot \psi = 1,0$

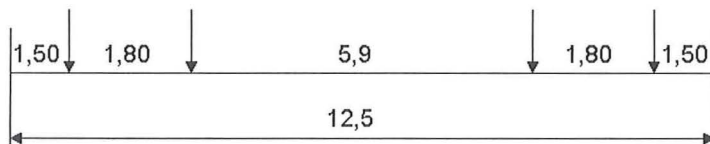
3.3.1. Permanenta laster

Egentyngden för armerad betong sätts till 24 kN/m^3 .

Då ballastdjupet inte mätts på den aktuella bron antas att makadamlagrets tjocklek är $0,60 \text{ m}$. Tungheten sätts till 20 kN/m^3 . Denna last verkar på trågets inre bottenyta som har en bredd på $3,35 \text{ m}$.

3.3.2. Variabel last

Den variabla lasten utgörs av en tåglast av klass BV-3. Vagnslasten som ingår i denna tågklass består antingen av en $12,5 \text{ m}$ lång sträcklast om 80 kN/m eller av fyra axellaster á 250 kN fördelat på två boggiar. Axelavståndet i en boggie är $1,8 \text{ m}$ och boggieavståndet är $7,7 \text{ m}$. Se Figur 3.3.



Figur 3.3 – Vagnslast, tågklass BV-3

En variabel lasts vertikala verkan ska ökas med en koefficient som tar hänsyn till lastens dynamiska inverkan. På den aktuella banan är den tillåtna hastigheten 110 km/h och dynamikoefficienten, D , beräknas i bilaga 1 till:

$$D = 1,465$$

En tåglasts variation beskrivs enligt ett spänningskollektiv av antalet pålastningar, n , och av kollektivparametern, κ . Enligt BVH 583.11 32.11 gäller följande lastdata för sekundära bärverk och för huvudbärverk som är kortare än 6 meter .

$$\kappa = 2/3$$

$$n = 10 \cdot 10^6$$

Antalet spänningscykler kan reduceras enligt BBK 2.5.3 vid $\kappa < 1$. Det effektiva antalet spänningscykler blir:

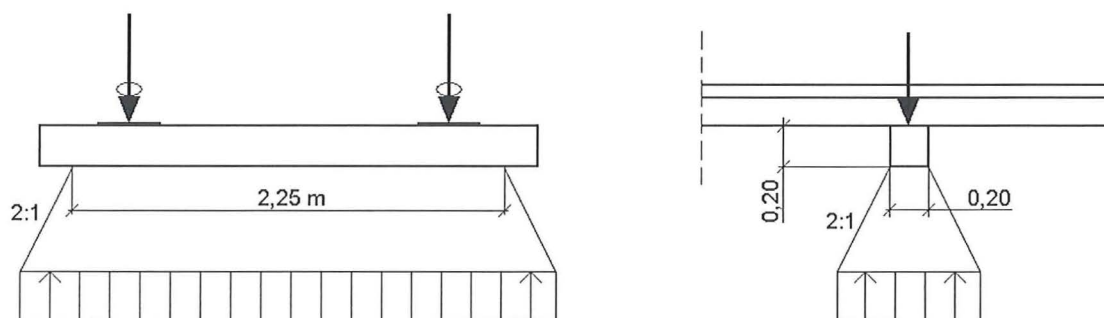
$$n_f = v \cdot n$$

Värdet på v ges av tabell 2.5.3b i BBK:

$$\kappa = 2/3 \Rightarrow v = 0,30$$

$$n_f = 0,30 \cdot 10 \cdot 10^6 = 3 \cdot 10^6$$

Eftersom sliprarna är placerade i ballast sprids lasten enligt 2:1-metoden. Figur 3.4. Med ett ballastdjup på 0,40 m från underkant sliper kommer belastningsytans bredd att öka från 2,25 m vid sliperns underkant till 2,65 m vid trågets botten. En axellast sprids på motsvarande sätt på en 0,6 m lång sträcka då sliperns bredd är 0,2 m. En avvikelse mellan brons och spårets centrumlinje om 0,1 m skall beaktas vid lokalisering av lastytan.



Figur 3.4 – Spridning av axellast

Ett vanligt sätt att förenkla en modell och anpassa den till ett verktyg för balkanalys är att dela upp ingående plattor i ett system av balkstrimlor, en så kallad balkrost. Om en enskild balkstrimla, eller ett så kallat transversalelement, i en balkrost belastas med en axel- eller boggielast enligt Figur 3.3 kommer påkänningarna att vara direkt beroende av plattstrimlans bredd eftersom inga krafter överförs mellan balkelementen. Vid utnyttjandet av en balkrostmodell brukar vagnslasten därför enligt praxis uttryckas som en sträcklast. Den totala belastningen fördelas då istället jämnt över vagnens längd. En kontroll av rimligheten i detta antagande är på sin plats. I bilaga 2 beräknas vilken bredd man kan tillgodoräkna sig för lastspridning i en platta med olika inspännings- och upplagsförhållanden. Delas axel- eller boggielasten upp på denna ekvivalenta bredd får man ett värde som ska relateras till linjelasten i tågklass BV-3 vars grundvärde är 80 kN/m. Detta ger att antagandet att ersätta vagnslasten med en sträcklast kan innebära en viss överskattning av plattans förmåga att sprida lasten i längsled, men att skillnaderna är måttliga. Med hänvisning till att vissa delar av analyserna av bron redan utförts accepteras denna osäkerhet.

3.4. Materialparametrar för påkänningsberäkningar

I LUSAS definieras den materialmodell som tar hänsyn till betongens uppsprickning utifrån elasticitetsmodul, draghållfasthet och brottenergi. De icke linjära fjädrar som simulerar vidhäftningen mellan betong och armering karaktäriseras av en kurva som bestäms av faktorer som beror på förutsättningarna för god ingjutning av armeringen och på betongens tryckhållfasthet. Stålet har i alla analyser förutsatts vara linjärelastiskt.

Vilka värden på materialparametrarna som ska användas vid framtagning av de olika spännings-förskjutningssambanden har varit föremål för diskussion. Vid utmattningsdimensionering av en bro ska påkänningarna, enligt BBK kapitel 3.3, beräknas på samma sätt som i bruksgränstillståndet, vilket innebär att en karaktäristisk elasticitetsmodul ska användas. Med hänvisning till detta används också de karaktäristiska värdena vid definitionen av övriga materialegenskaper, exempelvis draghållfastheten.

3.4.1. Hållfasthet och elasticitetsmodul

Vid kontrollräkning av en befintlig bro får betongens karaktäristiska materialparametrar justeras med hänsyn till bronns ålder enligt avsnitt 13.111 och 13.13 i BVH 583.11.

Bron i Vemmerlöv är uppförd i hållfasthetsklass K40 med följande grundvärden på hållfasthet och elasticitetsmodul.

$E_{ck} = 32 \text{ GPa}$	BBK 2.4.4
$f_{ck} = 28,5 \text{ MPa}$	BBK 2.4.1
$f_{ctk} = 1,95 \text{ MPa}$	BBK 2.4.2

Justeringen av tryckhållfastheten sker enligt 13.111:

$$f_{ck,just} = 1,15 \cdot f_{ck} - 2$$

$$f_{ck,just} = 1,15 \cdot 28,5 - 2 = 30,8 \text{ MPa}$$

Detta justerade värde på tryckhållfastheten motsvaras närmast av hållfasthetsklass K45 vilket gör att den karaktäristiska elasticitetsmodulen kan sättas till $E_{ck} = 33,0 \text{ GPa}$.

Draghållfastheten justeras i sin tur genom att ett värde som motsvarar den justerade tryckhållfastheten interpoleras fram mellan draghållfastheterna i de närmsta hållfasthetsklasserna, det vill säga K40 och K45:

$$f_{ctk,just} = f_{ctk,K40} + \frac{f_{ck,just} - f_{ck,K40}}{f_{ck,K45} - f_{ck,K40}} \cdot (f_{ctk,K45} - f_{ctk,K40})$$

$$f_{ctk,just} = 1,95 + \frac{30,8 - 28,5}{32,0 - 28,5} \cdot (2,10 - 1,95) = 2,05 \text{ MPa}$$

Betong K40 Justerade värden

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

$$f_{cck} = 30,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 2,05 \text{ MPa}$$

3.4.2. Brottenergi

Den energimängd som går åt för att en spricka ska utvecklas utgörs av ytan under spännings-töjningskurvan, och uttryckt per ytenhet, benämns den brottenergi, G_F . Betonghandbok Material[4] anger en metod från CEB-FIP Model Code[8] vid beräkning av brottenergi för en icke provad betong.

$$G_F = \alpha_F \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}$$

Förutsätter ett stenmax på 32 mm blir den kornstorleksberoende koefficienten $\alpha = 50$. Cylinderhållfastheten, f_{cm} , antas svara mot den justerade, karaktäristiska hållfastheten i klass K40 och $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$. Utifrån detta kan brottenergin för den aktuella betongen beräknas:

$$G_F = 50 \cdot \left(\frac{30,8}{10} \right)^{0,7} = 109,9 \text{ N/m}$$

3.4.3. Övriga materialparametrar

Betongens tunghet, $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ används vid beräkning av den permanenta lasten. Vid definition av ett material i LUSAS anger man också tvärkontraktionstalet.

$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	BVH 583.11 21.11
$\nu = 0,2$	BBK 94 2.3

All armering som ingår i analyserna utgörs av Ks40-stål med $\varnothing \leq 16 \text{ mm}$. Detta material har förutsatts vara linjärelastiskt.

Armeringsstål Ks40

$E_{sk} = 200 \text{ GPa}$	BBK 94 2.5.4
$f_{sk} = 410 \text{ MPa}$	BBK 94 2.5.1
$\nu = 0,3$	BSK 94 2.22

3.5. Dimensionerande hållfasthet

De materialegenskaper som hittills har avhandlats används bara vid beräkningar av påkänningarna. Spänningar och krafter ska i sin tur jämföras med särskilda dimensionerande kapaciteter för utmattningsbelastade material. Dimensioneringsvärdena bestäms utifrån hållfasthetsklass, säkerhetsklass och antal lastcykler.

Betongen i bron överbyggnad tillhör hållfasthetsklass K40 och all slakarmering är av kvalitet Ks40. Hur den dimensionerande hållfastheten styrs av bland annat den varierande lastens karaktär beskrivs i 11. Det effektiva antalet lastcykler, $n_f = 3 \cdot 10^6$, har beräknats i avsnitt 3.3. En bro skall räknas till säkerhetsklass 3 vilket ger partialkoefficienten, $\gamma_n = 1,2$.

Vid det aktuella antalet spänningsväxlingar, $n_f = 3 \cdot 10^6$, bestäms grundvärdet på den maximala spänningsvidden av ett meddelande från Banverket[12]:

$$\Delta f_{st} = 153 \text{ MPa.}$$

Hänsyn skall tas till säkerhetsklassen:

$$\Delta f_{std} = \frac{153}{1,2} = 127,5 \text{ MPa}$$

Den statiska hållfastheten för samma stålqualität bestäms utifrån det karaktäristiska värdet enligt BBK 2.3.1:

$$f_{st} = \frac{f_{sk}}{n \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{410}{1,15 \cdot 1,2} = 297 \text{ MPa}$$

Vid kontroll av betongens kapacitet används figur Figur 2.5. Vid bestämning av spänningarnas läge i diagrammet används betongens dimensionerande statiska hållfastheter och det aktuella området avgränsas av kurvan för $n \geq 10^6$ spänningsväxlingar.

