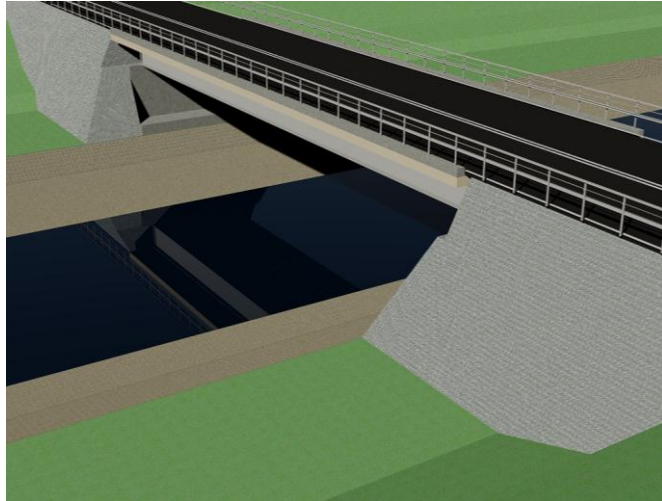


Bro med huvudbalkar av stål och brobanaplatta av limträ



Björn Israelsson

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2012

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

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

Bro med huvudbalkar av stål och brobaneplatta av limträ

Bridge with main girders of steel and a bridge deck of glulam

Björn Israelsson

2012

Abstract

In this thesis a bridge with main girders of steel and a bridge deck made out of glulam is studied. The bridge is compared with an existing composite bridge built in Kalix, Sweden.

Initially both bridge solutions are presented and some detail descriptions is presented for the bridge with the glulam deck. A short description of the finite element method is given together with the main equations for the finite element model for plates. The basics on how to build up a finite element model in SAP 2000 is also presented.

A main goal with this report is to study how the risk for lateral torsional buckling can be reduced by using a lighter bridge deck. This is done by first deciding what kind of loads the bridge is subjected to. Then the critical lateral torsional buckling moment is calculated for different spacing between the cross girders. Hand calculations are compared to a finite element model in SAP 2000 and the minimum number of cross girders is calculated. The results are then compared with a finite element model in SAP 2000. It's also checked how the risk for lateral torsional buckling is reduced when the bridge deck is attached. This is performed by attaching springs between main girders and bridge deck in the model in SAP 2000. The springs represent screws and different stiffness is applied to these screws. Analysis is made and the total stiffness of the bridge is examined.

The bridge is also checked in the serviceability state. It is shown that the vertical deflection is bigger than accepted. A suggestion to decrease the deflection is to build the bridge with a small vertical curvature.

Results from the analysis shows that the number of cross girders can be reduced by half. It is also shown that a distance of 160 mm is required between the screws with a diameter of 12 mm to achieve sufficient total stiffness of the bridge deck. This is the screws that attach the main girders to the bridge deck.

In the report an overiewing economic calculation is also done. The report shows that a big cost in the glulam alternatives is the bridge deck. However the alternatives with the glulam deck can be built faster since there is no time for concrete hardening. This can save a lot of money in labor costs.

Nyckelord: Samverkansbro, vippning, finita elementanalys, SAP 2000, brottgränstillstånd, bruksgränstillstånd, skjuvbuckling, spänningskapacitet.

Rapport TVBK-5213
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-12/5213+(109)p

Examensarbete
Handledare: Roberto Crocetti
Juni 2012

Förord

Arbetet som presenteras i detta examensarbetet är utfört i samarbete med avdelningen för konstruktionsteknik vid Lunds tekniska högskola i Lund. Arbetet utfördes mellan januari 2012 – juni 2012.

Jag vill tacka Sara Månsson och medarbetarna på broavdelningen vid Tyréns AB i Malmö för att de har funnits där när jag kört fast och behövt hjälp för att komma vidare.

Ett speciellt tack går också till Mehri Hassan på avdelningen för konstruktionsteknik som har hjälpt mig med problem jag haft med SAP 2000.

Till sist vill jag tacka min familj och vänner för deras stöd under min 5 år långa utbildning.

Björn Israelsson

Innehållsförteckning

Abstract	i
Förord	iii
1 Introduktion	1
1.1 Syfte och metod	2
1.2 Avgränsning	3
1.3 Rapportens disposition	3
1.4 Samverkans broar	4
1.5 Finita element metoden	5
2 Studerad bro och beräkningsprogram	7
2.1 Bro över Bönälven	7
2.2 Studerad bro	10
2.3 Beräkningsprogram	16
2.3.1 SAP 2000	16
3 Laster och lastnedräkning	19
3.1 Laster som påverkar bron	19
3.1.1 Permanenta laster	19
3.1.2 Variabla laster	21
4 Spänningar i tvärsnittet	25
4.1 Maximala moment och tvärkrafter	25
4.2 Spänningar i ståltvärsnittet	26

4.3 Lastkombinationer	27
4.3.1 Brottgränstillstånd	27
4.3.2 Bruksgränstillstånd	28
4.4 Interaktion mellan moment och tvärkraft	29
4.5 Kontroll av böjknäckning	29
5 Stabilitetskontroll	31
5.1 Skjuvbuckling	31
5.2 Vippning	33
5.3 Vippning handberäkningar	34
5.3.1 Metod 1 vippningsberäkning jämn momentfördelning	34
5.3.2 Metod 2 vippningsberäkning jämnt utbredd last	35
5.4 Vippning och spänningsberäkning enligt SAP 2000	36
5.4.1 Vippning utan brobaneplatta	39
5.4.2 Vippning reducerat antal tvärbalkar	40
5.4.3 Vippning med horisontell stabilisering	44
5.4.4 Vippning med brobaneplatta	46
5.4.5 Kontroll av spänningar utan brobaneplatta	51
5.4.6 Kontroll av resultat	57
6 Kontroll av bron i bruksgränstillståndet	61
6.1 Spänningsbegränsningar	61
6.2 Begränsningar av andning	61
6.3 Begränsningar av nedböjning	62
6.3.1 Handberäkning av nedböjningar	62
6.3.2 Nedböjning enligt SAP 2000	63

7	Kontroll av ekonomi för projektet	67
7.1	Ekonomi för befintlig bro	67
7.2	Ekonomi för bro med brobaneplatta av limträ	68
7.2.1	Tvärspänd brobaneplatta	68
7.2.2	Lamelldeck	68
7.3	Kostnadsjämförelse mellan alternativen	69
8	Diskussion och slutsatser	71
8.1	Diskussion	71
8.2	Vidare studier	72
	Referenser	75
A	Handberäkningar	77
A.1	Tvårsnittsdata	77
A.2	Laster	80
A.3	Spänningar i tvärsnittet	87
A.4	Stabilitetskontroll	91
A.5	Bruksgränstillstånd	94
A.6	Kontroll av ekonomi för projektet	96
B	SAP 2000	99
B.1	Indata laster	99
B.2	Vipplingsberäkning SAP 2000	101

Kapitel 1

Introduktion

Traditionellt sett konstrueras samverkansbroar med huvudbalkar av stål och med en brobanepatta av armerad betong. Denna kombination kan under gjutning av brobanepattan ge stabilitetsproblem framförallt genom vippning av stålbalcken. Detta eftersom huvudbalkarnas tvärsnitt ofta har hög slankhet och därmed inte hög stabilitet. När brobanepattan gjutits och härdad klart råder samverkan med stålbalckarna och konstruktionen är då förhindrad att vippa. Därför måste under gjutning extra stabilisering utföras vilket både är tidskrävande och leder till en hög produktionskostnad. Ett stabilitetsbrott på grund av vippning ses i figur 1.1.



Figur 1.1: Marcy Bridge, New York [14].

Bron i figur 1.1 byggdes som en gång- och cykelbro och kollapsade vid gjutning av brobanepattan 2002. Ett dödsfall samt ett flertal allvarligt skadade blev konsekvenserna. Bron byggdes med ett lådtvärsnitt men var inte tillräckligt stabiliserad för att motstå vippning av lådtvärsnittet innan brobanepattan gjutits. En finita elementanalys bekräftade i efterhand att bron inte hade erforderlig stabilitet och detta var något som inte hade tagits hänsyn till vid dimensioneringen [14].

I detta kapitel presenteras målet med examensarbete och dess uppbyggnad. Det ges också en kort introduktion till samverkansbroar och hur de normalt konstrueras samt en generell beskrivning av finita elementmetoden för plattor.

1.1 Syfte och metod

Examensarbetet syftar till att undersöka hur en bro med huvudbalkar av stål och brobaneplatta av limträ klarar laster i jämförelse med den traditionella samverkansbron. Ingen samverkan antas finnas mellan huvudbalkar och brobaneplatta.

En befintlig samverkanbro över Bönälven undersöks och det som framförallt undersöks är om vippningsbenägenheten reduceras med en brobaneplatta av limträ. Vippningsbenägenheten borde minskas markant eftersom egenvikten av betong är betydligt högre än för limträ.

För att studera vippningen kommer finita element modeller konstrueras i beräkningsprogrammet SAP 2000. Resultaten från SAP 2000 verifieras med handberäkningar för vippningskapacitet.

Bron kontrolleras även i bruksgränstillståndet för att se att den vertikala deformationen inte blir större än kravet. Finita elementmodellen verifieras med handberäkningar av deformationen.

En överslagsberäkning av kostnaden för en traditionell samverkanbro kommer att jämföras med en överslagsberäkning för alternativet med en brobaneplatta av limträ. Framförallt kommer kostnaderna av de skilda brodäcken att jämföras samt hur mycket som sparas in om antalet tvärbalkar kan reduceras.

En sammanfattning av de frågor som ska besvaras i detta examensarbete ses nedan:

- Hur klarar bron kraven i brottgränstillståndet?
- Vilket vippningsmoment klarar bron med det ursprungliga avståndet av 5,714 m mellan tvärbalkarna?
- Hur påverkas vippningsmomentet när brobaneplattan monterats?
- Kan antalet tvärbalkar minskas? Hur påverkar avståndet mellan tvärbalkar?
- Hur skiljer sig resultaten från de teoretiska beräkningarna med resultaten från finita elementmodellen i SAP 2000?
- Klarar bron kraven i bruksgränstillståndet?
- Är alternativet med brobaneplatta av limträ ett ekonomiskt bra alternativ?
- Vilka problem och svårigheter kan uppkomma med en brobaneplatta av limträ?

1.2 Avgränsning

Studien begränsas till att inte ändra typer av tvärbalkar eller deras avstånd i höjded. Ingen dimensionering utförs för broms- eller accelerationskrafter. Utförlig dimensionering av brobanepattan av limträ utförs ej. Inga detaljer om hur limträbalkarna skyddas mot väta beskrivs men detta är viktigt att ta hänsyn till vid konstruktion av bron.

1.3 Rapportens disposition

Nedan presenteras rapportens upplägg.

I kapitel 2 presenteras den befintliga samverkansbron kortfattat samt den bro som kommer studeras i examensarbetet. En introduktion av beräkningsprogrammet SAP 2000 presenteras.

I kapitel 3 presenteras de laster som bron påverkas av. De delas upp i permanenta laster och i variabla.

I kapitel 4 beräknas spänningarna i tvärsnittet utifrån lasterna som beräknats i kapitel 3. En kontroll utförs om tvärsnittet klarar kraven i brottgränstillståndet.

I kapitel 5 kontrolleras stabiliteten hos bron, dels för skjuvbuckling samt en ingående vippningsanalys. Finita elementmodeller i beräkningsprogrammet SAP 2000 verifieras med handberäkningar.

I kapitel 6 kontrolleras om bron klarar kraven i bruksgränstillståndet.

I kapitel 7 utförs en översiktlig kostnadsanalys för broalternativen. En kostnadsjämförelse utförs för att se vad som skiljer alternativen.

I kapitel 8 diskuteras resultaten av examensarbetet samt förslag ges till några vidare studier som kan vara av intresse att utföra.

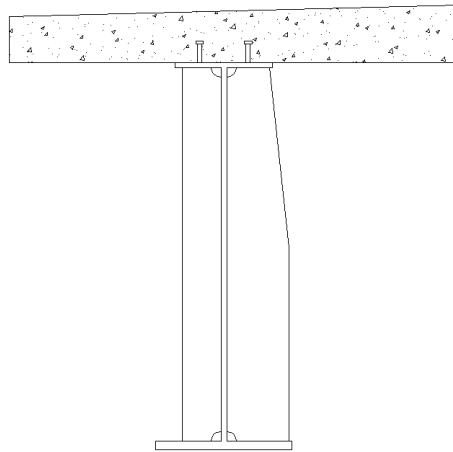
1.4 Samverkansbroar

Samverkansbroar med stål balkar och brobaneplatta av betong används med fördel eftersom materialens egenskaper kompletterar varandra [4]. Vanligtvis är samverkansbroar kostnadseffektiva i spann mellan 40-80 m men betydligt längre broar är också vanliga [15].

Nedan beskrivs några av samverkansbroars främsta egenskaper:

- Liknande längdutvidgningskoefficienter för de ingående materialen vilket ger fördel vid temperaturförändringar då materialen utvidgas lika mycket.
- Betong kan uppta stora tryckkrafter och stål är ett isotropt material som kan uppta både tryck- och dragkrafter.
- Betongen fungerar som ett korrosionsskydd för de underliggande stål balkarna.
- Betongplattan styr upp stål balkarna och förhindrar vippning när betongen härdat.

För att åstadkomma en samverkansbro måste någon sorts samverkan erhållas mellan stål balkarna och betongdäcket. Denna samverkan erhålls genom att montera skjuvförbindare i stål på balkens ovkant. När betongdäcket gjutits kopplas stål balkarna och betongdäcket ihop och samverkan råder. Skjuvförbindarnas huvudegenskaper är att överföra skjuvkrafter från betongdäcket till stål balkarna samt att motverka upplyftande krafter [12], en principskiss av ett samverkanstvärsnitt kan ses i figur 1.2.



Figur 1.2: Principskiss av ena huvudbalken hos en bro med ett samverkanstvärsnitt.

När betongen har härdat och samverkan råder så har tvärsnittet en avsevärt högre stabilitet och risken för vippning är nu reducerad.

Samverkan mellan stål och betong medför att huvudbalkens överfläns utförs med mindre tvärsnitt än underflänsen. Detta eftersom överflänsen upptar spänningarna som uppkommer tillsammans med betongdäcket [4].

1.5 Finita elementmetoden

Finita elementmetoden utvecklades under tidigt 1960-tal bland annat av Argyris, Clough och Zienkiewicz. Metoden används inom ett flertal områden bland annat för att lösa problem inom värmeledningen, hitta egenfrekvenser och kontrollera spänningsfördelningar i strukturer.

Finita elementmetoden är en numerisk beräkningsprocedur som approximerar en lösning till de differentialekvationer som beskriver ett specifikt problem. Den studerade strukturen delas in i små element där differentialekvationerna löses i elementen. Även om materialet är olinjärt så kan det beskrivas med tillräcklig noggrannhet av linjärt beteende om elementen är tillräckligt små. De små elementens egenskaper adderas därefter till en större struktur som approximerar den undersökta strukturen. Problemen kan antingen vara förskjutningsdrivna eller ha kända randvillkor.