Hållfastheten hos betong av kvalitet K40 beräknas utifrån de justerade karaktäristiska materialparametrarna:

$$f_{ccd} = \frac{f_{cck}}{n \cdot \gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{30,8}{1,5 \cdot 1,2} = 17,1 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{n \cdot \gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{2,05}{1,5 \cdot 1,2} = 1,14 \text{ MPa}$$

Detta påverkar i sin tur betongens formella skjuvhållfasthet, f_v , som används vid beräkning av tvärkraftskapaciteten enligt BBK ekvation 3.7.3.2b:

$$f_v = \xi \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot 0,30 \cdot f_{ctd}$$

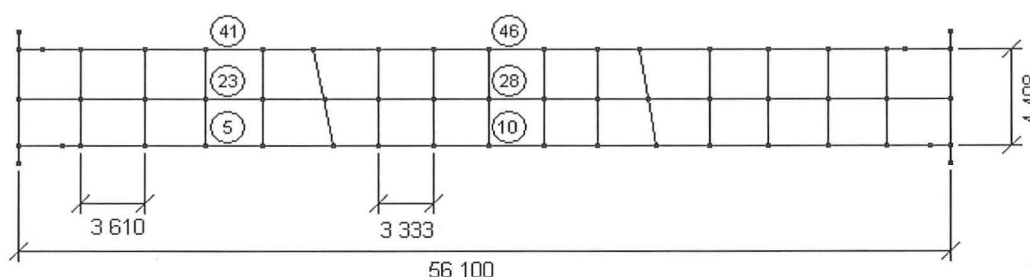
4. Befintlig modellering

Vid utförandet av icke-linjära analyser i syfte att beräkna påkänningar i en så omfattande konstruktion som en bro är det ogörligt att försöka modellera och analysera hela systemet. I stället reduceras beräkningarna till att avse vissa dimensionerande konstruktionsdelar. För att simulera inverkan av strukturens globala uppträdande kan fjädrande randvillkor införas i dessa beräkningar. Fjäderstyvheter bestäms lämpligen utifrån en enkel elastisk analys av hela systemet.

I de beräkningar som utförts i LUSAS är det bottenplattan i trågbalken som ska utvärderas. En passande förenkling av en plattstrimla tvärs bron är att betrakta denna konstruktionsdel som en fjädrat inspänd balk. Inspänningsegenskaperna bestäms utifrån den befintliga, elastiska snittkraftsanalys som ligger till grund för en normal utmattningsdimensionering och som är utförd av Thomas Svensson på Skanska Teknik AB. Bron har modellerats som en rymdram i balkprogrammet StripStep 3. Styvheter hos de rotationsfjädrar som utgör randvillkor för en strimla av plattan bestäms av förhållandet mellan moment och rotationer i de aktuella inspänningssnitten.

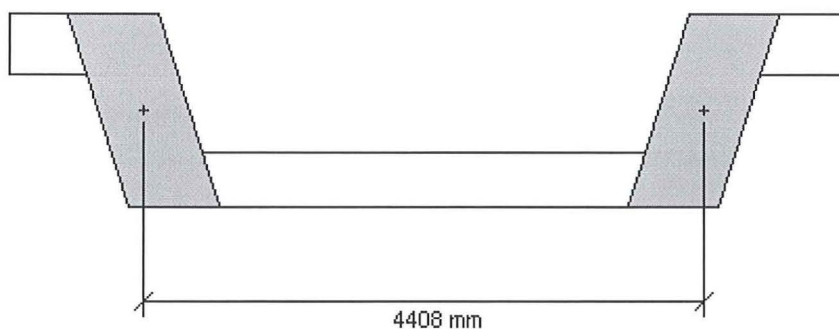
4.1. Rymdramens geometri

I Strip Step har hela bron modellerats med balkelement enligt Figur 4.1. Koordinatsystemet utgår från bronns norra ände. X-axeln är parallell med huvudbalkarna och y-axeln går tvärs bron.



Figur 4.1 – Planskiss över rymdram

Överbyggnaden representeras av en balkrost. I längsled utgörs trågbalken av dubbla balkelement med sådana egenskaper att de vardera motsvarar halva tvärsnittet, inklusive bottenplattan. Systemlinjerna definieras av tyngdpunkterna för de lutande, spännarmerade delarna av trågets sidor. Avståndet mellan dem, vilket motsvarar bottenplattans spännvidd, är 4,408 meter. Se Figur 4.2. De markerade delarna av huvudbalkarna har också varit utgångspunkt för beräkningen av vridstyvheter hos balkarna. Ett extra, mycket vekt, element har lagts in mellan de båda balkhalvorna för att underlätta användandet av rörliga laster vid influenslinjebereäkningarna.



Figur 4.2 - Tvärsektion

I tvärled förbinds huvudbalkarna av ett antal olika balkelement med tvärsnittsegenskaper som motsvarar en strimleuppdelning av plattan. I fyra av dessa element har hänsyn tagits till verkan av de förstyrningar som utgörs av ändskärmarna och av tvärbalkarna mellan de inre pelarna.

Underbyggnaden har byggts upp av pelare placerade i huvudbalkarnas systemlinje. Mellan över- och underbyggnaden har särskilda element införts för att överbrygga avståndet mellan trågets tyngdpunkt och pelartopparna i underkanten. Bottenplattorna utgörs av motsvarande element mellan pelarnas nedre ände och den fjädrande inspänningen i pålavskärningsplanet.

4.2. Material

I den körning av StripStep3-modellen som belastats med utmattningslast och som skall relateras till fortsatt modellering har alla element fått en elasticitetsmodul som svarar mot det justerade, karaktäristiska värdet för hållfasthetsklass K40 i säkerhetsklass 3. Se kapitel 3.4.1.

4.3. Belastning

I utmattningsberäkningar efterfrågas snittkrafternas maximala variation. Då bron belastas enligt LK C i BVH 583.11 finns bara en variabel last, tåglasten BV-3. Man inser att fältmomentet i plattans tvärled når sitt maximala värde då tåglasten upptar hela bron och att motsvarande minsta värde uppkommer då ingen variabel last tillåts verka. Vilken lastställning som ger motsvarande högsta och lägsta inspänningsmoment i huvudbalkarna är mer svåranalyserat då en ökning av balkarnas medvridning sänker inspänningsmomentet. Denna inverkan har dock ansetts marginell och i den aktuella SS3-körningen av balkrosten har tåglasten enbart ställts upp längs hela bron. Lasterna har sammanställs i kapitel 3.3 och här förklaras också valet av lastutbredningyta.

4.4. Inspänningsförhållanden

För att kunna nöja sig med en tvådimensionell modell för spänningsberäkningarna i tvärled måste ett snitt där all last förs ut till huvudbalkarna väljas. I närheten av tvärbalkar och ändskärmar uppnås inte detta, varför studien begränsas till snitt i de längsgående balkarnas fältmitt.

Det exakta valet av snitt styrs av den geometri som använts i StripStep-modelleringen av bron. De element som ligger närmast fältmitt ses som dimensionerande. Nedanstående sammanställning visar, med hänvisning till Figur 4.1, de valda elementens läge och strimlebredd.

Tabell 4.1 – Sammanfattning av analyserade element

Snitt	x-koordinat	Elementbredd	startnod	slutnod
Fältmitt, ytterfack	11,080 m	3,610 m	5	23
			23	41
Fältmitt, mittfack	24,690 m	3,333 m	10	28
			28	46

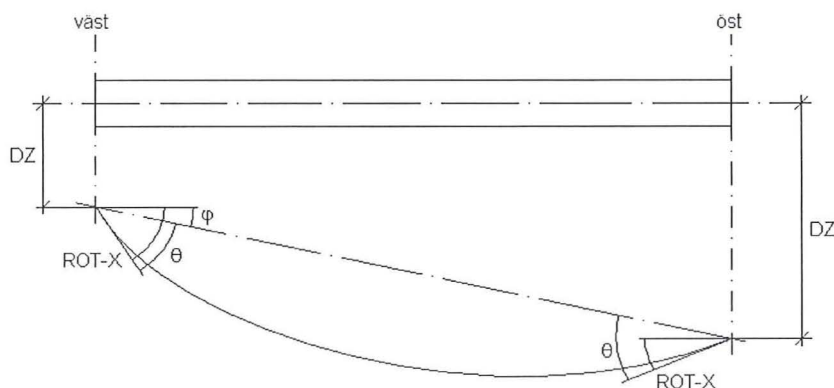
Inspänningsvillkoren för en tvådimensionell balk som representerar plattan bestäms med hjälp av StripStep-modellen. Inspänningsmomenten i ett transversalelement jämförs med vinkeländringen i motsvarande punkt vid en viss belastning, i detta fall tåglasten. Kvoten bestämmer momentstyvheten hos den rotationsfjäder som sätts in i det motsvarande inspänningssnittet i den tvådimensionella modellen. I

Tabell 4.2 redovisas förutsättningarna för elementen i Tabell 4.1.

Tabell 4.2 – Beräkning av vridstyvhet, beteckningar enligt lista, sidan 3

b	Snitt	DZ	Dif-ferens	$\varphi / 10^6$	ROT-X	ROT-X/ 10^6	$\theta / 10^4$	M	M / b	Vridstyvhet
(m)		(mm)	(mm)	(rad)	(°)	(rad)	(rad)	(kNm)	(kNm/m)	(kNm/rad)
3,61	öster	-1,078		3,176	0,018	3,142	3,110E-04	-129,07	35,753	114966
3,61	väster	-1,092	0,014	3,176	-0,020	-3,491	3,522E-04	-106,34	29,456	83623
3,33	öster	-1,776		38,79	0,020	3,491	3,103E-04	-92,53	27,761	89472
3,33	väster	-1,947	0,171	38,79	-0,017	-2,967	3,355E-04	-88,10	26,433	78787

Tabell 4.2 kan behöva en lite tydligare förklaring. Rotationerna i änden av en balkstrimla, ROT X, beror dels på att elementet böjer ut, dels på att hela tvärsnittet lutar då vertikaldeformationerna i den östra och den västra huvudbalken inte är lika stora. Genom att räkna ut skillnaden mellan vertikalförskjutningarna kan rotationerna kompenseras så att ett verkligt värde på inspänningssnittens vinkeländring erhålls. Tvärsnittets lutning betecknas φ och den sökta rotationen θ . Se Figur 4.3.



Figur 4.3 – Beräkning av rotationer

5. Utmattningspåkänningar enligt FEM

Själva jämförelsen mellan utmattningsdimensionering med hjälp av FEM och det normala förfarandet utförs genom att beräkna och jämföra stål- och betongspänningarna i ett snitt av trågets bottenplatta. Tillvägagångssättet för de tvådimensionella finita element-modelleringar som utfördes i LUSAS beskrivs ganska ingående i detta avsnitt och beräkningen enligt BBK i kapitel 6. Den modell som valts för FE-analyserna ger inga möjligheter att göra någon kontrollberäkning eller dimensionering med avseende på tvärkrafter i den aktuella konstruktionsdelen. Denna beräkning redovisas istället enbart i avsnittet om dimensionering enligt BBK.

5.1. Geometri

Vid jämförelse mellan de beräknade randvillkoren för de båda utvalda balkstrimlorna, avsnitt 4.4, är skillnaden inte särskilt stor. Momentstyhheterna i det första snittet har därför ansetts ensamt kunna representera inspänningsförhållandena. Övriga randvillkor utgjordes av upplag i ändpunkterna och en horisontell låsning.

Trågets bottenplatta modellerades som en skiva vinkelrätt brons längdriktning. Tjockleken sattes till en meter för att motsvara en meterstrimla. De valda elementen har enbart fyra noder, en i var hörnpunkt. Skivor belastas och deformeras enbart i sitt plan och tar endast drag-, tryck- och skjuvbelastningar. Detta innebär momentbelastningar inte kan föras in direkt i nodpunkterna i en struktur uppbyggd av denna elementtyp. Detta har i modelleringen kringgåts genom att plattans vertikala begränsningslinjer utgjordes av mycket styva balkelement.