Finita elementmetoden för plattor är en approximation som fungerar bra om plattorna kan anses vara tunna. Följande sex spänningar existerar σ_{xx} , σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yx} , σ_{yy} , och σ_{yz} . Dessa spänningar ger upphov till tvärkrafter och moment enligt ekvation 1.1–1.5, där t är plattans tjocklek [21].

$$V_{xz} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{xz} dz \quad (1.1)$$

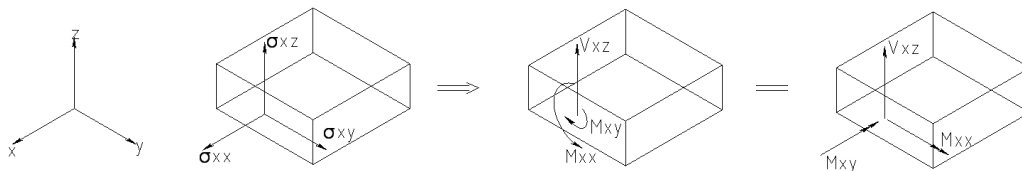
$$V_{yz} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{yz} dz \quad (1.2)$$

$$M_{xx} = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_{xx} dz \quad (1.3)$$

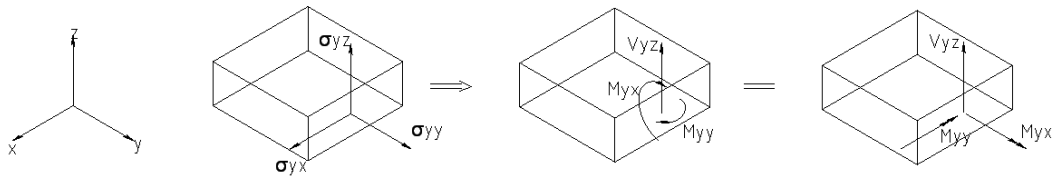
$$M_{yy} = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_{yy} dz \quad (1.4)$$

$$M_{xy} = M_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_{xy} dz \quad (1.5)$$

Ekvationerna enligt ovan har positiva riktningar enligt figur 1.3 och 1.4.



Figur 1.3: Illustration av M_{xx} , M_{xy} och V_{xz} .



Figur 1.4: Illustration av M_{yy} , M_{yx} och V_{yz} .

Nedan beskrivs några av de viktigaste fördelarna med att använda sig av finita elementmetoden:

- Komplicerade geometrier kan användas, vilka annars hade varit väldigt omfattande och tidskrävande att utföra med handberäkningar.
- Finita element metoden har ett stort antal olika användningsområden.
- Olika sorters material kan analyseras, isotropa, ortotropa och anisotropa.
- Både linjära och olinjära material kan analyseras.
- Approximationerna beskriver den studerade strukturen väl med verkligheten om en bra modell har valts.

Sedan finns det givetvis också nackdelar med metoden av vilka några beskrivs nedan:

- Val av randvillkor och laster som symboliserar det verkliga fallet kan vara svårt att efterlikna i beräkningsmodellen.
- Det gäller att ha en idé om vilka resultat som är rimliga för att kunna verifiera att finita elementmetoden har gett tillförlitliga resultat.
- Kan vara kostsamt att köpa in vissa finita elementprogram för mindre företag.

Kapitel 2

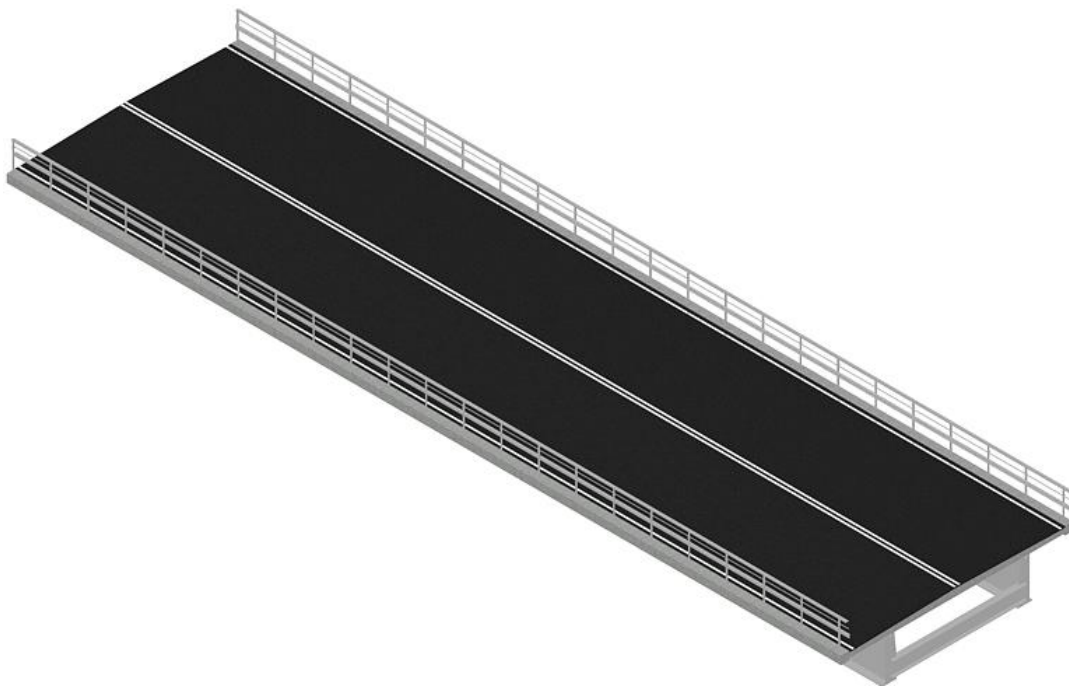
Studerad bro och beräkningsprogram

I kapitlet presenteras först den befintliga samverkansbron över Bönälven och sedan det nya broförslaget. Förslag presenteras också på hur några viktiga detaljer kan utföras i det nya alternativet.

En introduktion ges till beräkningsprogrammet SAP 2000 som används för finita elementberäkningar i projektet.

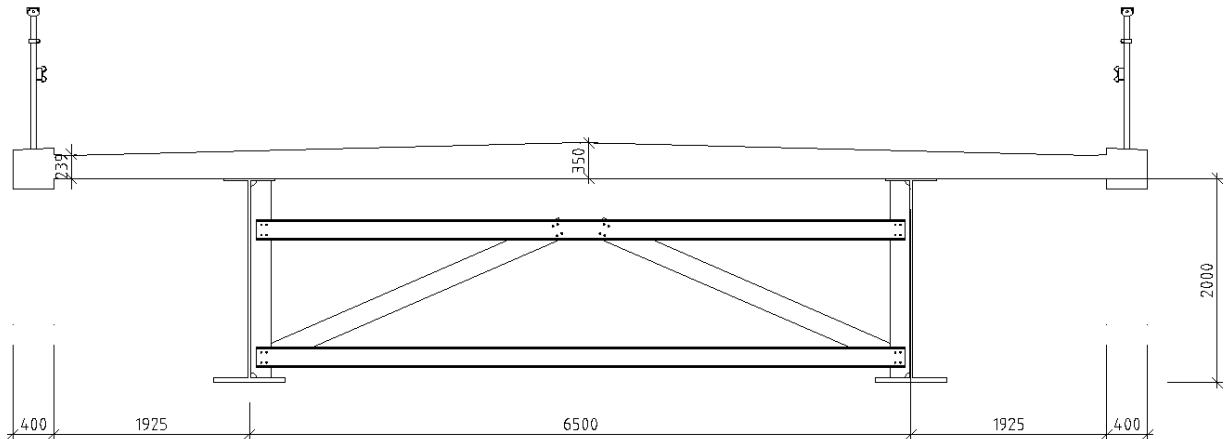
2.1 Bro över Bönälven

Den befintliga bron är en samverkansbro med huvudbalkar av stål och en gjuten brobana av betong. Bron är belägen i Kalix i Norrbottens län och sträcker sig över bönälven. Brobanan är fritt upplagd på betongfundament och har en spännvidd på 40 m och en total bredd av 11,15 m [25]. Bron beräknades av Tyréns AB och byggdes 2011 av Svevia på uppdrag av Trafikverket. En principskiss av bron visas i figur 2.1.

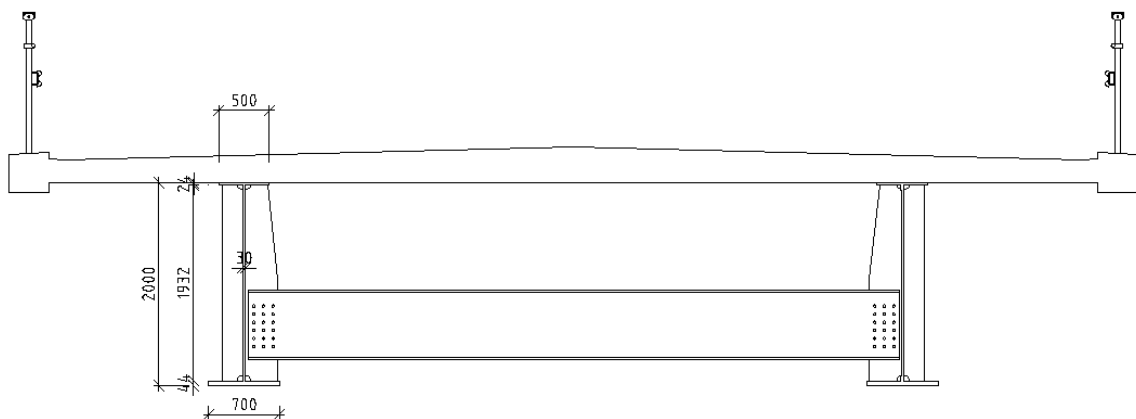


Figur 2.1: Principskiss av befintlig bro över Bönälven.

Brons huvudbalkar har en tvärsnittsarea av 81440 mm^2 vardera och har livavstyvningar och tvärbalkar på ett genomsnittligt c/c-avstånd av 5,714 m. I figur 2.2 visas brons tvärsnitt vid tvärbalkar i spannet. I figur 2.3 visas brons tvärsnitt vid upplag.



Figur 2.2: Tvärsnitt i spann. Fackverken består av UPE 200 profiler som är infästa i livavstyvningarna.



Figur 2.3: Tvärsnitt vid upplag. Ändavstyvningarna består av HEB 700 profiler som är infästa i livavstyvningarna.

Materialen som användes i konstruktionen är specificerade nedan och materialdata för stål är hämtade från tabell 3 i [10]. Materialdata för betongplattan är hämtad ur [16].

Överfläns stål S355J2:

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ Sträckgräns

$f_{uk} = 510 \text{ MPa}$ Brotthållfasthet

Liv stål S420M:

$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$ Sträckgräns

$f_{uk} = 520 \text{ MPa}$ Brotthållfasthet

Underfläns stål S460M:

$f_{yk} = 460 \text{ MPa}$ Sträckgräns

$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$ Brotthållfasthet

Betongplatta C45:

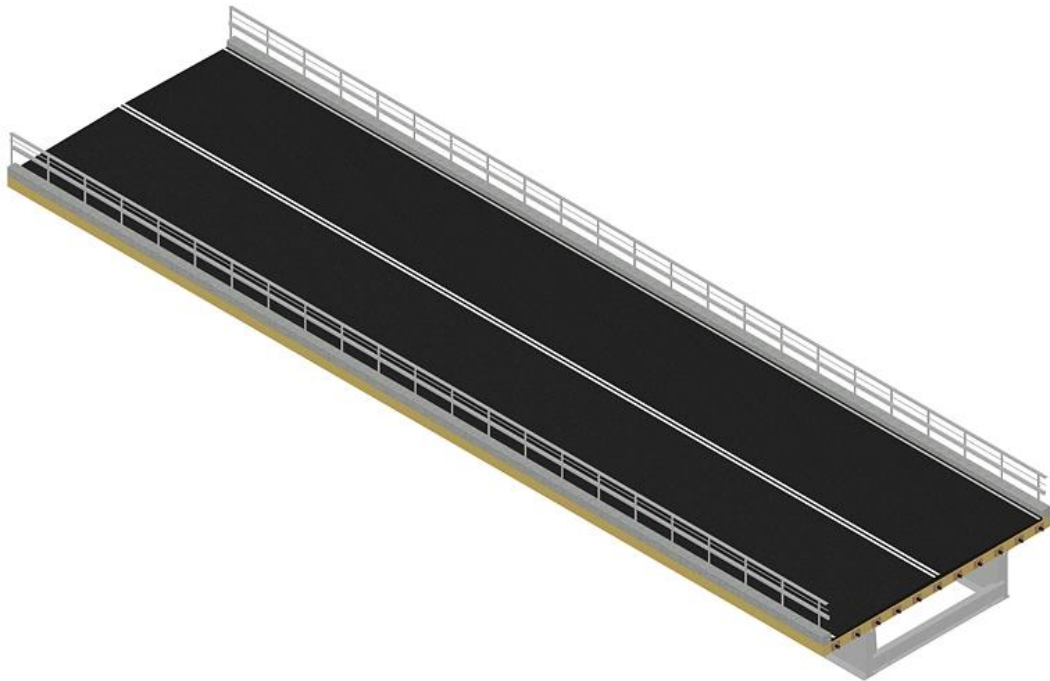
$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ Tryckhållfasthet betong

$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$ Elasticitetsmodul betong

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ Sträckgräns armering B500B

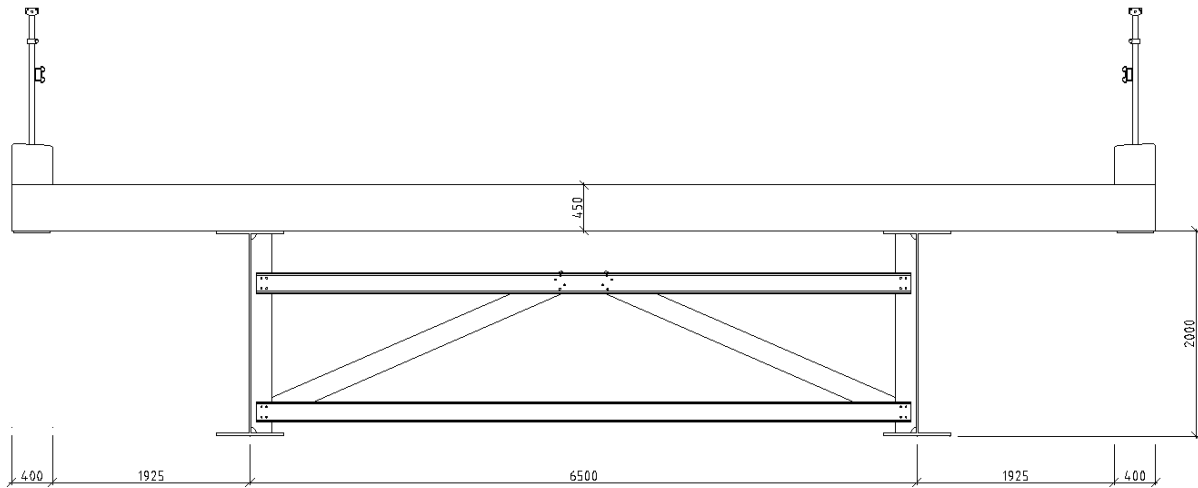
2.2 Studerad bro

Den analyserade bron har antagits ha samma tvärsnittsarea av stål som samverkanbrons huvudbalkar enligt kapitel 2.1. Detta för att erhålla ett tvärsnitt som kan jämföras med det för samverkansbron. Dock har tvärsnittets ändrats till ett dubbelsymmetriskt tvärsnitt enligt figur 2.6. Detta eftersom det inte finns någon anledning att ha olika geometrier för över- och underfläns då det inte antas finnas någon samverkan mellan brobaneplattan och stål balkarna i färdriktningen. Brobaneplattan tillverkas av limträ och fibrerna ligger vinkelrätt mot brons längssträckning. Kantbalkarna tillverkas som prefabricerade betongelement med förborrade hål för infästning av räcke samt infästning till brobaneplatta. En principskiss av bron visas i figur 2.4.