Plattans tjocklek sattes till 420 mm och spännvidden, 4408 mm, utgörs av avståndet mellan huvudbalkarnas tyngdpunkter. Modellens geometri och elementindelning åskådliggörs i bilaga 3. Storleken på skivelementen varierar mellan 30×36 mm och 30×56 mm.

Armeringen representerades av stångelement med samma tvärsnittsarea som den totala armeringsmängden per breddmeter i ett armeringsskikt. Tabell 5.1 sammanställer den tvärgående armeringen i brons fältsnitt med dimension, läge, stålarea och total omkrets.

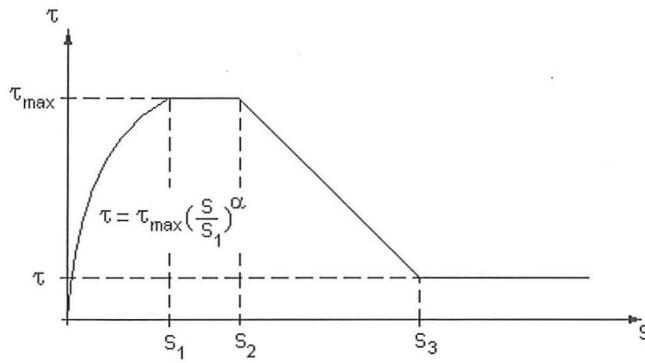
Tabell 5.1 – Sammanställning av tvärgående armering. Armeringslittera enligt arbetsritning

Läge	Armeringslittera	Ø (mm)	s (mm)	d' (mm)	A _s (mm ² /m)	O _s (mm/m)
överkant	A113	12	300	36	377,0	125,66
underkant	D109+D110	16	150	48	1340,4	335,10

5.2. Vidhäftning

För att uppnå rätt spänningsfördelning i armeringen måste en relativ rörelse tillåtas mellan stål och betong i modellen. LUSAS medger användandet av bilinjära fjädrar och sådana har införts mellan de stål- och betongnoder som sammanfaller.

I CEB-FIP Model Code 1990 [8], kapitel 3.1, återfinns ett samband mellan förskjutning och skjuvspänning i gränsskiktet mellan kamstänger och betong. Detta samband redovisas i Figur 5.1 och Tabell 5.2 nedan.



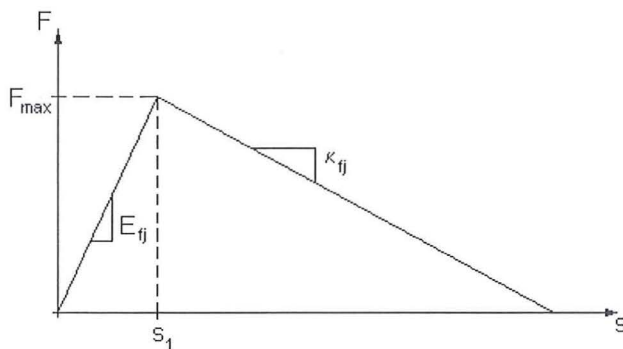
Figur 5.1 – Spännings-förskjutningssamband enligt [8]

Tabell 5.2 – Beskrivning av CEB-samband

Parameter	Dålig inneslutning		God inneslutning	
	Goda vidhäftningsförhållanden	Andra förhållanden	Goda vidhäftningsförhållanden	Andra förhållanden
s_1	0,6 mm	0,6 mm	1,0 mm	1,0 mm
s_2	0,6 mm	0,6 mm	3,0 mm	3,0 mm
s_3	1,0 mm	2,5 mm	kamavståndet	kamavståndet
α	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{\max}	$2,0(f_{ck})^{1/2}$	$1,0(f_{ck})^{1/2}$	$2,5(f_{ck})^{1/2}$	$1,25(f_{ck})^{1/2}$
τ_f	$0,15\tau_{\max}$	$0,15\tau_{\max}$	$0,40\tau_{\max}$	$0,40\tau_{\max}$

De variabler som styr CEB-kurvans utseende är betongens hållfasthet, täcksiktets tjocklek och förutsättningarna för god vidhäftning. Vid de rådande täcksikten, mindre än 5Ø, anses betongen spjälkas av vid tillräckligt hög belastning. Detta innebär att värden ur kolumnerna för dålig inneslutning väljs. Magnusson [5] har visat på att horisontell armering inte kan anses ha goda förutsättningar för vidhäftning.

Detta samband måste omvandlas för att kunna användas till att definiera de ickelinjära fjädrar som införs i LUSAS-modellen. Genom att multiplicera den maximala vidhäftningsspänningen med armeringens mantelarea fås ett värde på den maximala kraften i fjädrarna. Den första delen av kurvan ersätts med en rät linje och de riktningkoefficienter som svarar mot den maximala kraften och de ovan nämnda förskjutningarna utgör övriga indata i analyserna. Se Figur 5.2. Fjädrarna ges en symmetrisk karaktär, vilket innebär att belastningens tecken inte inverkar på responsen.



Figur 5.2 – Valt samband

$$F_{\max} = \frac{\tau_{\max} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l}{s} = \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l}{s}$$

$$E_{fj} = \frac{\sqrt{f_{ck}} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l}{s \cdot s_1}$$

$$\kappa_{fj} = \frac{(\tau_{\max} - \tau_f) \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l}{s \cdot (s_1 - s_3)} = \frac{0,85 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot l}{s \cdot (s_1 - s_3)}$$

Detta ger följande indata för de båda armeringsdimensionerna som ingår i modellerna. Genom att räkna med hela längden på armeringsjärnen, det vill säga plattans spännvidd, får man en total styvhet för vidhäftningen. LUSAS fördelar sedan egenskaperna mellan de ingående fjäderna.

Ø12 s 300:

$$F_{\max} = \frac{\sqrt{30,8} \cdot 12 \cdot \pi \cdot 4408}{0,3} = 3,07 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$E_{fj} = \frac{\sqrt{30,8} \cdot 12 \cdot \pi \cdot 4408}{0,3 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3}} = 5,12 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

$$\kappa_{fj} = \frac{0,85 \cdot \sqrt{30,8} \cdot 12 \cdot \pi \cdot 4408}{0,3 \cdot (0,6 - 2,5) \cdot 10^{-3}} = -1,37 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

Ø16 s 150:

$$F_{\max} = \frac{\sqrt{30,8} \cdot 16 \cdot \pi \cdot 4408}{0,15} = 8,20 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$E_{fj} = \frac{\sqrt{30,8} \cdot 16 \cdot \pi \cdot 4408}{0,15 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3}} = 1,37 \cdot 10^{10} \text{ N/m}$$

$$\kappa_{fj} = \frac{0,85 \cdot \sqrt{30,8} \cdot 16 \cdot \pi \cdot 4408}{0,15 \cdot (0,6 - 2,5) \cdot 10^{-3}} = -3,67 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

En synpunkt på valet av vidhäftningsmodell kan vara att kontaktzonens beteende i bruksgränstillståndet bör följa den första delen av kurvan. De övriga delarna av sambandet svarar mot en avspjälkning av täcksckicket som borde innebära att konstruktionen ses som förbrukad. Därmed kunde en konstant fjäderstyvhet förutsatts under villkor att den högsta spänningen eller töjningen kontrollerades i analysresultatet.

5.3. Material

I den grundläggande definitionen av en materialmodell i LUSAS ingår elasticitetsmodulen, densiteten och tvärkontraktionstalet. Den icke-linjära materialmodell som representerar betongen kräver också värden på materialets draghållfasthet och brottenergi. Indata i analysen har beräknats i kapitel 3.4 och sammanställs här:

Ickelinjär betong

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

$$f_{ctk} = 2,05 \text{ MPa}$$

$$G_f = 109,9 \text{ N/m}$$

$$\nu = 0,2$$

Armeringstål

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

$$\nu = 0,3$$

5.4. Belastning

Vid beräkning av spänningsvariationerna belastas modellen enligt avsnitt 3.3 som förklarar vilka laster som skall antas verka på en järnvägsbro. Samtliga laster påförs som linjelaster på modellens ovansida. Tåglasten verkar på 2,65 meters bredd och förskjuts 10 cm mot den svagaste momentfjäders för att ta hänsyn till eventuell spåraxning.

Vid ökande belastning kommer hela konstruktionen att få ett icke-linjärt beteende och spänningarna kommer att omlagras allt eftersom att sprickorna växer till. Efter att konstruktionen utsatts för den högsta belastningen kommer tvärsnittet att övergå till ett linjärt last-responsbeteende. I FE-analyserna sker en ökning av den lasterna stegvis upp till bruksvärdet. Spänningarna i en viss punkt antas sedan följa en linjär avlastningskurva. Genom att gå in med den variabla delen av utmattningslasten i detta rätlinjiga samband får man direkt ut ett värde på den dimensionerande spänningsvidden. Lastkombineringen sammanställs i Tabell 5.3 avseende en meterbred strimla.

Tabell 5.3 - Lastkombinering

Lastkombination	Last	Lastvärde (kN/m)	$\gamma \cdot \psi$	D	Lastfaktor
BVH 583.11 – LK B	Egentyngd	24,0	1,0	1,0	1,0
	Ballast	12,0	1,2	1,0	1,2
	BV-3	30,2	1,2	1,465	1,758
BVH 583.11 – LK C	Egentyngd	24,0	1,0	1,0	1,0
	Ballast	12,0	1,2	1,0	1,2
	BV-3	30,2	0,8	1,465	1,172

5.5. Resultat av analyserna

Spänningsvariationerna har tagits fram i de båda inspänningssnitten tillsammans med det mest belastade fältsnittet. En jämförelse mellan de olika lastkombinationerna låter sig inte utföras utan att det på något sätt bestäms hur stor del av brukslasten som motsvaras av den utmattande lastvariationen. En rimlig uppskattning på detta förhållande fås vid en jämförelse av de moment som lasterna genererar i en balkmodell. Dessa moment beräknas i en linjärelastisk modell med samma förutsättningar som i avsnitt 6 men med en konstant böjstyvhet. En sammanställning sker här med resultatet av utmattningslastens maxvärde först:

$$\text{Öster inspänningssnitt: } \frac{M_{LKC}^{\max}}{M_{LKB}} = \frac{48,5}{55,0} = 0,882$$

$$\text{Fältsnitt: } \frac{M_{LKC}^{\max}}{M_{LKB}} = \frac{87,8}{100,0} = 0,878$$

$$\text{Väster inspänningssnitt: } \frac{M_{LKC}^{\max}}{M_{LKB}} = \frac{39,1}{44,4} = 0,881$$

Det dimensionerande förhållandet mellan utmattningslastens maxvärde och brukslasten sätts till 0,882. Motsvarande kvoter sätts upp för minvärdet, det vill säga för en analys med de permanenta lasterna:

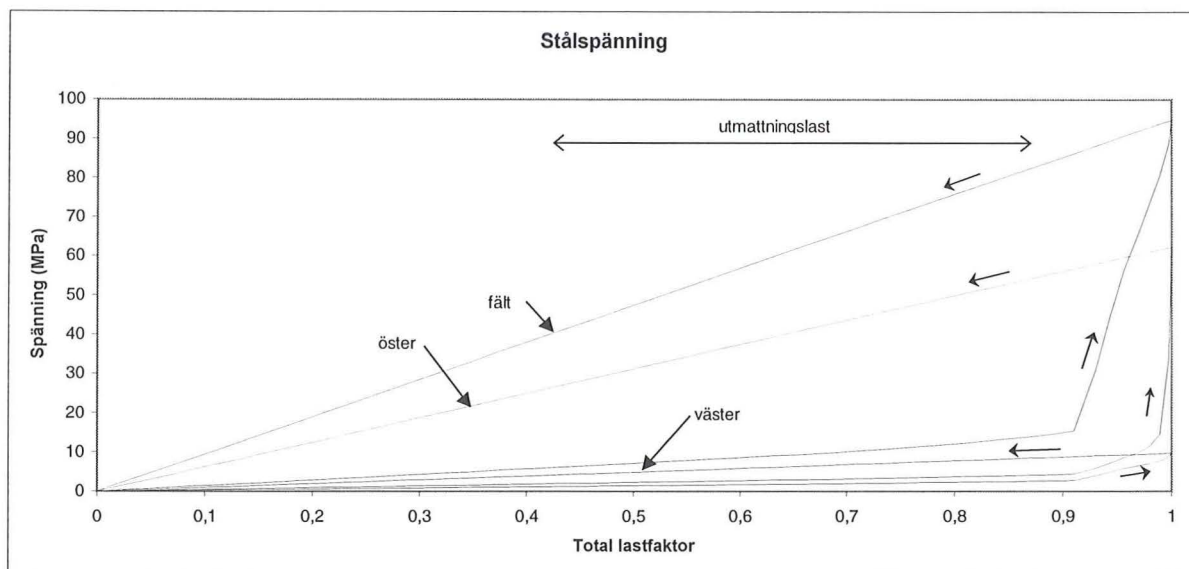
$$\text{Öster inspänningssnitt: } \frac{M_{LKC}^{\max}}{M_{LKB}} = \frac{22,8}{55,0} = 0,415$$

$$\text{Fältsnitt: } \frac{M_{LKC}^{\max}}{M_{LKB}} = \frac{39,0}{100,0} = 0,390$$

$$\text{Väster inspänningssnitt: } \frac{M_{LKC}^{\max}}{M_{LKB}} = \frac{18,1}{44,4} = 0,408$$

Här ses 0,415 som det dimensionerande värdet.

Figur 5.3 redovisar last-spänningssambanden i armeringen i de valda snitten.



Figur 5.3 - Stålspänning

Kurvorna i figuren visar spänningstillväxten vid en successiv lastökning upp till brukslasten samt spänningens linjära avtagande vid en påföljande avlastning. De högsta spänningsnivåerna uppstår i underkantsarmeringen i plattans fältsnitt. Den plötsliga spänningsökning som ger en skarp brytning av kurvan tyder på en kraftig uppsprickning av betongen i tvärsnittet. Den mellersta kurvan visar spänningen i det östra inspänningssnittet som också spricker upp, precis innan brottslasten uppnås. De lägsta spänningsnivåerna i diagrammet visar förhållandena i det västra inspänningssnittet. Inga öppna sprickor har bildats i detta snitt, betongen tar fortfarande dragspänningar men har övergått i ett uppmjuknande och är alltså nära att spricka. I bilaga 4 finns en geometri från LUSAS där de element som börjat spricka finns anvisade tillsammans med en geometri där påkänningsfördelningen i armeringen visas på kraftnivå.

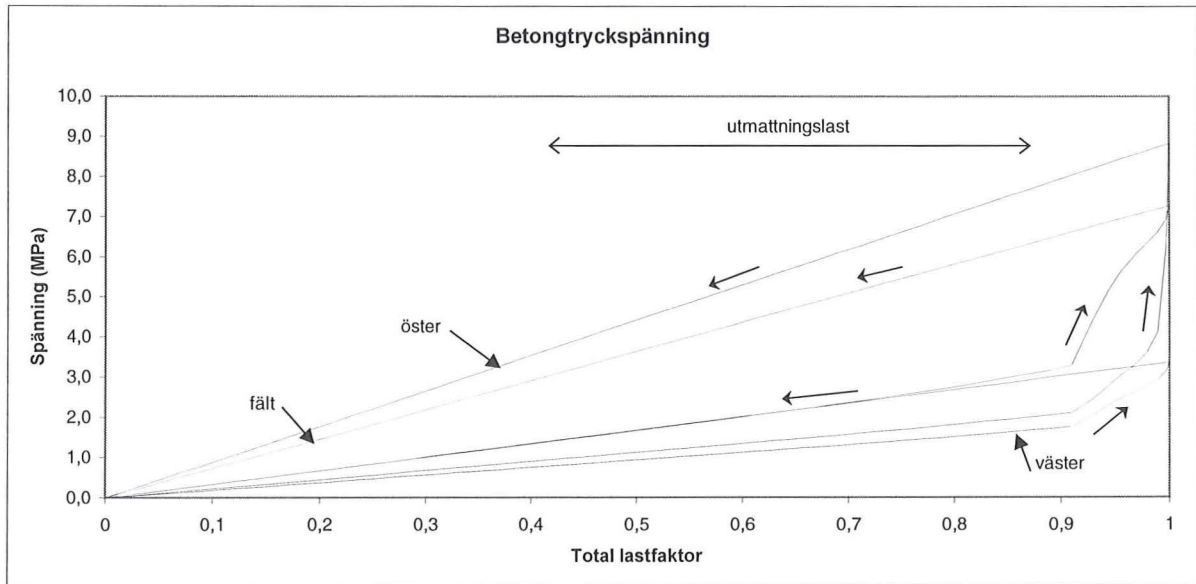
Genom att gå in med de valda lastfaktorerna för utmattningslasten i de rätlinjiga avlastnings sambanden kan man avläsa de dimensionerande max- och minspänningarna. Se Tabell 5.4.

Tabell 5.4 - Stålspänningar

Snitt	σ_{Max} (MPa)	σ_{Min} (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{sd}}$ (MPa)
Öster	54,9	25,8	29,1
Fält	83,6	39,3	44,3
Väster	8,6	4,0	4,6

Den tillåtna spänningssvidden för det ingående armeringsstålet beräknas i avsnitt 3.5 till $\Delta f_{\text{std}} = 127,5$ MPa och enligt denna påkänningsberäkning klarar armeringen utmattningskriterierna.

Spänningsvariationerna i betongen redovisas i ett motsvarande diagram, Figur 5.4, men med omvänt tecken. Det östra inspänningssnittet utsätts för de högsta påkänningarna följt av fältsnittet och det västra inspänningssnittet.



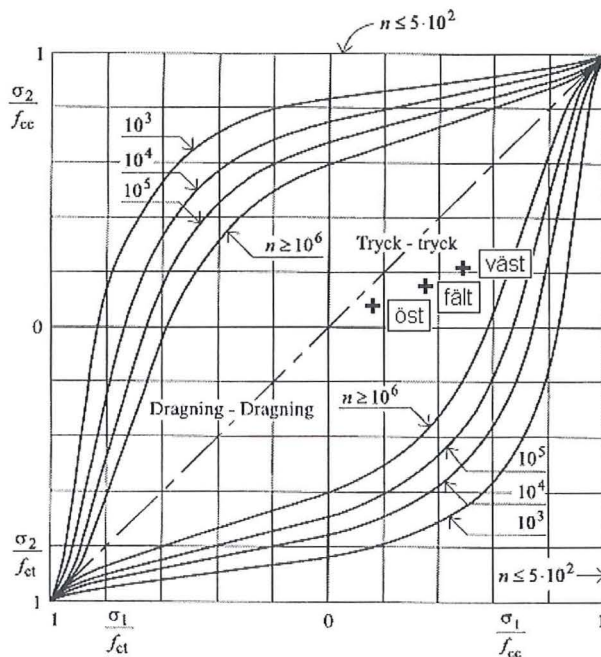
Figur 5.4 - Betongspänning

De aktuella spänningsnivåerna i betongen redovisas i Tabell 5.5 tillsammans med förhållandet mellan spänning och dimensionerande hållfasthet enligt 3.5, $f_{cd} = 17,1$ MPa.

Tabell 5.5 - Betongspänningar

Snitt	σ_1 (MPa)	σ_1 / f_{cd}	σ_2 (MPa)	σ_2 / f_{cd}
Öster	3,0	0,175	1,4	0,082
Fält	6,4	0,374	3,0	0,175
Väster	7,8	0,456	3,7	0,216

Förhållandena mellan spänning och hållfasthet skall jämföras med Figur 5.5 enligt BBK 2.4.3 och man finner att utmattningslasten inte påverkar betongens livslängd.



Figur 5.5 – Kontroll av betongspänningar

6. Utmattningspåkänningar enligt BBK

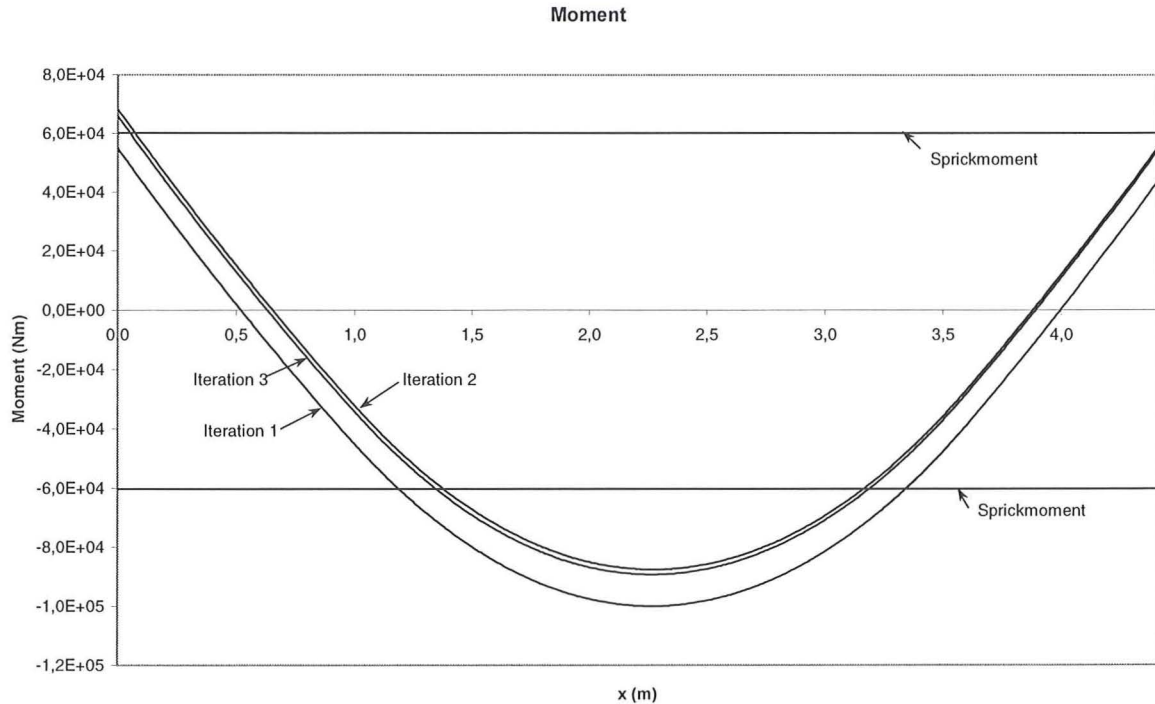
För att kunna utföra en normal utmattningsdimensionering och jämföra den med resultaten av FE-analyserna måste momentfördelningen beräknas i den konstruktionsdel som valts ut för analys. Framtagandet av momentbilden ska naturligtvis ske under samma förutsättningar som de ursprungliga analyserna.