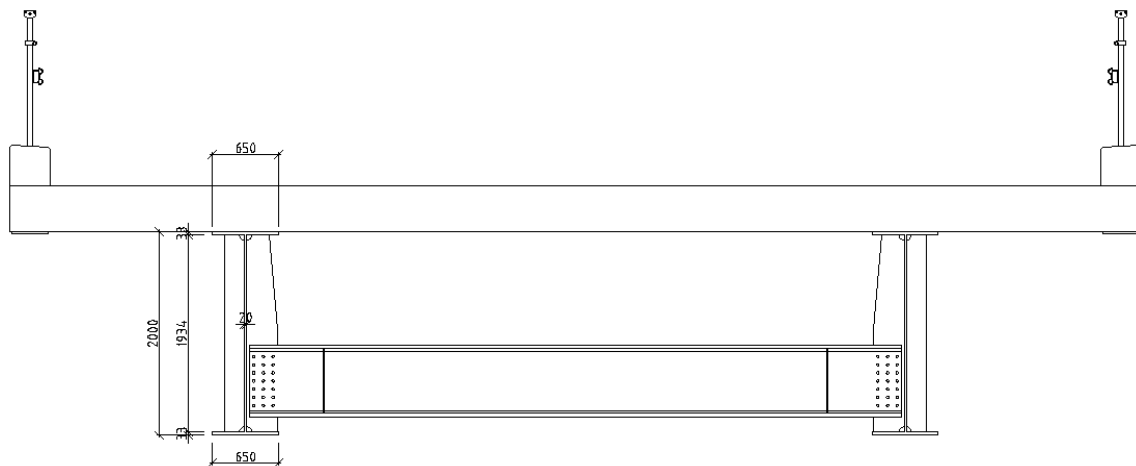


Figur 2.4: Principskiss av studerad bro.

Brons huvudbalkar har en tvärsnittsarea av 81580 mm^2 vardera och antas ha livavstyvningar och tvärbalkar på samma avstånd som den befintliga bron till att börja med. Detta är något som kommer studeras vidare i kapitel 5.4.2 om avståndet kan ökas. I figur 2.5 visas brons tvärsnitt vid tvärbalkar i spannet. I figur 2.6 visas brons tvärsnitt vid upplag.



Figur 2.5: Tvärsnitt i spann. Tvärbalkarna består av UPE 200 profiler som är infästa i livavstyvningarna.



Figur 2.6: Tvärsnitt vid upplag. Tvärbalkarna består av HEB 700 profiler som är infästa i livavstyvningarna.

Materialen som används i konstruktionen är specificerade nedan och materialdata för stål är hämtade från tabell 3 i [10] och materialdata för limträ ur tabell 1 i [24]. Både stålqualiten i liv och fläns har reducerats i detta broförslag. Detta är möjligt eftersom spänningarna har reducerats med den lättare brobaneplattan.

Liv Stål S355M:

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	Sträckgräns
$f_{uk} = 510 \text{ MPa}$	Brotthållfasthet

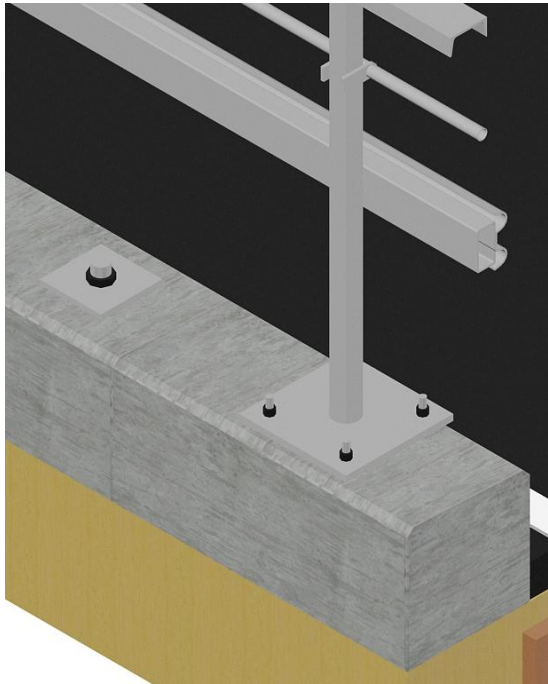
Över- och underfläns Stål S420M:

$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$	Sträckgräns
$f_{uk} = 520 \text{ MPa}$	Brotthållfasthet

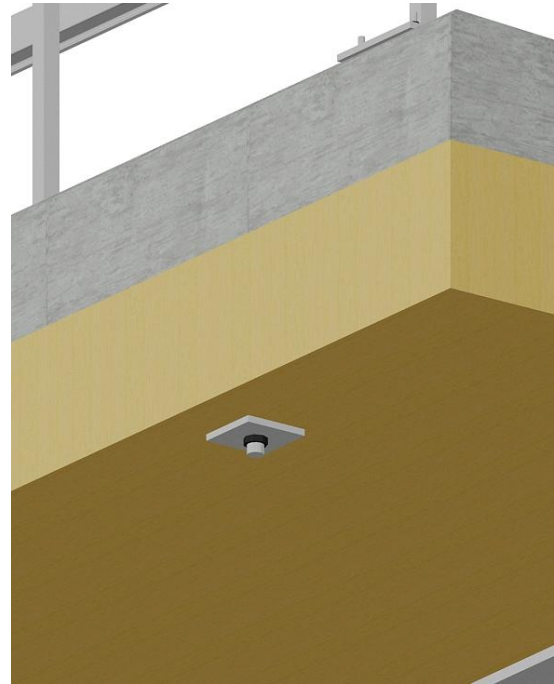
Limträ CE L40s:

$\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$	Densitet limträ
$f_{mk} = 30 \text{ MPa}$	Böjning parallellt fibrerna
$f_{tk} = 22,5 \text{ MPa}$	Dragning parallellt fibrerna
$f_{t90k} = 0,4 \text{ MPa}$	Dragning vinkelrätt fibrerna
$f_{ck} = 29 \text{ MPa}$	Tryck parallellt fibrerna
$f_{c90k} = 2,7 \text{ MPa}$	Tryck vinkelrätt fibrerna
$E_{Rk} = 11,1 \text{ GPa}$	Elasticitetsmodul parallellt fibrerna vid bärförmågeberäkningar
$E_k = 13,2 \text{ GPa}$	Elasticitetsmodul parallellt fibrerna vid deformationsberäkningar
$E_{90} = 0,4 \text{ GPa}$	Elasticitetsmodul vinkelrätt fibrerna vid bärförmågeberäkningar
$G_k = 0,76 \text{ GPa}$	Skjuvmodul

Med bytet från ett betongdäck till en brobaneplatta av limträ är det ett flertal detaljlösningar som behöver konstrueras. Bland annat behöver kantbalken av betong fästas in i limträdeckets för att den ska klara av att ta upp kraften från påkörning av fordon. Detta uppnås förslagsvis genom en lösning enligt figur 2.7 och 2.8. Där kan ses att genom att ha förborrade hål i kantbalken och limträdeckets kan en gängad stålstång träs genom dessa. På vardera sida fästs en bricka och mutter. Ingen kontroll av avstånd mellan dessa stålstänger eller deras dimension utförs i denna rapport.



Figur 2.7: Infästning av räcke samt infästning av kantbalk ovasida.

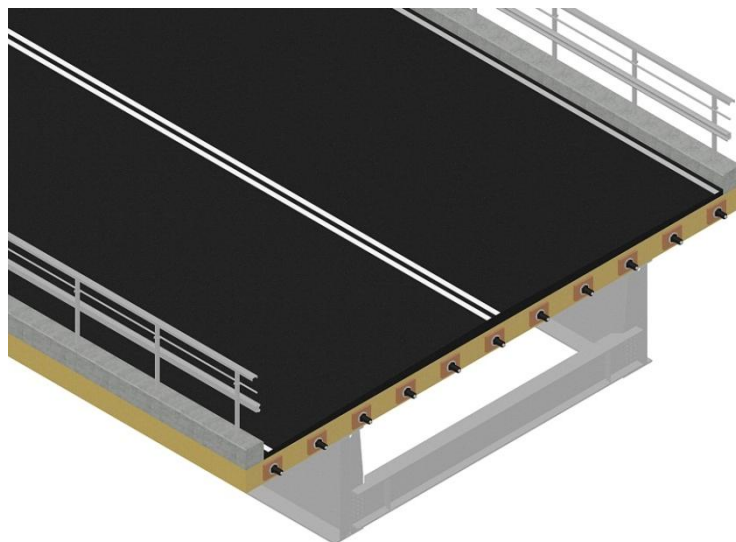


Figur 2.8: Infästning av kantbalk undersida.

I figur 2.7 visas även infästningen av räcket i kantbalken ses, detta utförs förslagsvis enligt alternativ A i [26]. Stålstångerna har ett djup på 320 mm in i kantbalken och fästs med muttrar ovanpå stålplattan. Mellan kantbalk och stålplatta gjuts minst 20 mm med bruk.

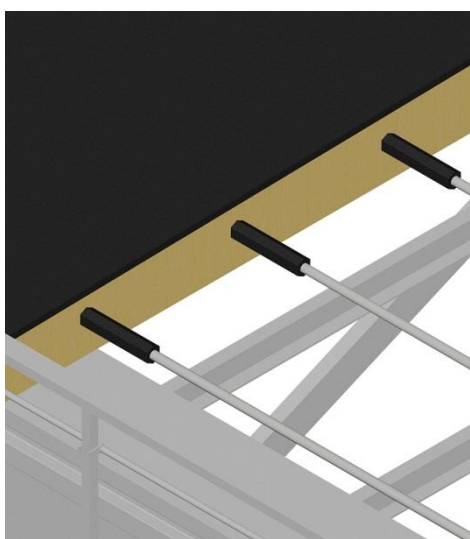
Viktigt är också att se till att under konstruktionen av bron att alla detaljer är noggrant utförda så att inte vatten och fukt kan tränga in och orsaka röta i konstruktionen.

En annan viktig del är hur brobaneplattan av limträ konstrueras. Ett förslag visas i figur 2.9 där man delar upp brobaneplattan i fyra 10 m långa delar. Vardera del utförs som en tvärspänd platta.



Figur 2.9: Förslag för tvärspänd platta uppdelad i sektioner av 10 m.

Plattorna kopplas ihop med varandra genom skarvhylsor vilket kan ses i figur 2.10. I figur 2.11 visas hur ståltagen spänner ihop limträdeckets. Viktigt är att vid bron's ändrar utföra detaljerna med mellanlägg vilka fungerar som kondensspärr [18]. Ett förslag är att utföra kondensspärren i hårdträ av ek.

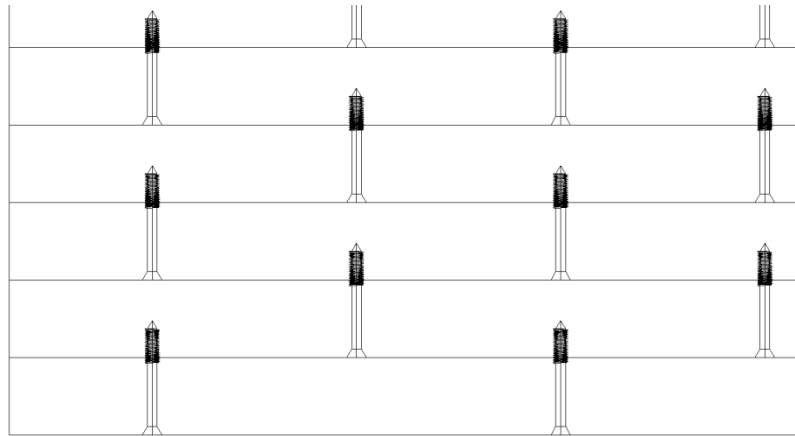


Figur 2.10: Skarvning av Spännstag mellan de tvärspända elementen.

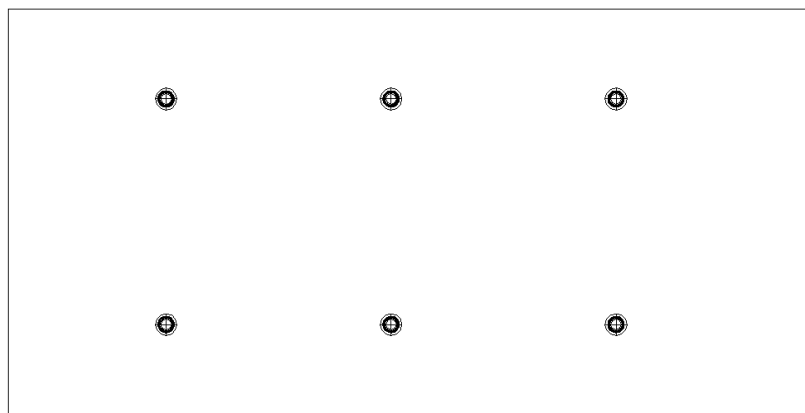


Figur 2.11: Principskiss spänning av ståltag.

Ett annat förslag är att skruva ihop limträbalkarna med träskruv. Ett lamelldäck erhålls då och inga hål behöver borraras för spännstag. Skruvarna monteras omlott enligt figur 2.12 och 2.13. Problem kan uppkomma när limträbalkarna krymper och sprickor kan då uppkomma i vägbanan.



Figur 2.12: Vy ovanifrån, illustrerar hur skruvarna monteras omlott.



Figur 2.13: Vy i brons längsriktning, förslag om två rader med träskruv.

2.3 Beräkningsprogram

En kortfattad beskrivning av beräkningsprogrammet SAP 2000 presenteras i kapitel 2.3.1.

2.3.1 SAP 2000

SAP 2000 är ett kommersiellt finita element program som har ett stort antal användningsområden, bland annat inom broar och andra stora infrastrukturprojekt.

Gränssnittet är Autocad-liknande med symboler man kan klicka på för att skapa en geometri i modellfilen. Ett stort antal olika kordinatsystem kan väljas som till exempel, kartesiska eller cylindriska. Geometrin kan antingen skapas i gränssnittet eller importeras från ett CAD-program.

Det finns ett antal fördefinierade sektioner bland annat olika sorters stål- och betongtvärsnitt annars kan också egendefinierade tvärsnitt skapas. Efter tvärsnitten definierats väljs vilka element modellen ska representeras av. Några av de som finns att välja på definieras nedan:

- Raka- eller krökta balkelement
- Kablar
- Skalelement
- Solider

Ett flertal fördefinierade laster finns att välja på vilka följer dagens olika normer. Bland annat laster för jordbävningar, vindlaster, laster som förflyttar sig samt laster från vågor. Laster kan också appliceras direkt i modellen. Några av de laster som kan appliceras presenteras nedan:

- Punktlaster
- Jämt utbredda laster
- Moment
- Trapetslaster

SAP 2000 kan också utföra en dimensionering av konstruktionen. Detta genom att sektioner väljs vilka konstruktionen ska innehålla, sedan optimerar programmet strukturen och visar ett förslag på vilka sektioner elementen bör ha. Dimensioneringen fungerar för stål-, betong- och aluminiumtvärsnitt.

Efter att modellen skapats och laster applicerats utförs en analys, resultat kan erhållas i olika former beroende på vilken analys som utförs. Några av de analyser som kan utföras presenteras nedan:

- Deformationsanalys
- Analys av moment-, tvärkrafter- och normalkrafter
- Responsspektrum från jordbävningsanalys
- Jämnviktsanalys med dämpning
- Vippningsanalys

Till slut kan en rapport över resultaten skapas av programmet och de resultat vilka rapporten ska innehålla väljs [6].

Kapitel 3

Laster och lastnedräkning

I kapitlet beräknas lasterna som uppkommer på grund av de permanenta och variabla lasterna. En utförlig kontroll av de militära trafiklasterna och deras placering utförs.

3.1 Laster som påverkar bron

Lasterna som påverkar en bro är ett flertal enligt [2]. I detta arbete kan dock inte hänsyn tas till alla dessa eftersom då hade en avsevärt större analys behövt utföras. Men eftersom brons stabilitet med framförallt hänsyn till vippning har valts att kontrolleras, antas följande laster verka på bron:

- Permanenta laster
 - Egenvikt stål
 - Egenvikt limträdeck
 - Egenvikt beläggning
 - Egenvikt kantbalk
 - Egenvikt räcken

- Variabla laster
 - Vindlast
 - Temperaturlast
 - Trafiklast
 - Militär trafiklast

Snölast behöver inte kontrolleras eftersom bron antas hållas fri från snö genom snöröjning. Samt att trafiklasten är större än snölasten och både dessa kan inte verka samtidigt.

3.1.1 Permanenta laster

De permanenta lasterna som påverkar bron består av de olika delarnas tunghet multiplicerade med delarnas tvärsnittsarea. Lasterna påverkar bron framförallt genom att öka böjmomentet som balkarna utsätts för.

Stål:

Egenvikten för vardera balk beräknas genom att multiplicera tvärsnittsarean med tungheten för stål. Med en tunghet av $\gamma_{St\ddot{a}l} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ och en area $A_{St\ddot{a}l}$ enligt ekvation A.4 se appendix, erhålls en permanent last för stål enligt ekvation 3.1. Ett tillägg för tvärbalkar utförs genom att lägga till 10 % på egenvikten för stål.

$$q_{St\ddot{a}l} = 1,1 \cdot \gamma_{St\ddot{a}l} \cdot A_{St\ddot{a}l} = 6,9 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

Limträdäck:

En egenvikt för limträdäcket erhålls på liknande sätt som för stål. Limträdäcket antas ha en tjocklek av 450 mm och en tunghet av $\gamma_{Limtr\ddot{a}} = 4,2 \text{ kN/m}^3$, arean beräknas enligt ekvation A.21 och den permanenta lasten för limträ erhålls enligt ekvation 3.2.

$$q_{Limtr\ddot{a}} = \gamma_{Limtr\ddot{a}} \cdot A_{Limtr\ddot{a}} = 10,5 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

Den valda tjockleken för limträdäcket kontrolleras i kapitel A.3.5 så att inte de vertikala deformationerna blir för stora. De vertikala deformationerna blir 12,3 mm vilket är lägre än kravet av 16 mm enligt [1].

Den utbredda lasten för limträdäcket kan jämföras med den last som betongdäcket i den befintliga bron över Bönälven givit. Med en tunghet $\gamma_{Betong} = 25 \text{ kN/m}^3$ och en medelarea $A_{Betong} = 1,68 \text{ m}^2$ ges en utbredd last $q_{Betong} = 42,0 \text{ kN/m}$. Vilket är cirka fyra gånger högre last än vad limträdäcket ger.

Beläggning:

Beläggningsdimensioneras enligt tabell G.3-1 – G.3-5 i [23] och presenteras i tabell 3.1, tungheten för beläggningsen antas till $\gamma_{Bel\ddot{a}ggning} = 23,5 \text{ kN/m}^3$.

Tabell 3.1: Beskrivning av beläggning.

Typbeläggning 1, uppbyggnad 2aIA		
Tätskikt	Tätskiktsmassa	5 mm
Skyddslager	ABT8/B70/100	25 mm
Bindlager	ABb \geq 11/B70/100	40 mm
Slitlager	ABs \leq 16/B70/100	40 mm

Arean beräknas enligt ekvation A.22 och den permanenta lasten för beläggningsen erhålls enligt ekvation 3.3.

$$q_{Bel\ddot{a}ggning} = \gamma_{Bel\ddot{a}ggning} \cdot A_{Bel\ddot{a}ggning} = 13,4 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

Egentyngd kantbalk av betong:

Kantbalken antas ha dimensionen 400x400 mm och tungheten $\gamma_{Kantbalk} = 25 \text{ kN/m}^3$. Den utbredda lasten från kantbalken erhålls enligt ekvation 3.4.

$$q_{Kantbalk} = \gamma_{Kantbalk} \cdot A_{Kantbalk} = 25 \cdot 0,16 = 4,0 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

Räcken:

Den permanenta lasten från räcken antas till $q_{Räcken} = 1,0 \text{ kN}$.

3.1.2 Variabla laster

De variabla lasterna som bron påverkas av är vindlast, temperaturlast, trafiklast samt den militära trafiklasten.

Vindlast:

Vindlasten beräknas enligt kapitel 8.3.2 i [7] och dess inverkan presenteras i ekvation 3.5 och 3.6. Bron antas vara belägen i terrängtyp 2 och vinden antas bara påverka från sidan på bron. Den beräknas både när hänsyn tas med och utan fordon.

$$q_{vind} = 1,4 \text{ kN/m} \quad (3.5)$$

$$q_{vind,trafik} = 2,5 \text{ kN/m} \quad (3.6)$$

Hänsyn till vindlasten tas vid beräkning av vippningsbenägenheten för bron innan brobaneplattan av limträ monterats. Vindlasten antas då vara huvudlast och påverkar bron genom att ge ökade spänningar i huvudbalkarna.

Temperaturlast:

Temperaturlasten ger upphov till rörelser i huvudbalkarna på grund av temperaturändringar. En jämn temperaturförändring antas och bron kontrolleras för temperaturer i Kalix enligt kapitel 6 i [8].

Beräkningar enligt kapitel A.2.2 ger följande rörelser i bron enligt ekvation 3.7 och 3.8.

Lasterna justeras i tabell 3.2 enligt tabell 4.2 i [10].

Tabell 3.2: Justering av laster i körfält.

Körfält	α_Q	Q	$\alpha_Q Q$ (kN)	α_q	q	$\alpha_q q$ (kN/m ²)
1	0,9	300	270	0,7	9	6,3
2	0,9	200	180	1,0	2,5	2,5
3	0	100	0	1,0	2,5	2,5
4	0	0	0	1,0	2,5	2,5

Momentjämvikter för trafiklasterna ger en stödreaktion R_A i ena huvudbalken enligt ekvation 3.9 och en jämnt utbredd last q_{Trafik} enligt ekvation 3.10.

$$R_A = 410,2 \text{ kN} \quad (3.9)$$

$$q_{Trafik} = 25,1 \text{ kN/m} \quad (3.10)$$

Militär trafiklast:

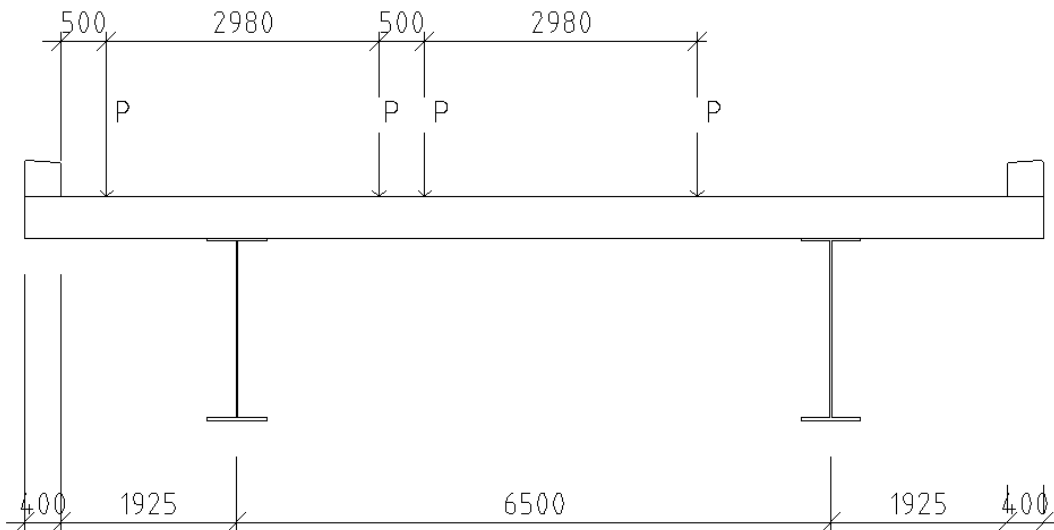
Kontroll sker för två samtidigt parallella konvojer för hjulfordon MLC-70 eller bandfordon VLC-90. För hjulfordonen kontrolleras kombination enligt bilaga 3 i [19].

MLC-70:

Enligt bilaga 3 i [19] erhålls avstånden mellan hjulen till 2,98 m och med en last per hjul av 11,56 ton vilket omvandlat till newton ger en kraft enligt nedanstående ekvation.

$$P_{Hjul} = 113,4 \text{ kN}$$

Vardera fordon antas köra bredvid varandra med ett avstånd av 0,5 m till kantbalk och ett avstånd av 0,5 m ifrån varandra enligt kapitel 2.3.2.5 i [19]. Maximal stödreaktion erhålls genom en momentjämvikt kring den andra balken.



Figur 3.2: Lastfördelning för MLC-70.

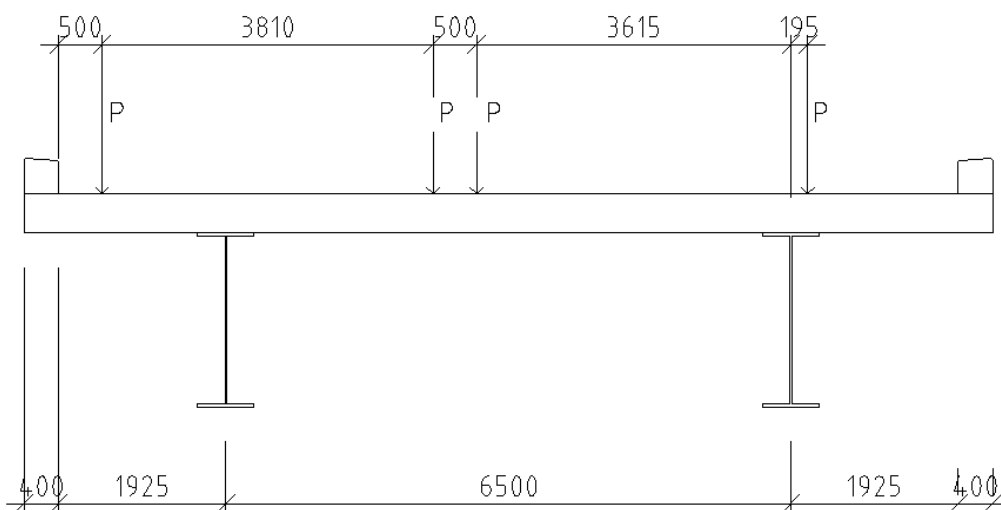
$$R_A = 327,64 \text{ kN}$$

VLC-90:

Massan för hela fordonet är 81,65 ton och är 3,81 m brett vilket med två larvband med bredden 0,89 m och längden 5,18 ger följande kraft:

$$P_{Larvband} = 400,5 \text{ kN}$$

För att erhålla stödreaktionen utförs liknande momentjämvikt som för MLC-70.



Figur 3.3: Lastfördelning för VLC-90.

$$R_A = 952,57 \text{ kN}$$

Där R_A är fördelad på larvbandets längd av 5,18 m.

Kapitel 4

Spänningar i tvärsnittet

I kapitlet beräknas moment och tvärkrafter som genereras av de permanenta- och variabla lasterna. Momenten omräknas till spänningar och kontroll sker i brott- och bruksgränstillståndet. En kontroll sker slutligen av interaktion mellan moment och tvärkraft.

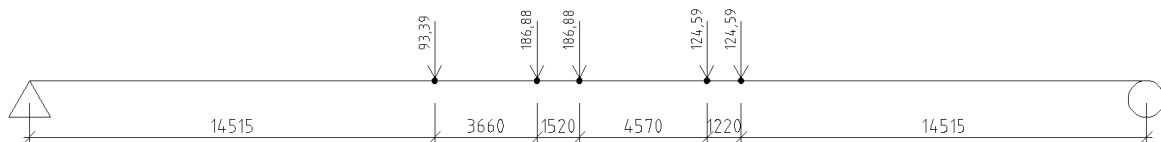
4.1 Maximala moment och tvärkrafter

Bron är statiskt bestämd och fritt upplagd på två stöd enligt figur 4.1. Maximalt moment och tvärkraft beräknas enligt ekvation 4.1 och 4.2 [16]. En sammanställning av moment- och tvärkrafter från de laster vilka påverkar strukturen visas i tabell 4.1.

$$M_{Max} = \frac{qL^2}{8} \quad (4.1)$$

$$V_{Max} = \frac{qL}{2} \quad (4.2)$$

För att bestämma maximalt moment och tvärkraft för konvojlaster MLC-70 används beräkningsprogrammet SAP2000. Maximalt moment erhålls vid lastplacering enligt figur 4.1 där lastvärdena och deras position erhålls ur bilaga 3 i [19].

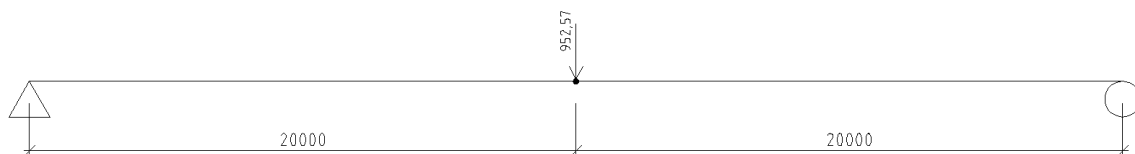


Figur 4.1: Lastplacering MLC-70, laster i kN och avstånd i mm.

$$M_{Max} = 6140,0 \text{ kNm} \quad (4.3)$$

$$V_{Max} = 365,8 \text{ kN} \quad (4.4)$$

Maximalt moment erhålls för den militära lasten från bandfordon vid placering i fält mitt enligt figur 4.2. Maximal tvärkraft enligt ekvation 4.6 erhålls när lasten placeras nära ett stöd. För utförligare beräkningar se ekvation A.49 och A.50



Figur 4.2: Lastplacering VLC-90, last i kN som fördelas på 5 m.

$$M_{Max} = 8930,3 \text{ kNm} \quad (4.5)$$

$$V_{Max} = 476,3 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Tabell 4.1: Maximala moment, tillhörande tvärkrafter i punkt för maximalt moment och maximala tvärkrafter.

Lastfall	Max moment (kNm)	Tillhörande tvärkraft (kN)	Max tvärkraft (kN)
Räcke	200,0	0	20,0
Kantbalk	800,0	0	80,0
Beläggning	2440,0	0	244,0
Limträ	2100,0	0	210,0
Stål	1380,0	0	138,0
Trafik	5020,0	0	502,0
MLC-70	6140,0	0	365,8
VLC-90	8930,0	0	476,3

Tabell 4.1 visar maximalt moment i mittspann från de olika lasterna samt tillhörande tvärkraft. Det kan ses i kolumn 3 att inga tillhörande tvärkrafter erhålls då lasterna är jämnt fördelade, vilket även är fallet för punktlaster vid maximalt moment. I kolumn fyra visas också maximal tvärkraft vilken erhålls vid stöd.

4.2 Spänningar i ståltvärsnittet

Spänningarna i tvärsnittet beräknas med Naviers formel enligt ekvation 4.7. Dessa beräknas både i över- och underkant på flänsarna eftersom dessa spänningar är nödvändiga att veta om tvärsnittet hamnar i tvärsnittsklass 4, detta kontrolleras i kapitel A.1.2. Eftersom tvärsnittet är dubbelsymmetriskt blir spänningarna i över- och underfläns samma.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} e \quad (4.7)$$

Tabell 4.2: Spänningsändringen i över- och underkant av flänsarna.