6.1. Böjmoment

En enkel, linjärelastisk balkmodell sattes upp i LUSAS för att finna momentfördelningen. Balkelementen gavs ett tvärsnitt med höjden 0,42 m och tjockleken 1,0 m. Med undantag från de plastiska parametrarna hämtades materialegenskaper och randvillkor från den föregående FE-modelleringen av tvärsnittet. Utifrån dessa indata beräknas en momentfördelning i balken av LK B, det vill säga brukslasten enligt det rådande normverken. Momenten måste kontrolleras mot det sprickmoment som definieras av betongens draghållfasthet. Överstigs detta moment spricker betongen upp. För ett rektangulärt tvärsnitt som enbart utsätts för momentbelastning tecknas sprickmomentet av följande uttryck, baserat på böjmotståndet, W . K40-betongens draghållfasthet är, $f_{ct} = 2,05$ MPa. Ingen hänsyn tas till spricksäkerhetsfaktorn, ζ :

$$M_r = \frac{b \cdot h^2}{12} \cdot \frac{f_{ct}}{\zeta} = \frac{1,0 \cdot 0,42^2}{6} \cdot 2,05 = 60,27 \text{ kNm}$$

I de områden där sprickmomentet överstigs anses balken spricka upp. Enligt Bro94[2] 42.131 ska böjmotståndet i dessa zoner sänkas till 60 % av värdet för det ospruckna tvärsnittet. En ny beräkning genomförs med denna varierande styvhet och en ny momentbild skapas. Denna fördelning jämförs återigen med sprickmomentet och utbredningen av sprickzonerna kan justeras. Samma förfarande upprepas tills att momentkurvans utseende förblir någotsånär konstant. Denna iterativa process åskådliggörs i Figur 6.1 där momentfördelningar och sprickmoment lagts in.



Figur 6.1 - Momentdiagram

Vid det tredje beräkningssteget anses en rättvisande momentfördelning uppnått. Balkens böjstyvhets är då reducerad i följande intervall:

$$0 < x < 0,07 \text{ m}$$

$$1,35 < x < 3,18 \text{ m}$$

Denna slutgiltiga modell belastas och analyseras med utmattningslasten enligt LK C för att finna de dimensionerande momentvariationerna. Momenten i inspänningssnitten och i det maximalt belastade fältsnittet redovisas i Tabell 6.1:

Tabell 6.1 - Moment

Snitt	M_{\max} (kNm)	M_{\min} (kNm)
Öster	58,2	27,2
Fält	78,3	34,8
Väster	48,3	22,2

Utifrån de utmattande momentvariationerna beräknas de spänningsnivåer som ska jämföras med påkänningarna enligt FE-metoden. I de områden där tvärsnittet förutsatts uppsprucket utförs spänningsberäkningen i stadium II och i det västra stödsnittet, där sprickmomentet inte överskridits används stadium I för att resultaten ska gå att jämföra med FE-analyserna. Spänningsberäkningen utförs enligt Betonghandboken och redovisas i bilaga 5. Stålspänningarna i den dragna armeringen sammanfattas i Tabell 6.2.

Tabell 6.2 - Stålspänningar

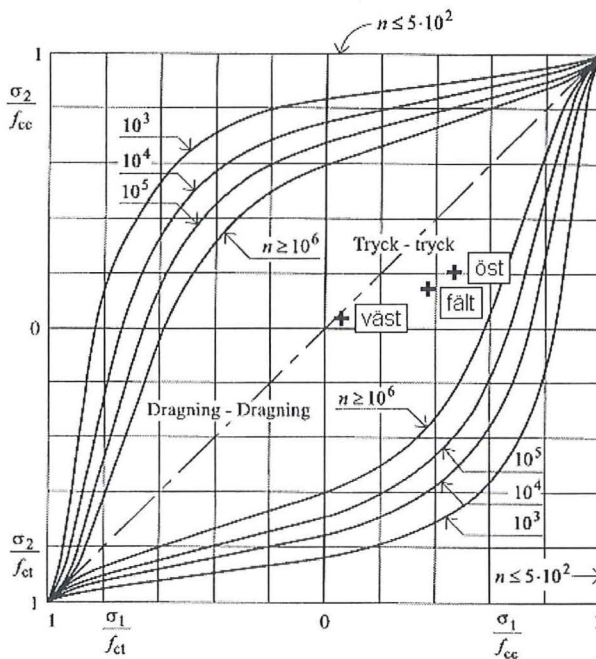
Snitt	σ_{Max} (MPa)	σ_{Min} (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{sd}}$ (MPa)
Öster	388,7	181,7	207,0
Fält	172,7	76,8	95,9
Väster	8,3	3,8	4,5

Spänningsvidderna i stödsnitten överstiger det tillåtna värdet $\Delta f_{\text{std}} = 127,5$ MPa och armeringen kan enligt denna beräkningsmetod inte anses klara utmattningslasterna. Betongtryckspänningarna redovisas i Tabell 6.3 tillsammans med de kvoter som avgör graden av utmattningsbelastning.

Tabell 6.3 - Betongspänningar

Snitt	σ_1 (MPa)	$\sigma_1 / f_{\text{ccd}}$	σ_2 (MPa)	$\sigma_2 / f_{\text{ccd}}$
Öster	7,67	0,449	3,58	0,209
Fält	6,50	0,380	2,89	0,169
Väster	1,3	0,076	0,6	0,035

En jämförelse med Figur 6.2 tyder på att betongens livslängd inte påverkas av utmattningslasten.



Figur 6.2 – Kontroll av betongspänningarna

6.2. Tvärkrafter

Balkmodellen används också till att göra en tvärkraftskontroll. De maximala tvärkrafterna uppstår i inspänningssnitten och ingen hänsyn kan tas till närheten till upplag då plattan är inhängd mellan huvudbalkarna. Kvoten mellan minsta och största tvärkraft sätts upp:

Tabell 6.4 - Tvärkrafter

Snitt	V_1 (kN)	V_2 (kN)	V_2/V_1
Öster	100,8	54,9	0,545
Väster	100,6	52,7	0,524

Riktningkoefficienten för den linje som definieras av kvoten V_2 / V_1 ger tillsammans med diagrammet i Figur 2.5 och det effektiva antalet spänningsväxlingar ett dimensionerande skjuvspänningsförhållande i inspänningssnitten:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{V_2}{V_1} \approx 0,5 \\ n_f = 3 \cdot 10^6 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\tau_1}{f_v} \approx 0,7$$

Den formella skjuvhållfastheten beräknas, armeringsandelen definieras i detta fall av överkantsarmeringen:

$$f_v = \xi_d \cdot (1 + 50\rho) \cdot 0,30 \cdot f_{ct}$$

$$\left. \begin{array}{l} \xi_d = 1,6 - d = 1,6 - 0,42 = 1,18 \\ \rho = \rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{377}{1000 \cdot 420} = 0,000982 \\ f_{ct} = 1,14 \end{array} \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow f_v = 1,18 \cdot (1 + 50 \cdot 0,000982) \cdot 0,30 \cdot 1,14 = 0,424 \text{ MPa}$$

Med hjälp av denna hållfasthet uttrycks tvärkraftskapaciteten:

$$V_c = 0,7 \cdot f_v \cdot b \cdot h = 0,7 \cdot 0,424 \cdot 1000 \cdot 420 = 124,74 \text{ kN}$$

Detta innebär att betongen i tvärsnittet tål den utmattande tvärkraften.

7. Bedömning av påkänningsberäkningarna

7.1. Jämförelse av resultat

Det är bara böjpåkänningarna i det analyserade tvärsnittet som kan jämföras mellan beräkningarna enligt BBK och FE-analyserna. En sammanfattning av resultaten sker i Tabell 7.1. Spänningsvidderna i de dimensionerande snitten presenteras inklusive tryckspänningsvidderna i betongen som inte har någon praktisk tillämpning utan enbart får ses som värden för jämförelse.

Tabell 7.1 - Spänningsvidder

Snitt	Spänningsvidd, stål		Spänningsvidd, betong	
	FEM	BBK	FEM	BBK
	$\Delta\sigma_{sd}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{sd}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{cd}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{cd}$ (MPa)
Öster	29,1	213,0	1,6	4,2
Fält	44,3	95,9	3,4	3,6
Väster	4,6	4,5	4,1	0,7

Vid jämförelse av armeringsspänningarna i FE-analyserna och de spänningar som räknats ut på ett konventionellt sätt ser man att utmattningsbelastningarna knappast är i samma storleksordning. Anledningen antas vara att sprickutbredningen i analyserna begränsats i hög utsträckning. Hade belastningarna i exemplet skapat en fullständig uppsprickning i stödsnittet hade spänningsfördelningen sett helt annorlunda ut och nivåerna hade förmodligen hamnat närmre de i stadium II-beräkningen.

I det aktuella exemplet med järnvägsbron vid Skytts-Vemmerlov är det förekommande sprickor i trågbottnen på grund av betongens expansion som framkallar risken för utmattningsnarare än böjdragsprickor. Detta innebär att en metod som utgår från en sprickbild som skapas av brukslasten egentligen inte är tillämplig för att kontrollräkningar av detta objekt och att beräkningarna knappast kan ses som på den säkra sidan.

Att använda finita elementmetoden för utmattningsberäkningar enligt vad som utförts i detta projekt är arbetsamt. Även en mycket enkel konstruktion får en ganska komplicerad geometri när man ska representera varje armeringslager för sig och definiera fjädrar i sammanbindningspunkterna. Analyserna kommer också att utgöra mycket tunga beräkningar i och med förekomsten av dubbel icke-linjäritet, dels i betongmaterialet, dels i kontaktzonerna.

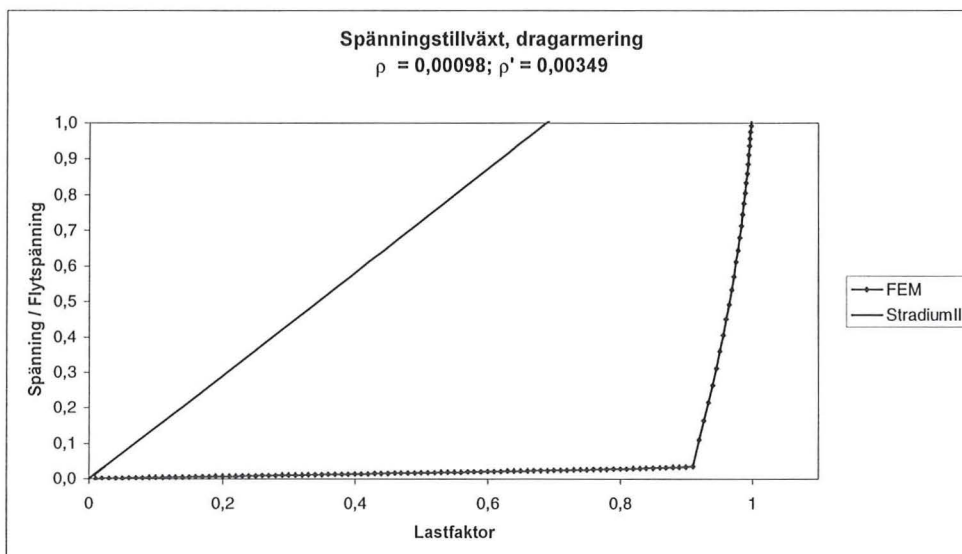
En parameterstudie av inverkan av de olika materialegenskaperna borde också utförts för att resultatet av FE-beräkningarna skulle kunna bedömas. Betongens icke-linjära beteende och egenskaperna på vidhäftningen mellan betong och armering styrs i hög grad av betonghållfastheten, som i sig är en osäker parameter, och resultat av några parallella analyser borde jämföras vid denna typ av beräkningar. Dessutom kan det diskuteras om inte en spricksäkerhetsfaktor behöver införas för att ta hänsyn till risken att betongens draghållfasthet överskrids med en ökad uppsprickning som följd.

7.2. Metod för att utnyttja FE-modellering

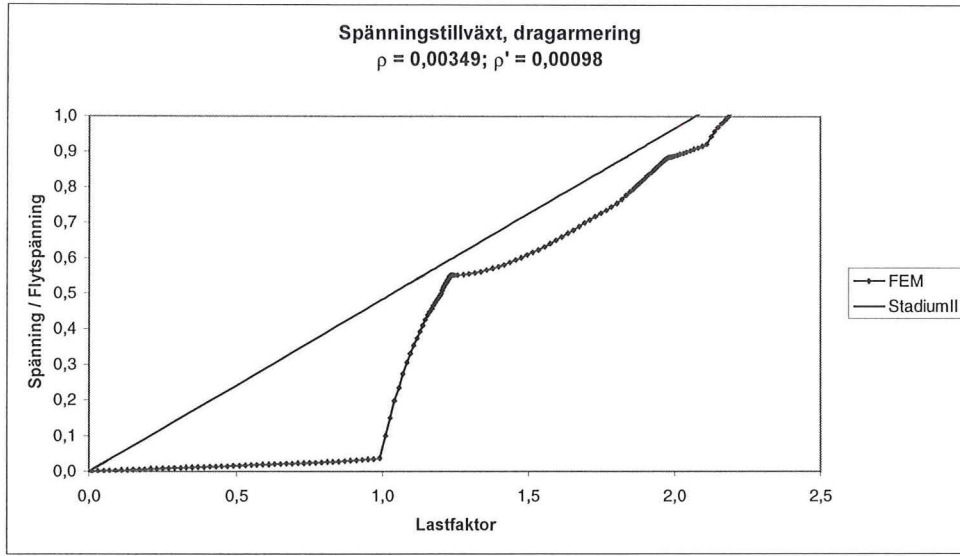
Med avsikt att kunna jämföra de båda metoderna för påkänningsberäkningar på en lite mer allmän nivå har några ytterligare FE-analyser genomförts. Syftet med dessa är att studera hur stålspänningarna varierar med belastningen eller indirekt, med momentet i en fritt upplagd balk. Utgångspunkten har varit de modeller av plattvärsnittet som beskrivs i avsnitt 5 men de fjädrande randvillkoren har tagits bort så att modellen kan betraktas som en fritt upplagd balk. Belastningen har utgjorts av den nyttiga lasten som ökas till dess att flytspänningar uppnåts i armeringen. Vid motsvarande stadium II-beräkningar kommer spänningarna att variera linjärt med belastningen och det är skillnaden mellan FE-analyserna och stadium II-beräkningarna som är intressant.

7.2.1. Analyser

Spänningstillväxten i dragarmeringen har beräknats i två olika tvärsnittstyper, där armeringsfördelningen svarar mot den i plattans stöd- respektive fältsnitt. Figur 7.1 och Figur 7.2 visar hur stålspänningen växer med lastfaktorn. Denna faktor uttrycker den verkande lasten i utgående från den nyttiga lasten i tågklass BV-3. Spänningen i fältsnittet har utvärderats i de mest belastade noderna. På kurvorna syns tydligt att armeringspåkänningarna i dessa noder påverkas av utvecklingen av intilliggande sprickor. När en ny spricka slår upp koncentreras töjning och spänningsökning till detta område samtidigt som spänningstillväxten i den studerade sprickan bromsas upp.



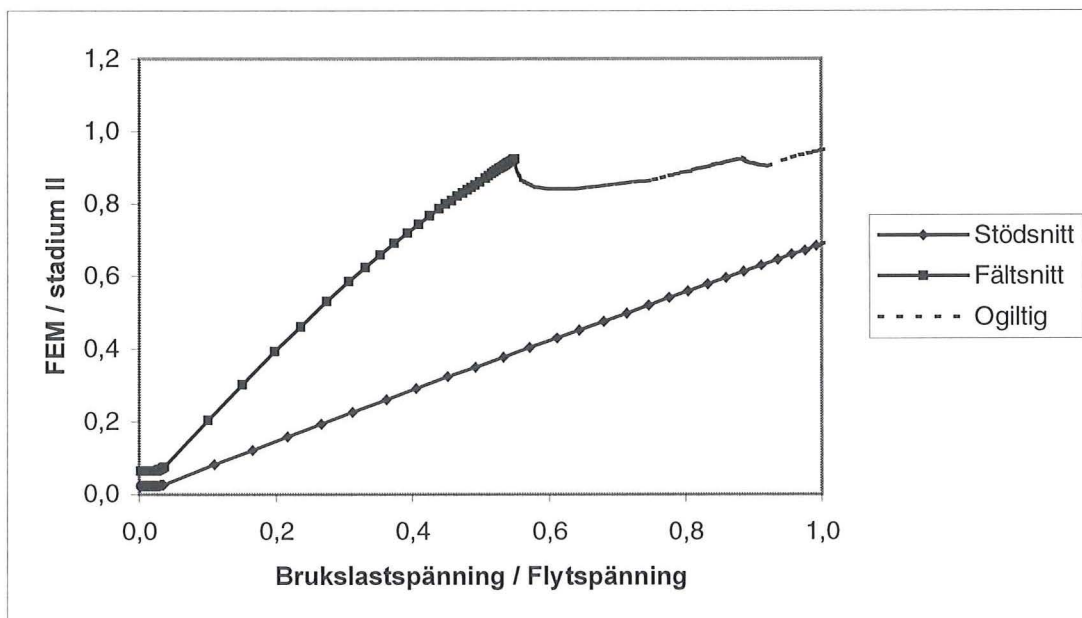
Figur 7.1 - Spänningstillväxt



Figur 7.2 - Spänningstillväxt

7.2.2. Användande av resultatet

Den dimensionerande sprickbilden i tvärsnittet har ansetts bero på den högsta nyttiga lasten. Detta innebär att konstruktionen vid senare, lägre belastningar kommer att arbeta längs en rät linje mellan motsvarande spänningsnivå och origo. Genom att pricka in brukslasten i ett av ovanstående diagram skapar man detta spänningssamband som kan jämföras med det linjära stadium II-sambandet. Skillnaden mellan de båda linjerna kommer att minska desto högre brukslasten är. Ett diagram har skapats där denna skillnad har plottats mot den spänning som skapas av brukslasten i stadium II, Figur 7.3.



Figur 7.3 - Reduktionsfaktor

Tanken med diagrammet är att man vid en utmattningsdimensionering ska kunna använda de spänningar som uppstår på grund av brukslasten i de uppspruckna delarna av konstruktionen för att finna hur mycket lägre utmattningsspänningar som kan förväntas av en FE-analys. Effekten av att sprickor i andra delar av tvärsnittet påverkar armeringsspänningarna i den studerade noden blir att en ökning av brukslasten ger en ökad uppsprickning som i sin tur förflyttar spänningstillväxten till de nya sprickorna. Detta innebär att reduktionen avtar med ökad bruksbelastning. För att undvika detta anses den avtagande delen av sambandet ogiltig och reduktionen måste sättas till ett vid dessa brukslastnivåer.

De spänningarna som beräknas i stadium II för brukslasten, LK B enligt BVH 583.11, styr reduceringen av spänningsvidderna enligt Tabell 7.2. I det östra inspänningsnittet överstigs flytspänningarna vilket innebär att konstruktionen egentligen måste ses som förbrukad då inga flytleder kan tolereras i bruksgränstillståndet. I det västra snittet har inte konstruktionen setts som uppsprucken, utan sagts verka i stadium I. Reduktionsfaktorerna avläses ur diagrammet för förhållandena mellan bruksspänning och karaktäristisk flytspänning och den reducerade spänningsvidden av utmattningslasten beräknas:

Tabell 7.2 - Reduktionsberäkning

Snitt	M (kNm)	σ_s (MPa)	σ_s / f_{st}	Reduktionsfaktor	$\Delta\sigma_{sd}$	$\Delta\sigma_{sd,red}$
Öster	67,6	451,8	1,10	-	213,0	-
Fält	88,7	195,6	0,48	0,64	95,9	61,4
Väster	56,4	376,3	0,92	0,84	-	-

7.2.3. Kommentarer

Resultatet av denna beräkning sammanfaller inte med resultatet av FE-analyserna i Tabell 5.4. Jämförelsen mellan stadium II-beräkningarna och FE-analyserna är kanske inte heller helt relevant. Resultatet av tvärsnittsberäkningarna ger ett direkt samband mellan spänning och moment på tvärsnittsnivå men detta uppnås inte riktigt vid analyserna av en fritt upplagd balk eftersom armeringsspänningarna också styrs av vad som händer runt omkring det studerade snittet. Skulle metoden utvärderats ordentligt borde en modell skapats där spänningsnivåerna kunde jämföras med momenten i ett visst tvärsnitt. Dessutom borde påverkan av betonghållfastheten och armeringsfördelningen på resultatet studeras.

8. Referenser

- [1] 30 ton på Malmbanan - Rapport 3.3
Forsknings- och utvecklingsprojekt avseende betongbroars bärlighet
Banverket, Tekniska Högskolan i Luleå 1996
- [2] Allmän teknisk beskrivning för broar – BRO 94
Vägverket 1995
- [3] Betonghandbok Konstruktion, Utgåva 2
Svensk Byggtjänst 1990
- [4] Betonghandbok Material, Utgåva 2
Svensk Byggtjänst 1994
- [5] Bond and Anchorage of Deformed Bars in High-Strength Concrete
Jonas Magnusson
Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures 1997
- [6] Boverkets handbok om Betongkonstruktioner - BBK 94
Boverket 1995
- [7] Boverkets handbok om Stålkonstruktioner - BSK 94
Boverket 1997
- [8] CEB-FIP: Model Code 1990
Comité Euro-International du Béton 1993
- [9] Handbok BVH 583.10 - BV Bro, Utgåva 4
Banverket 971015
- [10] Handbok BVH 583.11 - Bärlighetsbestämning av järnvägsbroar, Utgåva 2
Banverket 970711
- [11] Lusas Modeller User Manual – Version 13
FEA Ltd
- [12] Meddelande BVM 598.009
Banverket 980309
- [13] Skrivelse T97-2961/08
Lars Gustafsson
Banverket 990506

Bilaga 1 – Beräkning av dynamikoefficient

Banverket har angivit att den högsta tillåtna hastigheten på banan är 110 km/h. Hänsyn till hastigheten tas vid beräkning av dynamikoefficienten för BV-3:

$$D = 1 + 0,5\varphi' + 0,5\varphi''$$

$$\varphi' = \frac{k}{1 - k + k^4}$$

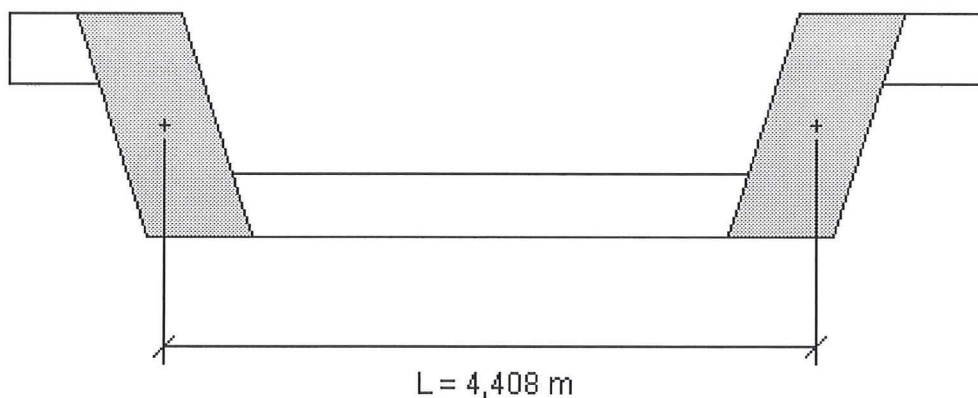
$$k = \frac{v}{2 \cdot L \cdot n_0}$$

$$\varphi'' = 0,01 \cdot \alpha \cdot \left[56 \cdot e^{-(0,1L)^2} + (0,625 \cdot L \cdot n_0 - 50) \cdot e^{-(0,05L)^2} \right]$$

Den högsta tillåtna hastigheten är 110 km/h:

$$v = \frac{110}{3,6} \text{ m/s}$$

För bottenplattan är den bestämmande längden avståndet mellan huvudbalkarnas tyngdpunkter, se nedanstående figur.