Lastfall	$\sigma_{ök,öf}$ (MPa)	$\sigma_{uk,öf}$ (MPa)
Räcke	3,7	3,6
Kantbalk	14,9	14,4
Beläggning	45,6	44,1
Limträ	39,2	37,9
Stål	25,8	24,9
Trafik	93,7	90,7
MLC-70	154,3	151,3
VLC-90	166,8	161,3

I tabell 4.2 framgår det att spänningarna som erhålls från den militära lasten från bandfordon är högre än de från hjulfordon. Därför kontrolleras bron i brottgränstillståndet för det lastfallet.

4.3 Lastkombinationer

Bron kontrolleras för både brottgräns- och bruksgränslaster. De militära fordonslasterna behöver inte medräknas i bruksgränstillståndet enligt [19].

4.3.1 Brottgränstillstånd

Lastfall att beakta är enligt [16] 6.10a och 6.10b och där hämtas även de koefficienter som behövs för nedanstående beräkningar.

Säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,0$

Trafiklast : $\psi_{0,i} = 0,7$

Trafiklast : $\psi_{2,i} = 0,3$

Trafiklast:

Först kontrolleras spänningarna vilka erhålls från de permanenta lasterna och trafiklasten.

$$G_{kj,sup} = \sigma_{räcke} + \sigma_{kantbalk} + \sigma_{beläggning} + \sigma_{limträ} + \sigma_{stål}$$

$$6.10a: \gamma_d 1,35 G_{kj,sup} + \sum \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b: \gamma_d 1,2 G_{kj,sup} + \gamma_d 1,5 Q_{k,1} + \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

I tabell 4.3 visas resultaten från beräkningar av spänningar, moment och maximala tvärkrafter enligt lastfall 6.10a och 6.10b.

Tabell 4.3: Spänningar i överkant och underkant med hänsyn till lastfall.

Lastfall	$\sigma_{ök,öf}$ (MPa)	$\sigma_{uk,öf}$ (MPa)	M (MNm)	V (MN)
6.10a	272,8	263,7	14,9	1,5
6.10b	295,6	285,8	16,1	1,6

I tabell 4.3 ses det att lastfall 6.10b är dimensionerande i brottgränstillståndet.

Militärlast:

Spänningarna vilka erhålls från den militära fordonslasten VLC-90 presenteras i tabell 4.4. Lastfaktorn $\psi\gamma$ har tagits från tabell 2-7 i [19].

$$\text{Militärlast} : \psi\gamma = 1,3$$

$$6.10a: \gamma_d 1,35 G_{kj,sup} + \psi\gamma Q_{k,i}$$

$$6.10b: \gamma_d 1,2 G_{kj,sup} + \psi\gamma Q_{k,i}$$

Tabell 4.4: Spänningar i överkant och underkant med hänsyn till lastfall.

Lastfall	$\sigma_{ök,öf}$ (MPa)	$\sigma_{ök,uf}$ (MPa)	M (MNm)	V (MN)
6.10a	391,3	378,2	22,6	1,6
6.10b	371,9	359,5	21,6	1,5

I tabell 4.4 ses det att lastfall 6.10a är dimensionerande i brottgränstillståndet.

4.3.2 Bruksgränstillstånd

Lastfall att beakta är enligt [16] permanent skada 6.14b och långtidslast 6.16b och där hämtas även de koefficienter som behövs för nedanstående beräkningar. Spänningarna redovisas i tabell 4.5.

$$\text{Trafiklast} : \psi_{1,i} = 0,5$$

$$\text{Trafiklast} : \psi_{2,i} = 0,3$$

$$6.14b: 1,0 G_{kj,sup} + 1,0 Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.16b: 1,0 G_{kj,sup} + \psi_{2,i} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabell 4.5: Spänningar i överkant och underkant med hänsyn till lastfall.

Lastfall	$\sigma_{ök,öf}$ (MPa)	$\sigma_{uk,öf}$ (MPa)
6.14b	222,9	215,5
6.16b	157,3	152,0

I tabell 4.5 ses det att spänningarna i bruksgränstillståndet är betydligt lägre än de i brottgränstillståndet.

4.4 Interaktion mellan moment och tvärkraft

En kontroll om hänsyn till interaktion mellan tvärkraft och moment behöver tas kontrolleras enligt kap 7.1 i [11]. Då ingen tvärkraft existerar vid fältmitt där momentet är störst blir ekvation 4.8 noll.

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = \frac{0}{4,99} = 0 < 1 \rightarrow OK! \quad (4.8)$$

Eftersom $\bar{\eta}_3$ är mindre än 0,5 behöver momentkapacitet inte reduceras med hänsyn till tvärkraften. Utan hela momentet tas upp av flänsarna och tvärkraften av livet. Maxspänningen hämtas från tabell 4.4 och sätts in ekvation 4.9.

$$\frac{\sigma_{ULS}}{f_{yd}} \leq 1,0 \rightarrow \frac{391,3}{420} = 0,93 < 1 \rightarrow OK! \quad (4.9)$$

Detta visar att tvärsnittet klarar sig med hänsyn till samtidigt böjmoment och tvärkraft.

4.5 Kontroll av böjknäckning

Kontroll av böjknäckning behöver inte göras eftersom bron är fritt upplagd med rullager i ena änden. Därför kan inte knäckning ske, dock måste övergångskonstruktionen dimensioneras för en rörelse av 35,1 mm enligt ekvation 4.10 på grund av temperaturlaster enligt kapitel 3.1.2.

$$\varepsilon_{\Delta T, stål} = \varepsilon_{\Delta T, exp, stål} - \varepsilon_{\Delta T, con, stål} = 35,1 \text{ mm} \quad (4.10)$$

Kapitel 5

Stabilitetskontroll

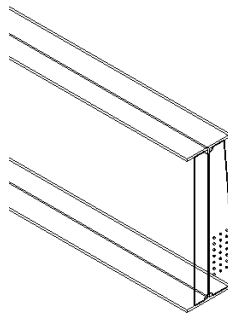
Vid stabilitetskontrollen kontrolleras först balkarnas kapacitet mot skjuvbuckling. Därefter beräknas vippningskapaciteten först med teoretiska beräkningar och därefter med SAP 2000. Olika avstånd mellan tvärbalkarna kontrolleras samt inverkan av horisontell stabilisering i form av fackverk.

En analys utförs när brobaneplattan antas vara monterad genom att variera brobaneplattans styvhet. Detta för att beräkna den styvhet som behövs i form av skruvar för att vippning inte ska vara ett problem.

5.1 Skjuvbuckling

Balkarnas kapacitet mot skjuvbuckling kontrolleras enligt kap 5 i [11]. Först kontrolleras livets förmåga att uppta tvärkrafter för att sedan se om flänsarnas kapacitet behöver medräknas eller om dessa enbart behövs för att ta upp böjmoment.

Innerpanelerna anses inte som styva ändavstyvningar då de har utseende enligt figur 5.1. Ett flertal olika avstånd mellan livavstyvningar kontrolleras och resultaten för dessa ses i tabell 5.1.



Figur 5.1: Illustration av huvudbalk med de ej styva ändavstyvningarna.

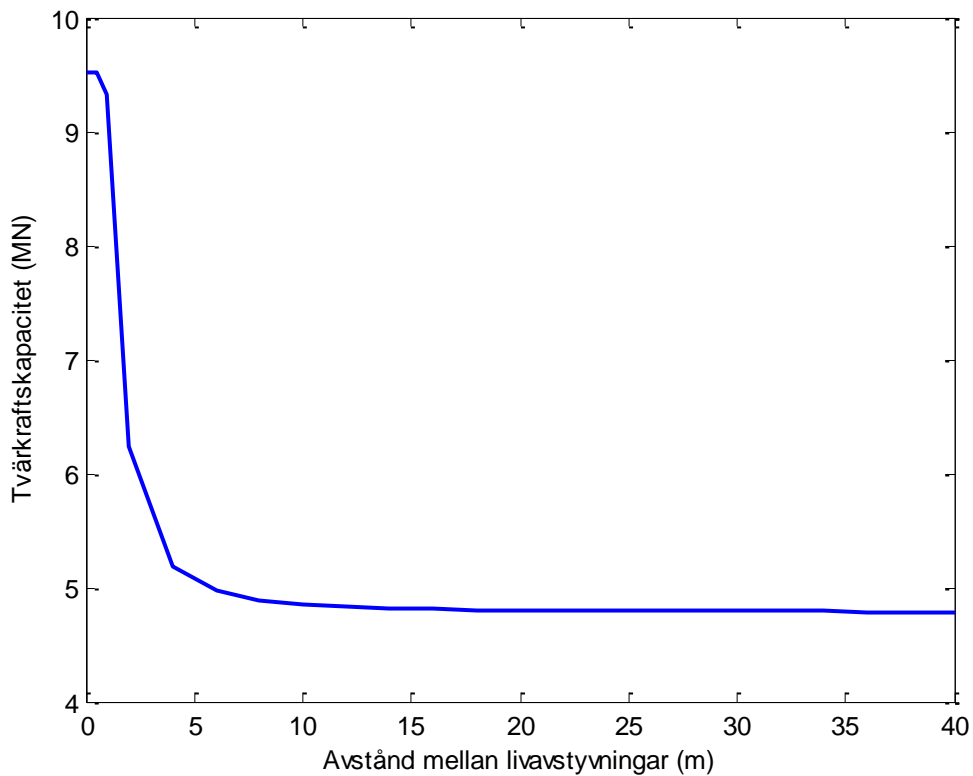
Bärförmågan för livet mot skjuvbuckling ges i ekvation 5.1, där χ_w är en reduktionsfaktor beroende av risken för skjuvbuckling, f_{yw} är värdet på livets sträckgräns, h_w är livets höjd och t är tjockleken på livet. Reduktionsfaktorn χ_w beror på avstånd mellan tvärbalkar, tvärsnittshöjd, livtjocklek, elasticitetsmodul och stålets sträckgräns. För utförligare beräkningar se kapitel A.4.1.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (5.1)$$

Tabell 5.1: Livets bärförmåga vid skjuvbuckling.

Avstånd livavstyvningar a (m)	Skjuvbucklingsfaktor χ_w	Bärförmåga tvärkraft $V_{bw,Rd}$ (MN)
5,714	0,629	4,99
6,67	0,622	4,93
8	0,615	4,88
10	0,612	4,85
13,3	0,610	4,84
20	0,606	4,80

I tabell 5.1 ses att bärförmågan med avseende på tvärkraft inte påverkas starkt om avståndet på förstyvningarna ökar. Detta beror på att ursprungsavståndet redan är högt. Effekten av kortare avstånd mellan livavstyvningarna visas i figur 5.2.



Figur 5.2: Bärförmåga mot skjuvbuckling för huvudbalkar.

Ett tillägg från flänsarnas kapacitet beaktas ej då kapacitetet för livet redan är så pass högt enligt ekvation 5.2.

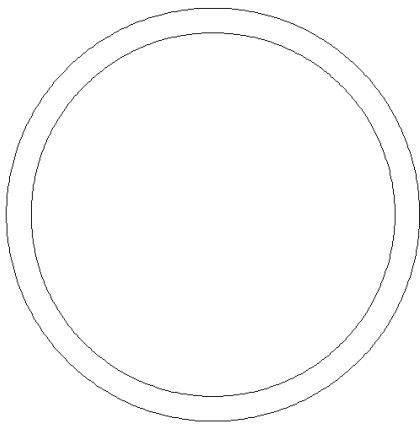
$$V_{Max} = 1,61 \text{ MN}$$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = 4,99 \text{ MN} > V_{Max} \quad (5.2)$$

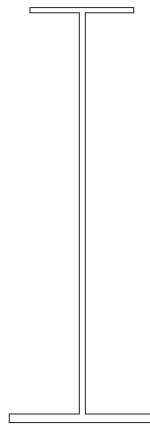
Utförligare beräkningar redovisas i kapitel A.4.1.

5.2 Vippning

Vippning är ett stabilitetsproblem som uppkommer vid höga och slanka balkar, det vill säga när förhållandet mellan böjstyvhet i styva riktningen och veka riktningen är stort. Detta är en viktig faktor att ta hänsyn till, då den ofta påverkar balkbroar där höga tvärsnitt uppkommer. Det som sker är att vid en viss last deformeras balken inte längre i belastningsplanet utan viker istället ut ”vippar”. Vippningen påverkas både av Vlasovskt- och St-Venantskt vridmotstånd samt också om balken är stagad i dess längsriktning. I figur 5.3 visas ett rörtvärsnitt vilket är ett exempel på ett tvärsnitt som inte vippar. I figur 5.4 visas ett I-tvärsnitt med stor skillnad mellan böjstyvhet i styva- och vekariktningen vilket ger hög vippningsbenägenhet [22].



Figur 5.3: Rörtvärsnitt.

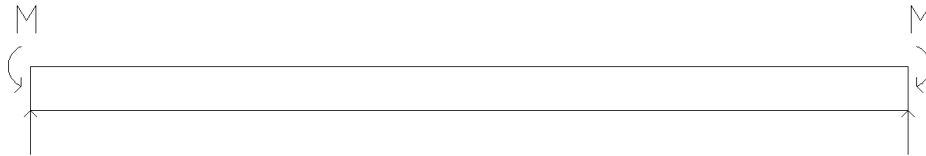


Figur 5.4: I-tvärsnitt

För detta examensarbete är vippningen extra intressant att undersöka eftersom när man ändrar från en brobana av betong till en brobana av limträ minskar egentygden avsevärt. Vippning är ett problem som framförallt uppkommer under gjutning av betongdäcket innan samverkan sker mellan betongdäcket och stål balkarna. Balkarna måste då kunna ta hela betongens tyngd vilket genererar att extra mycket stabilisering behövs i konstruktionen. Detta gör att kostnaderna för bygget ökar samt att det tar tid att montera all stabilisering.

5.3 Vippning handberäkningar

Balkarna kontrolleras mot vippning enligt kapitel 6.3.2 i [10] och anses vara fritt upplagda på brostöd. Två olika metoder för att beräkna vippningsmomentet används. En där balken antas vara utsatt för ett konstant moment mellan tvärbalkarna vilket är illustrerat i figur 5.5.



Figur 5.5: Fritt upplagd balk utsatt för moment i vardera ände.

I det andra alternativet verkar en jämnt utbredd last över hela balken. Båda dessa handberäkningar tar bara hänsyn till om vippning sker mellan två tvärbalkar.

Vippningskontrollen enligt SAP 2000 enligt kapitel 5.3 tar hänsyn till om global vippning av hela balken sker.

De teoretiska handberäkningarna jämförs med vippningsberäkningar enligt SAP 2000 för lokal vippning av en fritt upplagd balk utsatt för jämnt utbredd last med olika längder i kapitel 5.3.6.

5.3.1 Metod 1 vippningsberäkning med konstant moment

Vid konstant moment erhålls det kritiska vippningsmomentet M_{cr} enligt ekvation 5.3 [27], där L_b är avståndet mellan livavstyvningarna, E är elasticitetsmodulen för stål, I_z är tröghetsmomentet i balkens veka riktning, G är skjuvmodulen för stål, I_t är tvärsnittets vridstyvhet och I_w det elastiska vridmotståndet.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_w}{L_b^2}} \quad (5.3)$$

Momentkapaciteten mot vippning beräknas enligt ekvation 5.4 och omvandlas till spänningar enligt ekvation 5.5.

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT}W_y f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.4)$$

$$\sigma_{b,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{I_y} e \quad (5.5)$$

Tabell 5.2: Spänningskapacitet för fritt upplagd balk, konstant moment.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vipplingsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	95,2	20,0	372,9
6,67	70,1	19,2	359,1
8	49,0	17,9	334,8
10	31,6	15,7	292,2
13,3	18,2	11,9	222,2
20	8,5	6,7	125,5

I tabell 5.2 ses det att vid ett avstånd av 13,3 m har balkarna nästan tappat halva sin bärförmåga med avseende på vippning.