Eigenfrekvensen hos plattan:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 94,76 \cdot 4,408^{-0,748} = 31,242 \text{ Hz}$$

$$k = \frac{110}{3,6 \cdot 2 \cdot 4,408 \cdot 31,242} = 0,1109 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varphi' = \frac{0,1109}{1 - 0,1109 + 0,1109^4} = 0,1248$$

α är en koefficient som beror av hastigheten:

$$\alpha = 1 \text{ om } v > 22 \text{ m/s}$$

$$\varphi'' = 0,01 \cdot \left[56 \cdot e^{-(0,1 \cdot 4,408)^2} + (0,625 \cdot 4,408 \cdot 31,242 - 50) \cdot e^{-(0,05 \cdot 4,408)^2} \right] = 0,8047$$

Dynamikkoefficienten blir därmed :

$$D = 1 + 0,5 \cdot 0,1248 + 0,5 \cdot 0,8047 = 1,465$$

Bilaga 2 – Beräkning av ekvivalent bredd

Med hjälp av så kallade Pucher-diagram eller influensytor kan man räkna ut moment i en platta med vissa randvillkor. Momentet av den totala utbredda lasten Q tecknas av följande uttryck då man delat upp lastytan i n st delområden. κ_i är det influensvärde som avläses för ett delområde:

$$M = \frac{Q}{8 \cdot \pi} \cdot \frac{\sum \kappa_i}{n}$$

Det maximala momenten i en oändligt lång, 4,408 m bred platta bestäms vid en belastning av två axellaster spridda på $0,6 \times 2,65$ m vardera och med ett axelavstånd om 1,8 m. Ses plattan som fritt upplagd används diagrammet 'Tafel 1' för att beräkna fältmomentet:

$$M_{F,platta} = \frac{Q}{8 \cdot \pi} \cdot \frac{73,2}{24} = 0,1214 Q$$

Momentet i en 4,408 meter lång, fritt upplagd balk med lasten Q spridd på en 2,65 meter bred mittsektion tecknas:

$$M_{F,balk} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{4,408}{2} - \frac{Q}{2} \cdot \frac{2,65}{4} = 0,7708Q$$

Förhållandet mellan momentet i plattan och momentet i balken utgör en ekvivalent bredd:

$$x = \frac{M_{F,balk}}{M_{F,platta}} = \frac{0,7708}{0,1214} = 6,35 \text{ m}$$

Om plattan istället ses som fast inspänd används diagrammen i 'tafel 12' och 'tafel 16' för att beräkna stöd- och fältmoment:

$$M_{S,platta} = \frac{Q}{8 \cdot \pi} \cdot \frac{-70,6}{24} = -0,1170 Q$$

$$M_{F,platta} = \frac{Q}{8 \cdot \pi} \cdot \frac{37,2}{24} = 0,0617 Q$$

I en motsvarande fast inspänd beräknas momenten. Den obelastade delen av balken har längden $a = 0,879$ m:

$$M_{S,balk} = -\frac{Q}{2,65} \cdot \frac{L^2}{12} + \frac{Q}{2,65} \cdot \frac{a^2}{12} \left(3 \cdot \frac{a^2}{L^2} - 8 \cdot \frac{a}{L} + 6 \right) + \frac{Q}{2,65} \cdot \frac{a^3}{12 \cdot L} \left(4 - 3 \cdot \frac{a}{L} \right) =$$

$$= \frac{Q}{2,65 \cdot 12} \left[-4,408^2 + 0,879^2 \left(3 \cdot \frac{0,879^2}{4,408^2} - 8 \cdot \frac{0,879}{4,408} + 6 \right) + \frac{0,879^3}{4,408} \left(4 - 3 \cdot \frac{0,879}{4,408} \right) \right] = -0,4846 Q$$

$$M_{F,balk} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{4,408}{2} - \frac{Q}{2} \cdot \frac{2,65}{4} - 0,4846 \cdot Q = 0,2862 Q$$

De ekvivalenta bredderna motsvaras av förhållandena mellan dessa moment:

$$x_S = \frac{M_{S,balk}}{M_{S,platta}} = \frac{-0,4846}{-0,1170} = 4,14 \text{ m}$$

$$x_F = \frac{M_{F,balk}}{M_{F,platta}} = \frac{0,2862}{0,0617} = 4,64 \text{ m}$$

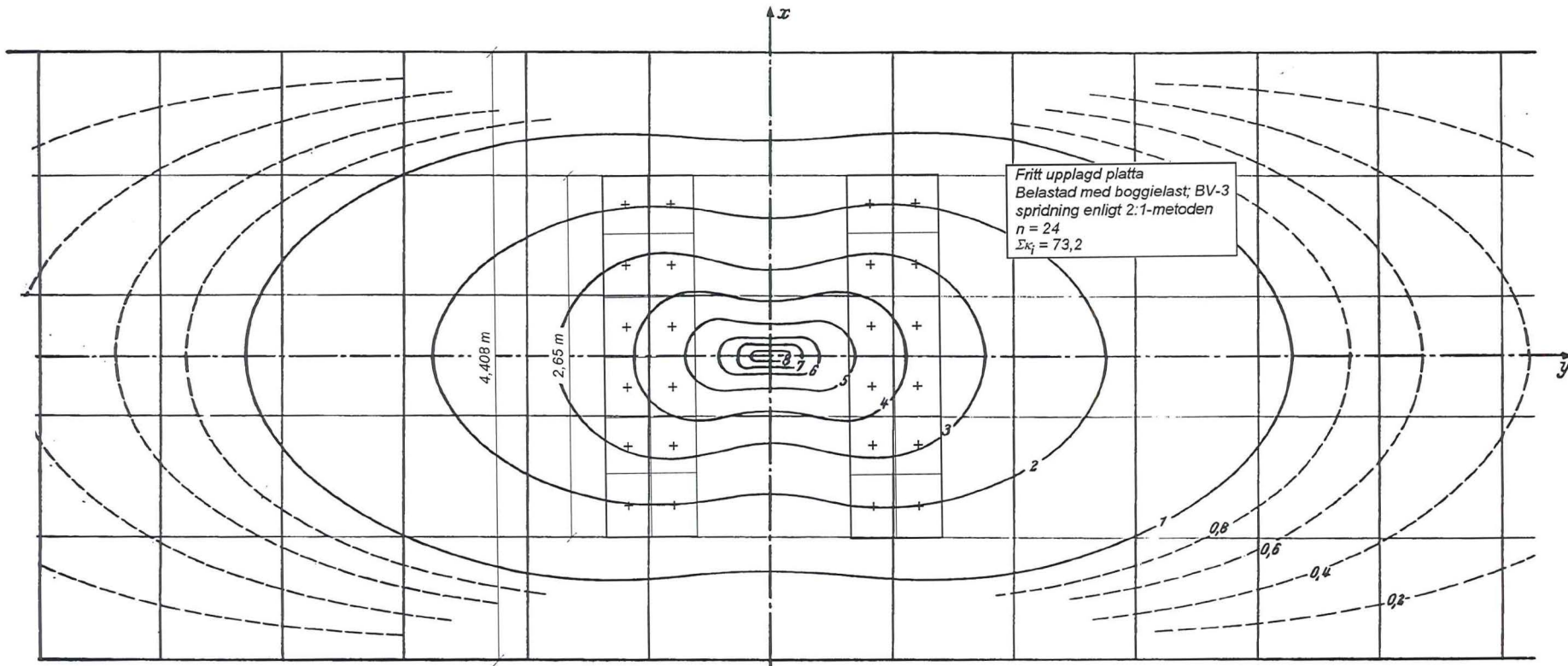
Då bottenplattan i en trågbro varken kan räknas som fast inspänd i huvudbalkarna eller fritt upplagd kommer lastens spridning ske på en bredd som ligger mellan dessa gränser. Grundvärdet på den axellast som ingår i BV-3 är 250 kN och för att kunna bedöma antagandet att ersätta axellasterna med linjelasten delas lasten av en boggie med de ekvivalenta bredderna.

$$q = \frac{Q}{x} = \frac{2 \cdot 250}{x}$$

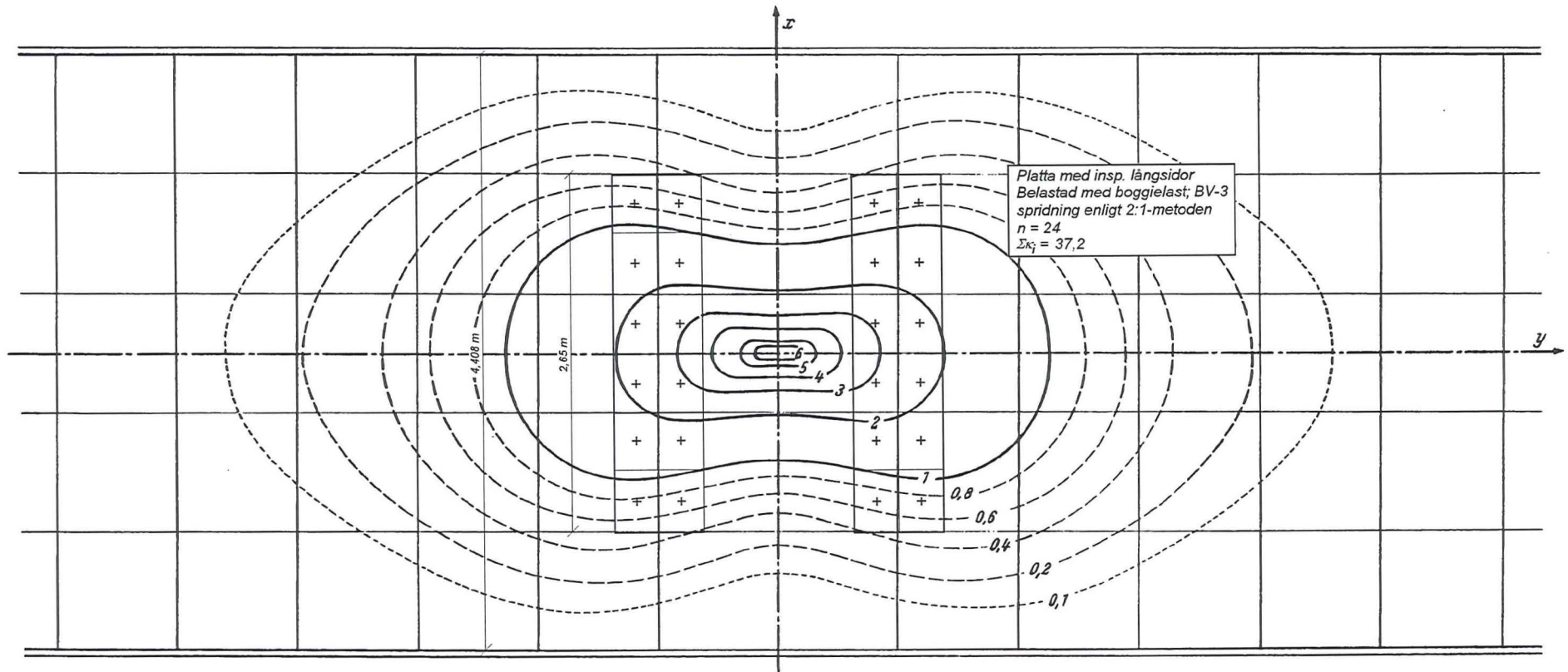
$$\frac{2 \cdot 250}{6,35} = 78,7 \text{ kN/m} \left. \vphantom{\frac{2 \cdot 250}{6,35}} \right\} \text{Fritt upplagd}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{2 \cdot 250}{4,14} &= 120,8 \text{ kN/m} \\ \frac{2 \cdot 250}{4,64} &= 107,8 \text{ kN/m} \end{aligned} \right\} \text{Fast inspänd}$$

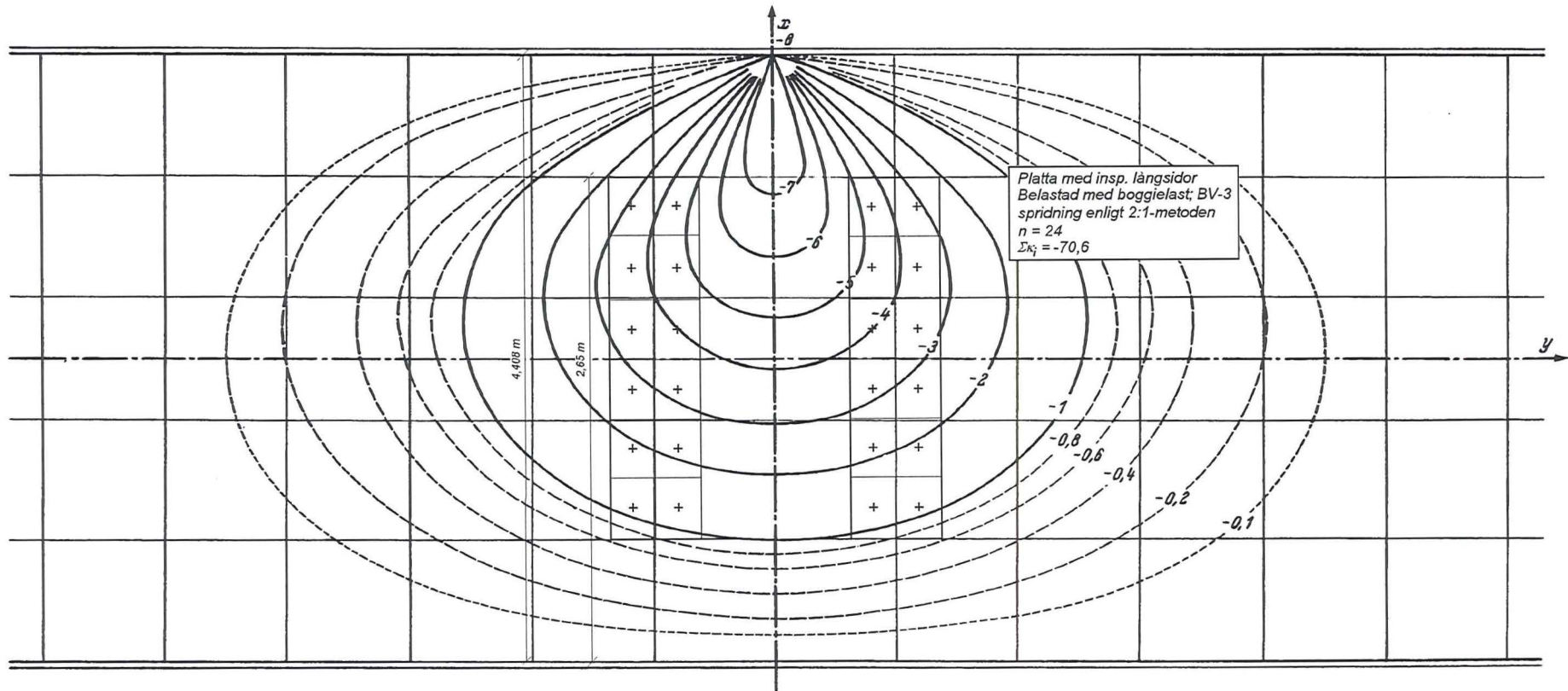
Tafel 1. m_z -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei frei aufliegenden Rändern (8π -fach)
 Chart 1. m_z -Influence surface for the center of a plate-strip with two supported edges (8π -times)



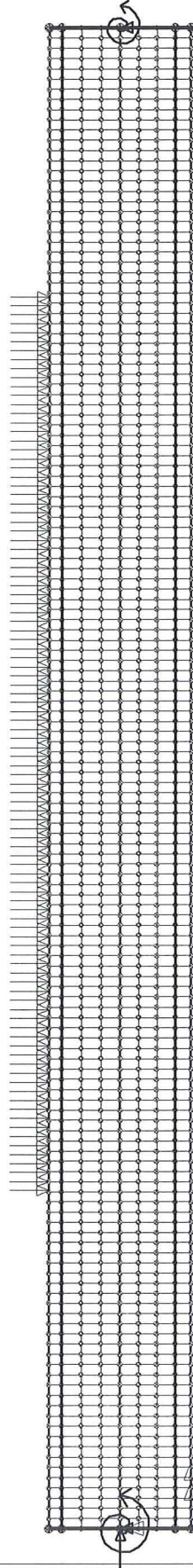
Tafel 12. m_x -Einflussfeld für die Feldmitte eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern (8π -fach)
 Chart 12. m_x -Influence surface for the center of a plate-strip with two restrained edges (8π -times)



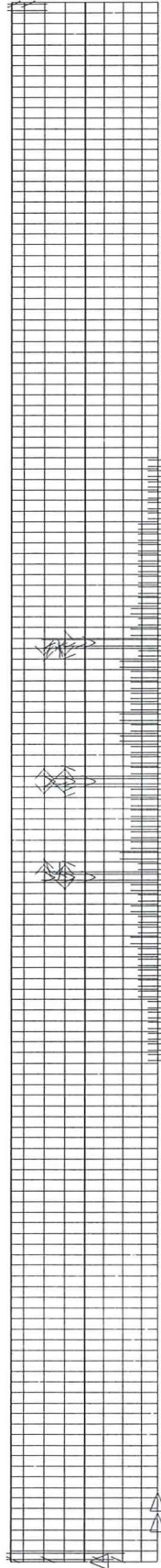
Tafel 16. m_z -Stützmoment-Einflussfeld für den Rand eines Plattenstreifens mit zwei eingespannten Rändern (8π -fach)
 Chart 16. m_z -Support-moment influence surface for the edge of a plate-strip with two restrained edges (8π -times)



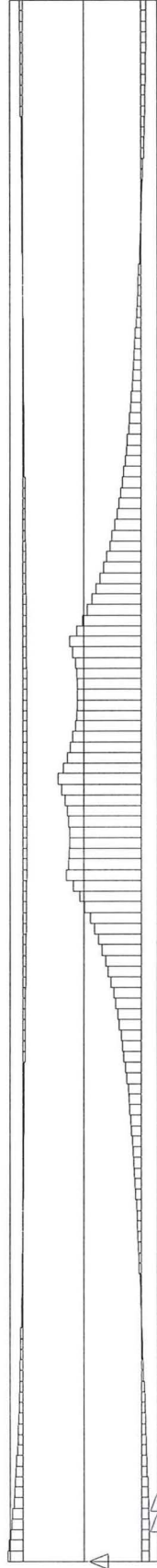
Bilaga 3 - Geometri



Bilaga 4a - Sprickfördelning



Bilaga 4b - Kraftfördelning i armering



Bilaga 5 - Spänningsberäkningar

Följande bilaga sammanställer beräkningarna av stål- och betongspänningar i ett dubbelarmerat tvärsnitt av plattan. Beräkningen utförs för brukslast enligt LK B, BVH 583.11, och för motsvarande utmattningsslats max- och minvärde enligt LK C. Alla kontrollerade tvärsnitt har antagits verka i stadium II.

Ett förhållande sätts upp mellan stålets och betongens styvhet:

$$\alpha = \frac{E_{sk}}{E_{ck}} = \frac{200}{33} = 6,061$$

De geometriska armeringsandelarna beräknas för dragen och tryckt armering:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

Neutrallagrets läge bestäms:

$$\xi = \alpha \cdot \rho \cdot \left(1 + \frac{\rho'}{\rho}\right) \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{d'}{d} \cdot \frac{\rho'}{\rho}\right)}{\alpha \cdot \rho \cdot \left(1 + \frac{\rho'}{\rho}\right)^2}} - 1 \right]$$

$$x = \xi \cdot d$$

Slutligen beräknas spänningarnas beroende av momentet:

$$\zeta = 1 - \frac{x}{3d}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \xi \zeta + \alpha \rho \cdot \frac{\rho'}{\rho} \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \cdot \frac{1}{\xi}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}$$

$$\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_c \left(\frac{1}{\xi} - 1\right)$$

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

Spänningsberäkningarna sammanställs i tabellform på nästa sida. Momenten har beräknats i en enkel balkanalys belastad med utmattningslasten. Armeringsbeteckningarna härrör från ritningarna över bron och man kan konstatera att underkantsarmeringen, som består av $\text{Ø}16\text{s}150$, är mycket kraftigare än överkantsarmeringen $\text{Ø}12\text{s}300$. De kolumner som inte beror direkt av armeringen beräknas enligt formlerna ovan. I resultatet kan man konstatera att neutrallagret i stödsnitten hamnar under den tryckta armeringen och att denna i själva verket också blir dragen, det vill säga utsätts för negativa tryckspänningar.

En kompletterande spänningsberäkning i stadium I har också utförts för det tvärsnitt som inte antagits spricka upp. Spänningen i osprucken betong bestäms på armeringens nivå, z , mätt från tvärsnittets tyngdpunkt:

$$\sigma_c = \frac{M \cdot z}{I} = \frac{12 \cdot M \cdot z}{b \cdot h^3}$$

Förhållandet mellan stål- och betongspänning beror på förhållandet mellan styvheterna, α .

$$\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_c$$

Stadium II

Belastning	Moment		Riktning	Armerings- littera	Ø	s	d d'	As As'	ρ ρ'	ξ	x	ζ	σ _c		σ _s			
	Max	Min											Max	Min	Max	Min		
	(kNm)	(kNm)			(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(-)	(-)	(mm)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		
LK B	65,9	-	Drag	A114	12	300	384	376,99	0,000982	0,1068	41,00	0,9644	8,68	-	440,09	-		
			Tryck	D109+D110	16	150	48	1340,41	0,003491									-8,98
	89,3	-	Drag	D109+D110	16	150	372	1340,41	0,003603	0,1857	69,07	0,9381	7,41	-	196,95	-		
			Tryck	A114	12	300	36	376,99	0,001013								21,50	-
	54,8	-	Drag	A114	12	300	384	376,99	0,000982	0,1068	41,00	0,9644			365,96	-		
			Tryck	D109+D110	16	150	48	1340,41	0,003491				7,22	-	-7,47	-		
LK C	58,2	27,2	Drag	A114	12	300	384	376,99	0,000982	0,1068	41,00	0,9644	7,67	3,58	388,67	181,65		
			Tryck	D109+D110	16	150	48	1340,41	0,003491									-7,93
	78,3	34,8	Drag	D109+D110	16	150	372	1340,41	0,003603	0,1857	69,07	0,9381	6,50	2,89	172,69	76,75		
			Tryck	A114	12	300	36	376,99	0,001013						18,85	8,38		
	48,3	22,2	Drag	A114	12	300	384	376,99	0,000982	0,1068	41,00	0,9644			322,56	148,26		
			Tryck	D109+D110	16	150	48	1340,41	0,003491				6,36	2,92	-6,58	-3,03		

Stadium I (väster inspänningssnitt)

Belastning	Moment		Riktning	Armerings- littera	Ø	z z'	σ _c		σ _s	
	Max	Min					Max	Min	Max	Min
	(kNm)	(kNm)			(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
LK C	48,3	22,2	Drag	A114	12	174	1,36	0,63	8,25	3,79
			Tryck	D109+D110	16	-162	-1,27	-0,58	-7,68	-3,53