5.3.2 Metod 2 vipplingsberäkning jämnt utbredd last

Vid jämnt utbredd last ges det kritiska vipplingsmomentet i ekvation 5.6 enligt [5], där C_1 och C_2 är faktorer som tar hänsyn till att lasten är jämnt utbredd och z_g är halva balkens höjd.

Övriga parametrar är samma som under vipplingsberäkningen i kapitel 5.3.1.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L_b^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{G I_t L_b^2}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right] \quad (5.6)$$

Moment- och spänningskapaciteten beräknas ur ekvation 5.4 och 5.5 och resultatet presenteras i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Spänningskapacitet för fritt upplagd balk, jämnt utbredd last.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vipningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	68,9	18,9	352,9
6,67	50,8	18,2	340,0
8	35,6	16,4	306,3
10	23,1	13,7	255,8
13,3	13,4	9,4	175,6
20	6,4	5,4	100,8

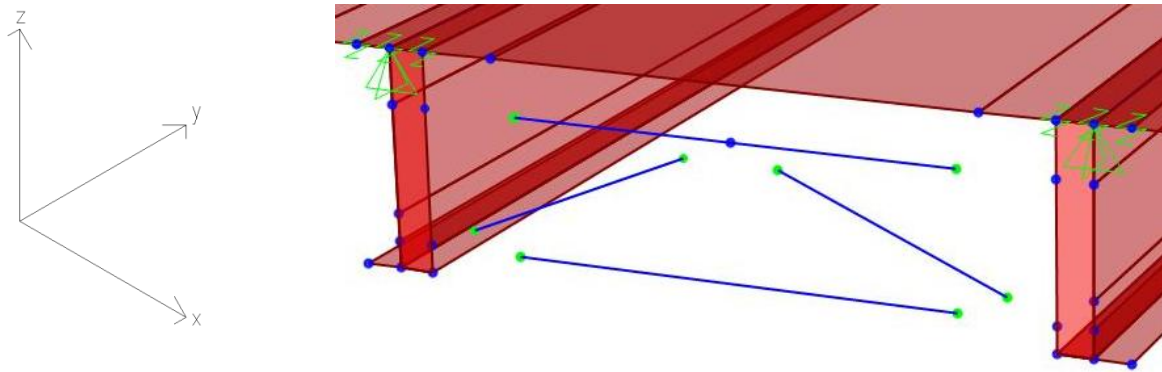
Även här ses det att vid ett avstånd av 13,3 m så har balkarna tappat en stor del av sin bärförmåga med avseende på vippning.Utförligare beräkningar redovisas i kapitel A.4.2.

5.4 Vippning och spänningsberäkning enligt SAP 2000

Vid kontroll av vippning av tvärsnittet i SAP 2000 utförs en del förenklingar av bron för att erhålla en hanterbar beräkningsmodell. Förenkningarna anses dock inte påverka resultatens tillförlitlighet avsevärt. Nedan presenteras de antaganden som utfördes:

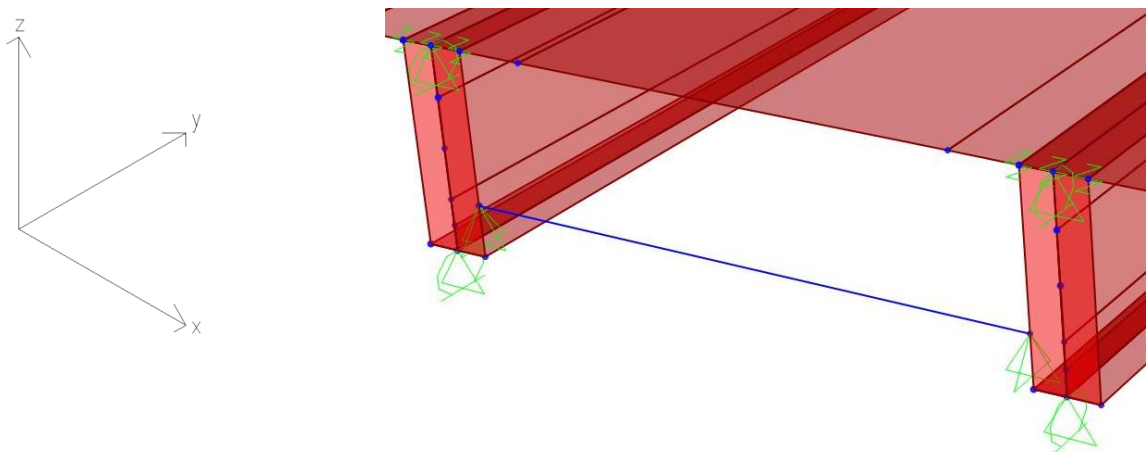
- Upplagen anses vara oändligt styva och deformeras inte vid pålastning.
- Vindlasten antas endast verka som en jämnt utbredd last vinkelrätt mot balkarnas liv.
- Koppling mellan överfläns balkar och brodäck antas vara oändligt styv i brons längsriktning, oändligt vek i vertikal led och parallellt med limträbalkarna fiberriktning varierar styvheten.

Vid uppbyggnad av modellen i SAP 2000 skapas först de ingående materialen med egenskaper enligt kap 2.2. Efter det skapas de olika ingående elementen, för huvudbalkarna skapas skalelement för flänsar och balkliv, även brobanepattan av limträ skapas som skalelement. Tvärbalkarna vid brons ändrar modelleras som balkelement med egenskaper enligt HEB 700. Tvärbalkarna mellan dessa ändtvärbalkar modelleras som fackverk med egenskaper enligt UPE 200. Figur 5.6 visar hur tvärbalkarna kopplas ihop med leder i beräkningsmodellen.



Figur 5.6: Illustration av infästning tvärbalk.

Kopplingen mellan huvudbalkar och brobaneplatta erhålls genom att fjäderelement kopplas mellan dessa olika element. Vilket antas simulera när brobaneplattan är monterad och uppbyggnaden i SAP 2000 visas i figur 5.7. Balkändarna har upplagsvillkor på ena sidan enligt $u_x = u_z = R_z = 0$ och i den andra änden $u_x = u_y = u_z = R_z = 0$, där u är förhindrade förskjutningar och R är förhindrade rotationer. Upplagsvillkoren ger ett rulllager i ena änden vilket tillåter rörelse. Koordinatsystemets riktningar är sådana att x-axeln är lokaliserad i limträbalkarnas fiberriktning, y-axeln är vinkelrät mot fiberriktning och z-axeln är i vertikalled.



Figur 5.7: Illustration av infästning ändtvärbalk samt fjädrarnas placering mellan brobaneplatta och stålbalkar.

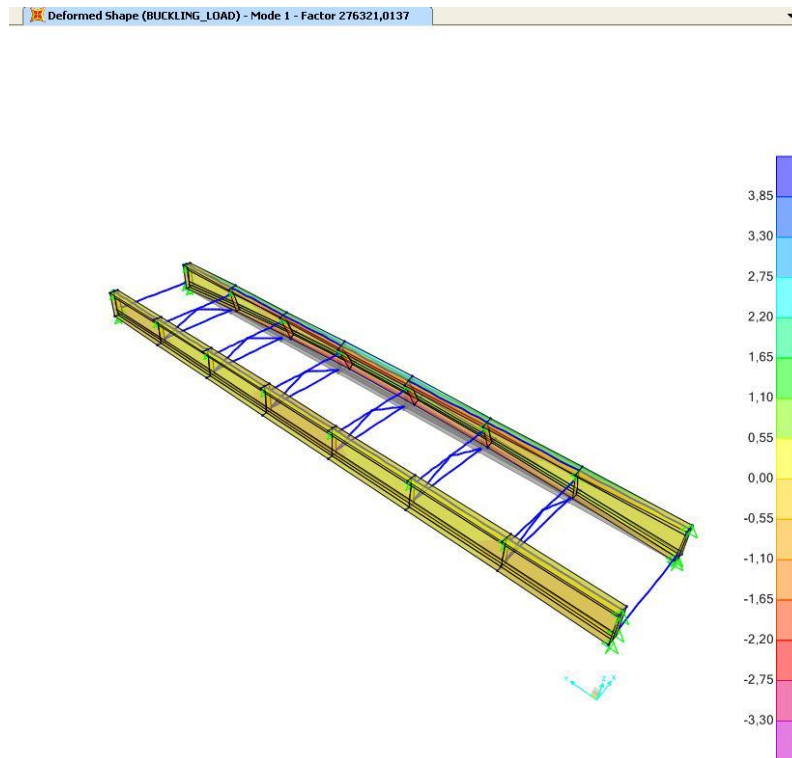
I nästa steg appliceras de laster som påverkar bron vilka presenteras och beräknas i kapitel B.1. Endast lasterna från egentyngd av stål och brobaneplattan av limträ samt vindlasten tas hänsyn till vid kontroll av spänningar som uppkommer innan brobaneplattan monterats.

När modellen är uppbyggd så utförs ett antal analyser, de analyser som utförs presenteras nedan:

- Analys av vippningslast innan brobaneplattan antas monterad och motverkar vippningen.
- Analys av hur avståndet mellan tvärbalkarna påverkar det kritiska vippningsmomentet.
- Analys av hur horisontell stabilisering i form av fackverk påverkar vippningskapaciteten.
- Analys av vippningslast efter montering av brobaneplatta.
- Kontroll av spänningar i huvudbalkarna.
- Analys av nedböjning av huvudbalkarna, resultat redovisas i kapitel 6.3.2.

5.4.1 Vippning utan brobaneplatta

Först kontrolleras bron innan montering av brobaneplattan. Detta simulerar bron under byggnadsskedet innan brobaneplattan monterats. För att analysera bronns vippningskapacitet appliceras balkelement på de båda huvudbalkarnas överfläns. Balkelement antas ha försumbar vikt och geometri. På dessa appliceras en linjelast av 1 N/m och en vippningsanalys utförs. Resultat utan brobaneplatta visas i figur 5.8.

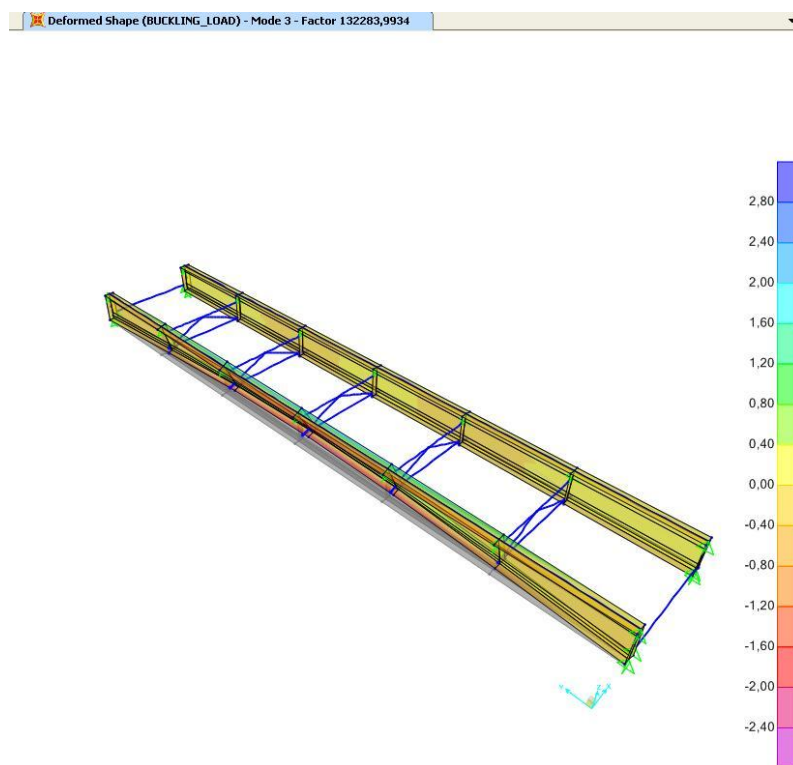


Figur 5.8: Kritisk vippningslast utan brobaneplatta.

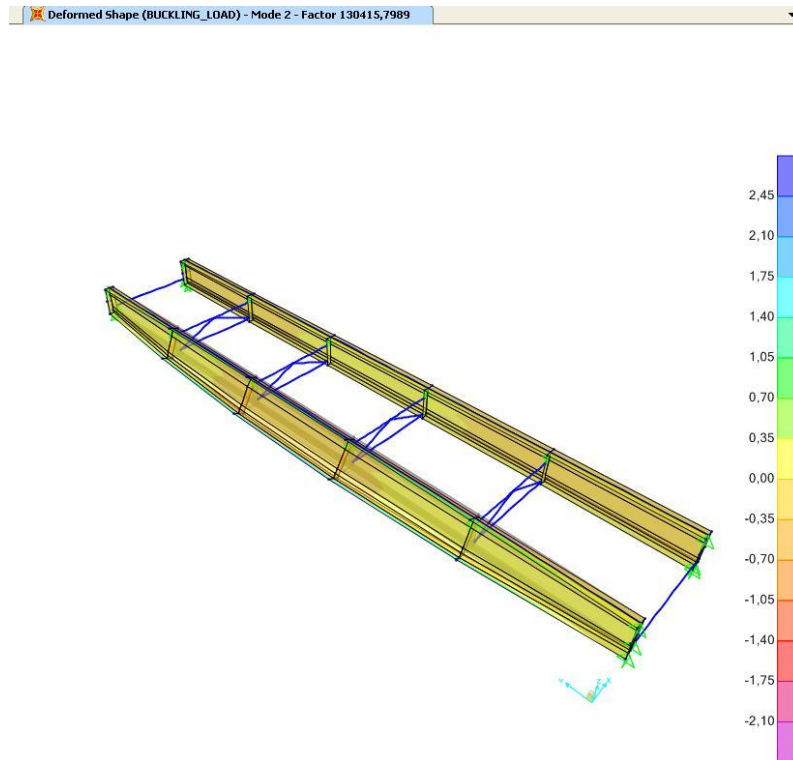
Här ses att den kritiska vippningslasten är 276321 N vilket omvandlat till moment enligt ekvation B.9, vilket ger att balken klarar ett kritiskt vippningsmoment av 110,5 MNm. Vilket är högre än det teoretiska värdet som beräknades i tabell 5.3. Detta kan förklaras med att det teoretiska värdet är beräknat för en fritt upplagd balk.

5.4.2 Vippning reducerat antal tvärbalkar

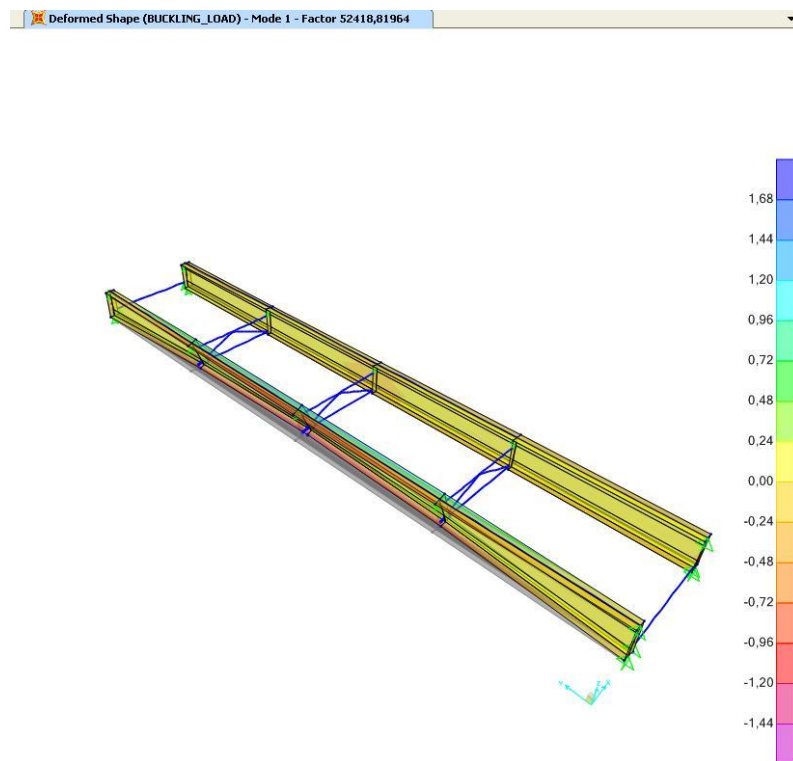
För att se om antalet tvärbalkar kan reduceras utförs ytterligare vippningsanalyser för olika avstånd mellan tvärbalkarna. Resultat ses i figur 5.9 – 5.13 och en sammanställning visas i tabell 5.4.



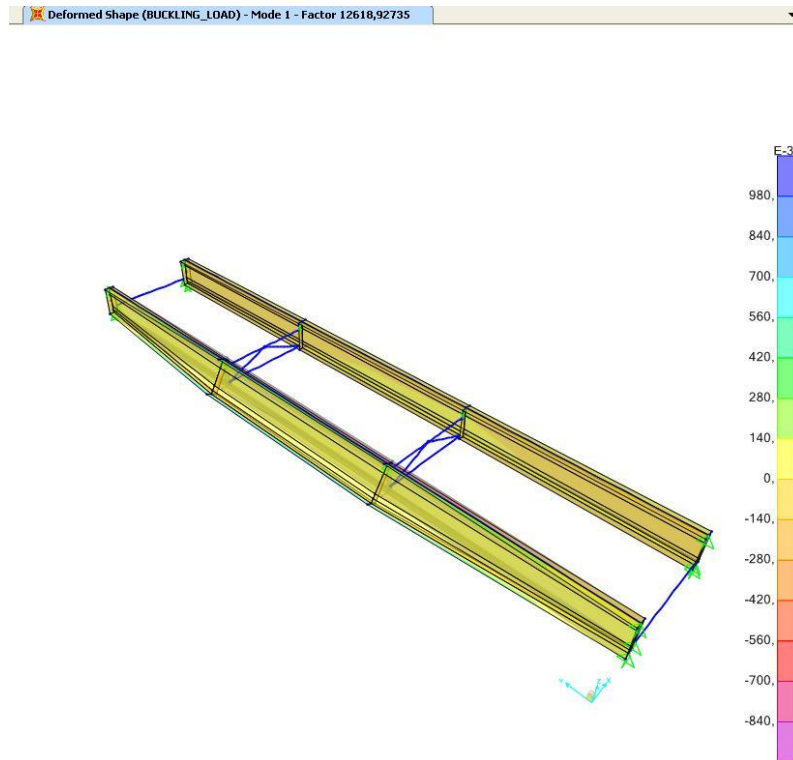
Figur 5.9: Kritisk vippningslast av 132204 N utan brobaneplatta vilket ger ett kritiskt vippningsmoment av 52,9 MNm med ett avstånd av 6,67 m mellan tvärbalkar.



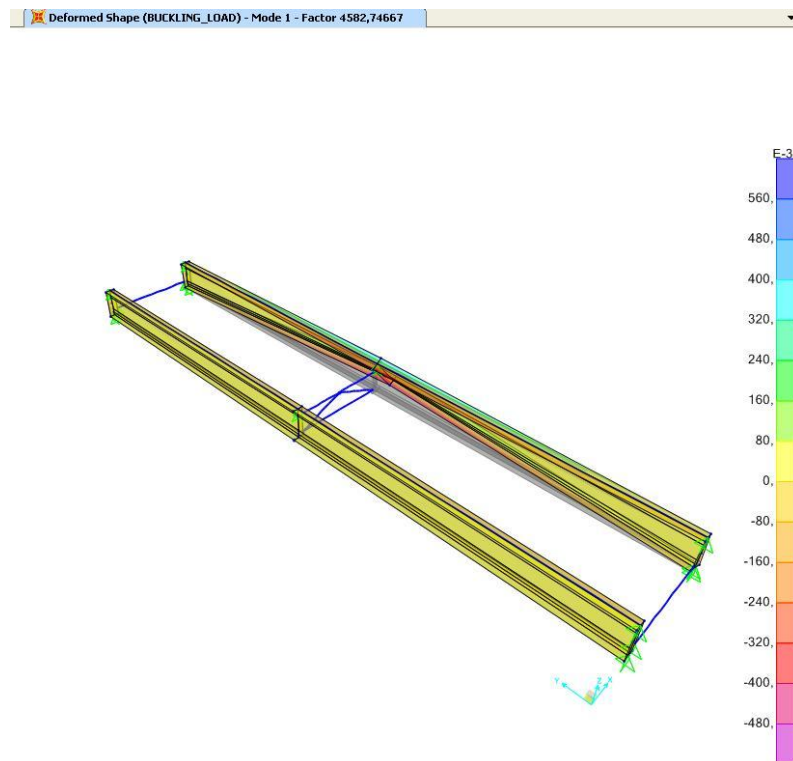
Figur 5.10: Kritisk vippningslast av 130416 N utan brobaneplatta vilket ger ett kritiskt vippningsmoment av 52,2 MNm med ett avstånd av 8,0 m mellan tvärbalkar.



Figur 5.11: Kritisk vippningslast av 52419 N utan brobaneplatta vilket ger ett kritiskt vippningsmoment av 21,0 MNm med ett avstånd av 10,0 m mellan tvärbalkar.



Figur 5.12: Kritisk vippningslast av 12619 N utan brobaneplatta vilket ger ett kritiskt vippningsmoment av 5,1 MNm med ett avstånd av 13,3 m mellan tvärbalkar.



Figur 5.13: Kritisk vippningslast av 4583 N utan brobaneplatta vilket ger ett kritiskt vippningsmoment av 1,8 MNm med ett avstånd av 20,0 m mellan tvärbalkar.

Tabell 5.4: Sammanställning av spänningskapacitet med avseende på vippning.

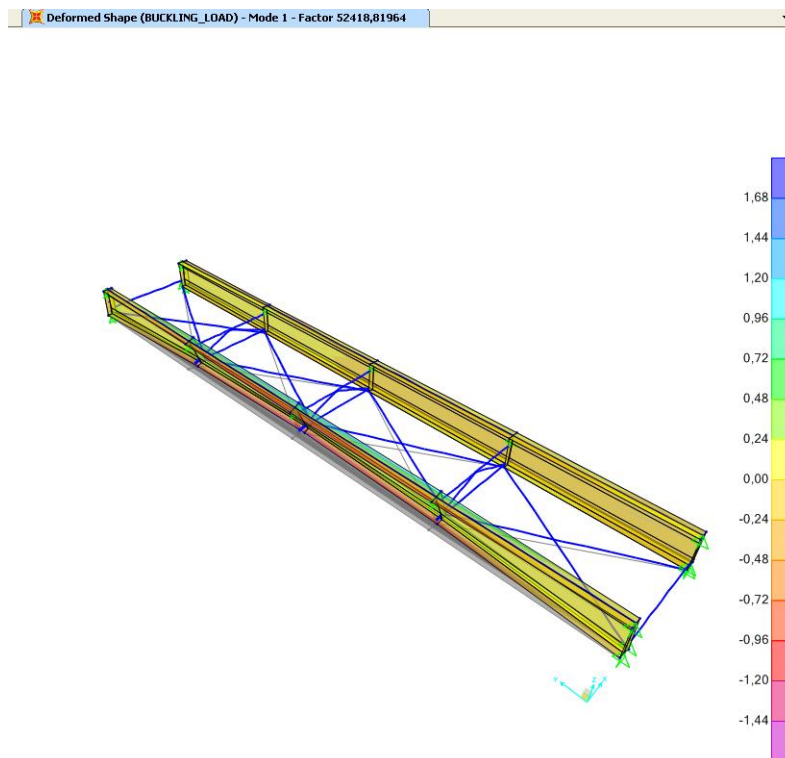
Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	110,5	20,4	380,2
6,67	52,9	18,2	340,3
8	52,2	18,1	339,2
10	21,0	12,9	241,3
13,3	5,1	4,3	79,9
20	1,8	1,7	31,2

I tabell 5.4 ses det att när avståndet mellan tvärbalkarna är större än 10 m, vilket är 25 % av bronns totala längd så minskar bärförmågan mot vippning avsevärt. Tabell 5.4 ger att ett avstånd av 10 m mellan tvärbalkarna räcker för att klara kraven enligt kapitel 5.4.6.

Att vippningsmomentet minskar betydligt snabbare mellan 8-10 m än för 6,67-8 m beror förmodligen på att här börjar man närma sig ett kritiskt avstånd mellan tvärbalkarna. Vilket är intressant eftersom skillnaden mellan ökning i avstånd mellan tvärbalkarna är liten.

5.4.3 Vippning med horisontell stabilisering

En vippningsanalys utförs med horisontell stabilisering mellan tvärbalkarna för att se hur detta påverkar vippningskapaciteten. De horisontella fackverken antas utföras med rundstänger M30, vilka är ledat infästa och har en diameter av 30 mm. Två olika placeringar av fackverkan kontrolleras, dels i underkant av balkarna och i ovankant. Figur 5.14 visar principen för hur stängarna placeras i underkant och en sammanställning av resultaten ges i tabell 5.5 och 5.6.



Figur 5.14: Illustration av den horisontella stabiliseringen i underkant vid ett avstånd mellan tvärbalkarna av 10 m. En kritisk vippningslast av 52419 N vilket ger ett kritiskt vippningsmoment av 21 MNm.

Tabell 5.5: Spänningskapacitet för huvudbalkarna med horisontell stabilisering i underkant.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	110,5	20,4	380,2
6,67	52,9	18,2	340,3
8	52,2	18,1	339,2
10	21,0	12,9	241,3
13,3	5,1	4,3	79,9
20	1,8	1,7	31,2

I tabell 5.5 ses det att spänningskapaciteten inte skiljer sig från resultaten i tabell 5.4 och ett avstånd mellan tvärbalkarna på 10,0 m erfordras.

Beräkningar i SAP 2000 för horisontell stabilisering i ovankant ger ett resultat enligt tabell 5.6. Vilket visar en ökad kapacitet mot vippning i jämförelse med tabell 5.4, med detta utförande kan avståndet mellan tvärbalkar ökas till 13,3 m enligt kapitel 5.4.6.

Tabell 5.6: Spänningskapacitet för huvudbalkarna med horisontell stabilisering i ovankant.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	491,1	22,4	418,0
6,67	245,8	21,7	404,5
8	215,7	21,5	401,4
10	91,8	20,0	372,3
13,3	46,1	17,7	329,6
20	5,2	4,4	82,6

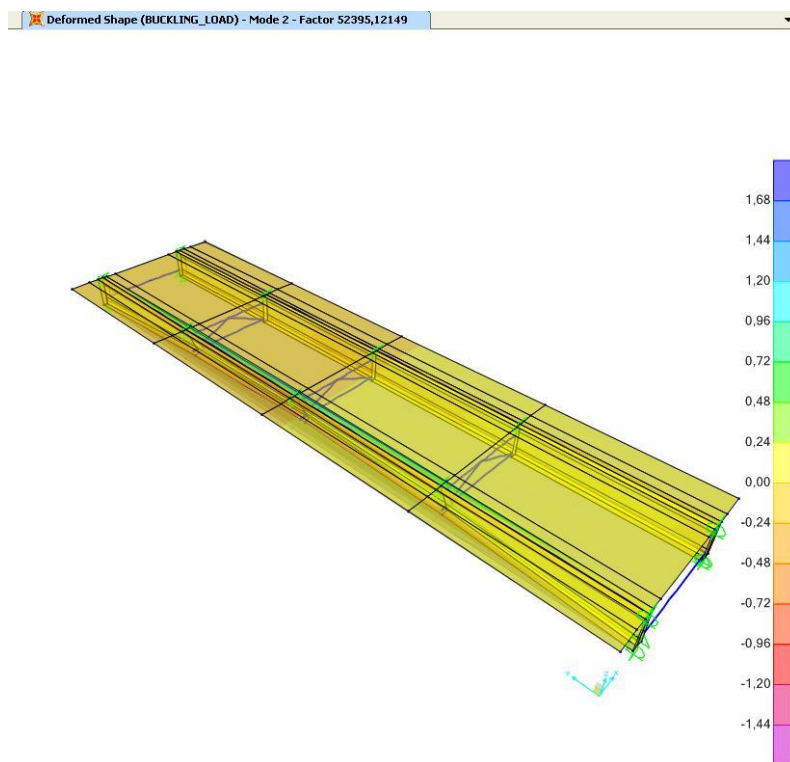
Anledningen till att kapaciteten ökar med stabilisering i ovankant beror förmodligen på att man stabiliserer den tryckta överflänsen och därmed motverkar vippning.

5.4.4 Vippning med brobaneplatta

På samma sätt som i kapitel 5.3.1 utförs här vippningsanalyser. Skillnaden här är att brobanan antas monterad och styvar upp konstruktionen. Brobanan antas vara monterad med skruvar som ger en viss styvhet i limträbalkarnas fiberriktning. Vilket minskar risken för vippning, för att se hur hög total styvhet dessa skruvar behöver ha utförs vippningsanalyser i SAP 2000.

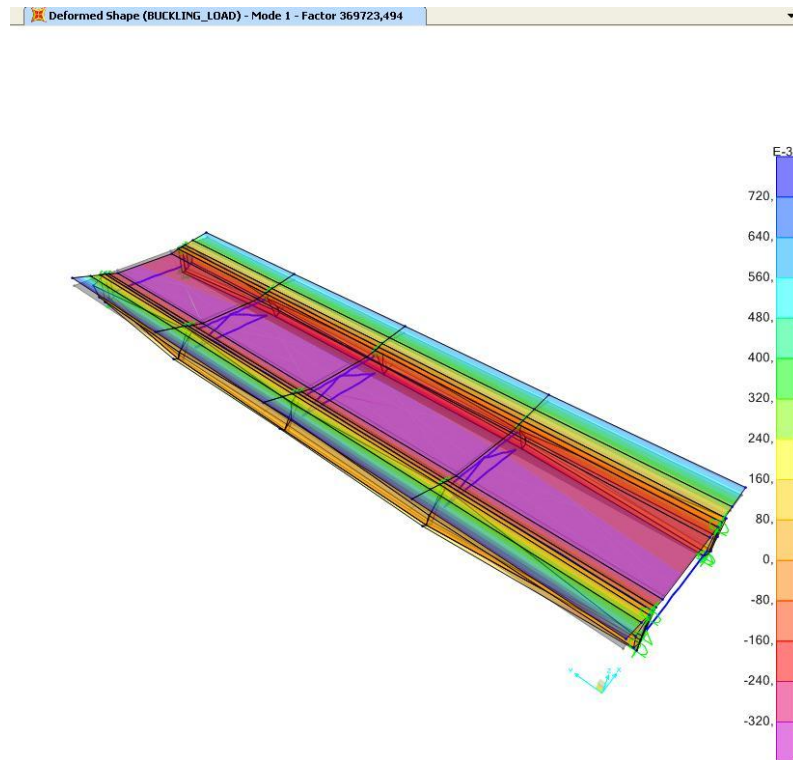
Analyserna utförs med tre olika avstånd mellan tvärbalkarna 6,67 m, 10 m och 20 m, för att se om avståndet inverkar.

I figur 5.15 visas den kritiska vippningslasten om avståndet mellan tvärbalkarna är 10 m och skruvarna inte bidrar med någon styvhet. En jämförelse med beräkningarna utan brobaneplatta i figur 5.11 ger samma resultat.



Figur 5.15: Kritiskt vippningslast av 52395 N för bro med 10 m mellan tvärbalkarna, ingen styvhet från skruvar. Ett kritiskt vippningsmoment av 21,0 MNm.

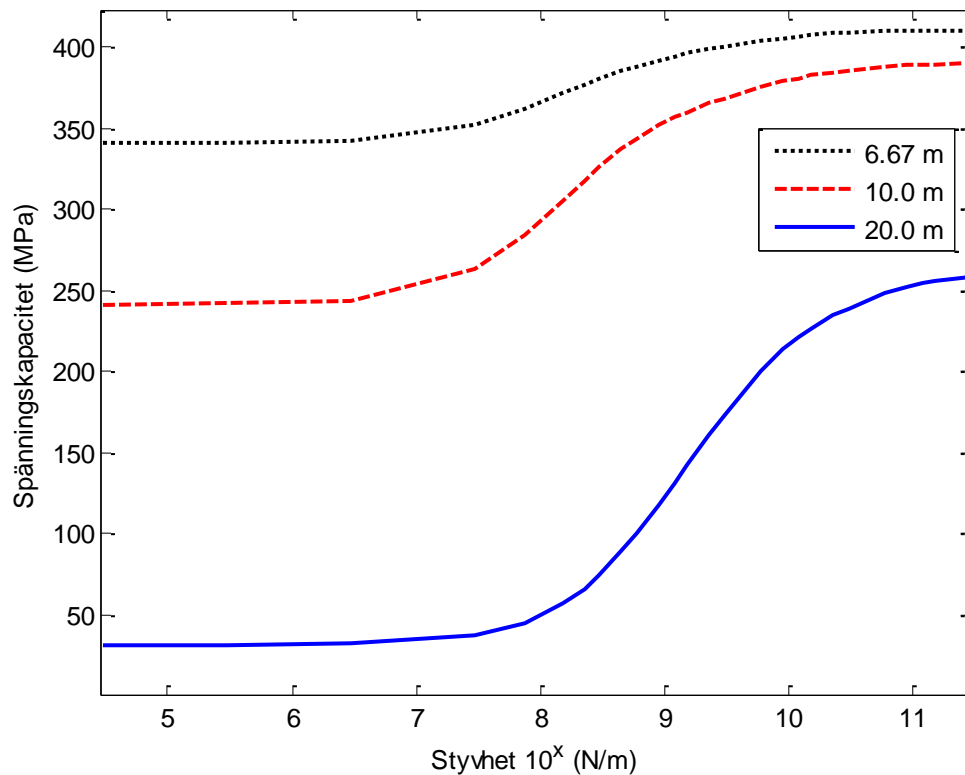
I figur 5.16 visas den kritiska vippningslasten om avståndet mellan tvärbalkarna är 10 m och oändligt antal skruvar monteras. Detta är den högsta vippningslasten som bron klarar.



Figur 5.16: Kritiskt vippningslast av 369723 N, oändlig styvhet från skruvar. Ett kritiskt vippningsmoment av 147,9 MNm.

För att beräkna den totala styvheten som behövs appliceras fjädrar i modellen mellan huvudbalkar och brobanaplatta vilket ses i figur 5.6. Denna styvhet varieras och värdena som används redovisas i tabell B.7-B.9 för de olika avstånden mellan tvärbalkarna.

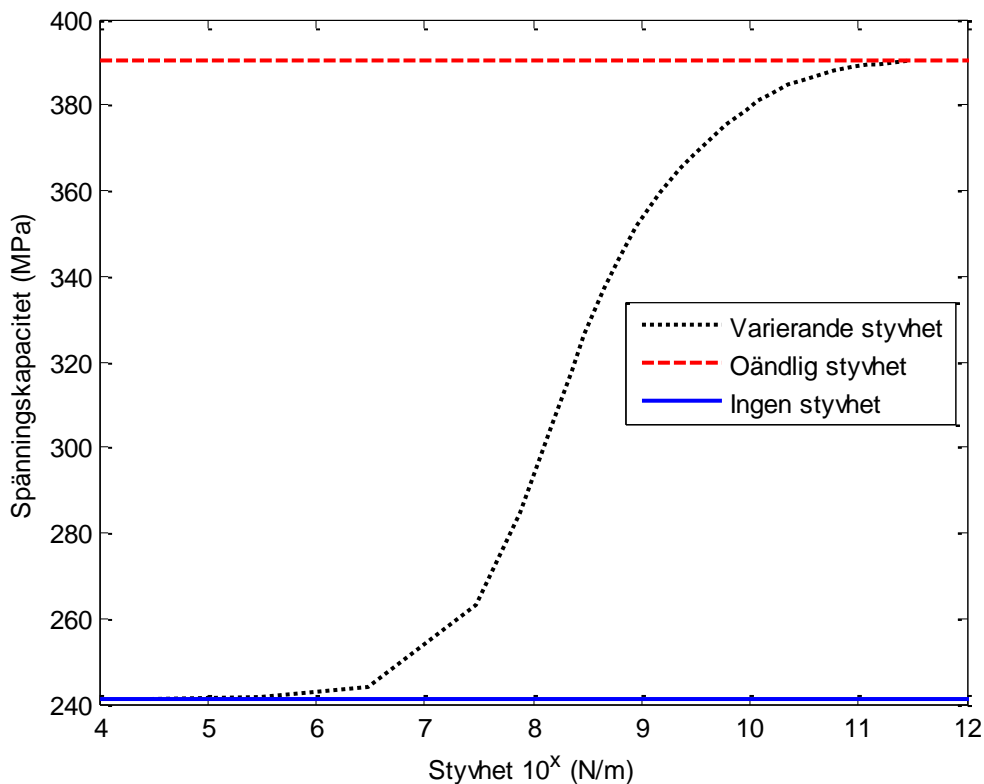
En jämförelse av spänningskapaciteterna ses i figur 5.17 för de olika avstånden mellan tvärbalkarna. Där totala styvheten från skruvarna varierar.



Figur 5.17: Spänningskapacitetens variation beroende av skruvarnas totala styvhet. Olika avstånd mellan tvärbalkarna beaktas.

I figur 5.17 ses det att spänningskapacitet ökar med minskat avstånd mellan tvärbalkarna. Vilket även är fallet utan brobaneplattan monterad. Det observeras också att när avståndet är större mellan tvärbalkarna så ökas vippningskapacitet mer om brobaneplattan blir styvare.

I figur 5.18 ses en närmare analys av fallet med 10 m mellan tvärbalkarna. Då detta är maximala avståndet enligt kontroll i kapitel 5.4.2.



Figur 5.18: Momentkapacitetens variation med avseende på vippning, beroende av skruvarnas totala styvhet.

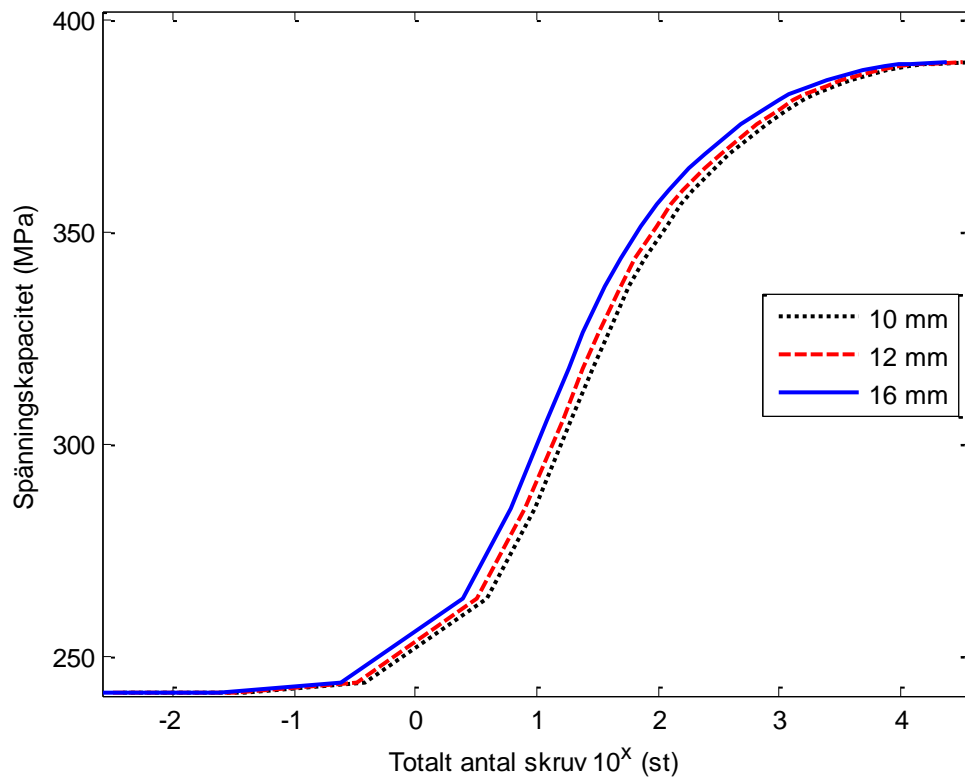
Det ses att en maximal spänningskapacitet av 390 MPa uppnås vilket är lägre än stålets sträckgräns. Figur 5.18 visar att spänningskapacitetet planar ut vid en viss total styvhet. Därför antas en total styvhet av 9 GN/m vara tillräcklig då spänningskapaciteten då är 378,8 MPa enligt tabell B.8. Denna spänningskapacitet är dock ca 3,2 % lägre än den maximala enligt ekvation 4.9 men detta anses acceptabelt.

För att uppnå den totala styvheten av 9 GN/m kan till exempel fransk träskruv användas. Med en diameter av 12 mm ges styvheten för en skruv av ekvation 5.7. Där densiteten för limträ är $\rho_k = 430 \text{ kg/m}^3$, värdet på K_{ser} dubblas för att ta hänsyn till att det är ett förband mellan stål och trä enligt kapitel 7.1 i [13].

$$K_{ser} = \rho_k^{1,5} d / 23 = 9,3 \text{ kN/mm} \quad (5.7)$$

Ekvation 5.7 ger att det totalt behövs 968 stycken skruvar för att uppnå erforderad styvhet. Fördelat på de båda balkarna ger detta ett avstånd mellan skruvarna på 160 mm.

Dimensionen för skruvarna är avgörande för den totala styvheten. I figur 5.19 visas effekten av olika dimensioner på de franska träskruvarna.



Figur 5.19: Spänningskapacitet beroende på totalt antal skruvar monterad mellan huvudbalkar och brobaneplatta.

Beräkningar enligt ekvation 5.7 ger att vid en dimension av 10 mm behövs 1168 stycken skruvar och med ett avstånd mellan skruvarna på 130 mm. Vid den grövre dimensionen av 16 mm behövs 728 stycken skruvar med ett avstånd mellan skruvarna på 210 mm. Vilket visar att valet av dimension på skruvarna inverkar stort på antalet skruvar som behöver monteras.

5.4.5 Kontroll av spänningar utan brobaneplatta

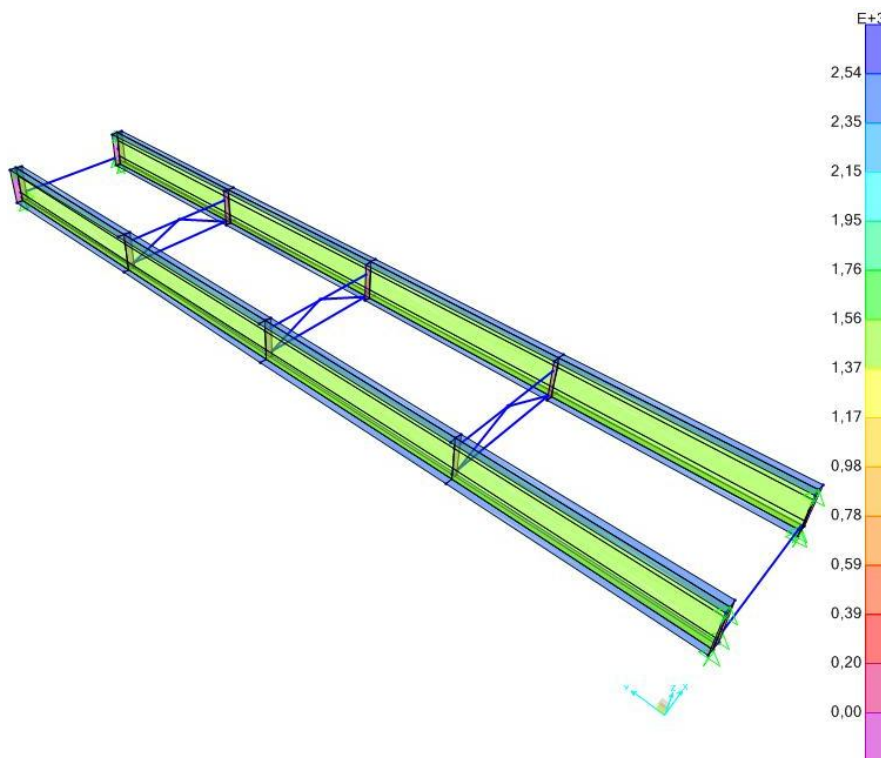
Spänningarna som uppkommer av egentyngheter av stål och limträ samt för den horisontella vindlasten kontrolleras för att jämföra med de kritiska spänningarna i tabell 5.4.

I tabell 5.7 illustreras lasterna vilka används som indata till SAP 2000, beräknade enligt kapitel B.1.

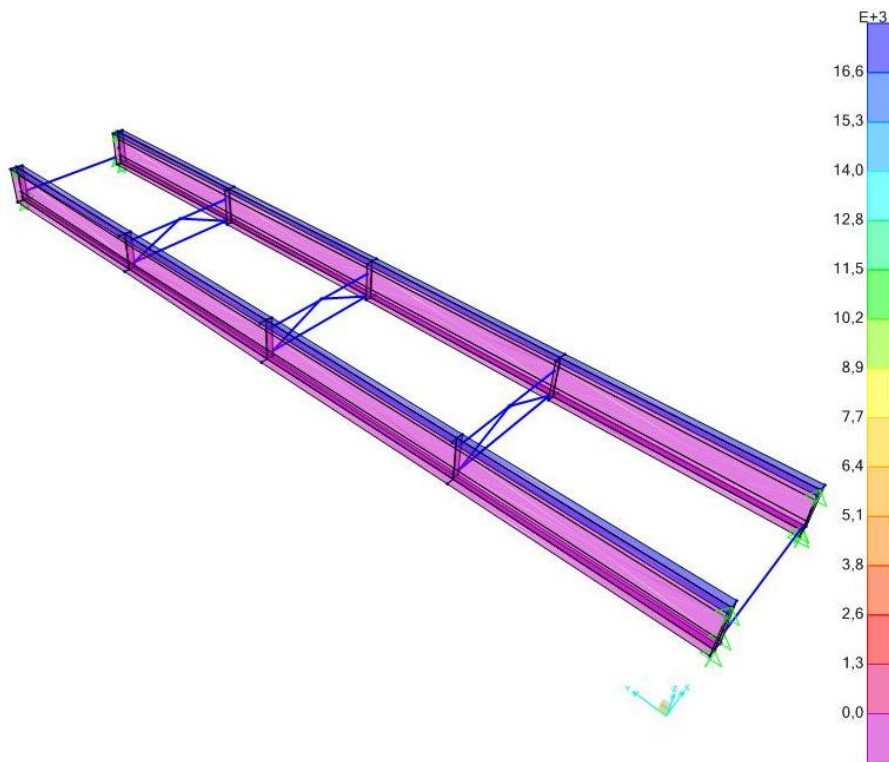
Tabell 5.7: Indata laster bro utan brobaneplatta.

Balkdel	Last (kN/m^2)
Överfläns	2,541
Liv	1,54
Underfläns	2,541
Brobaneplatta	16,2
Vindlast	0,551

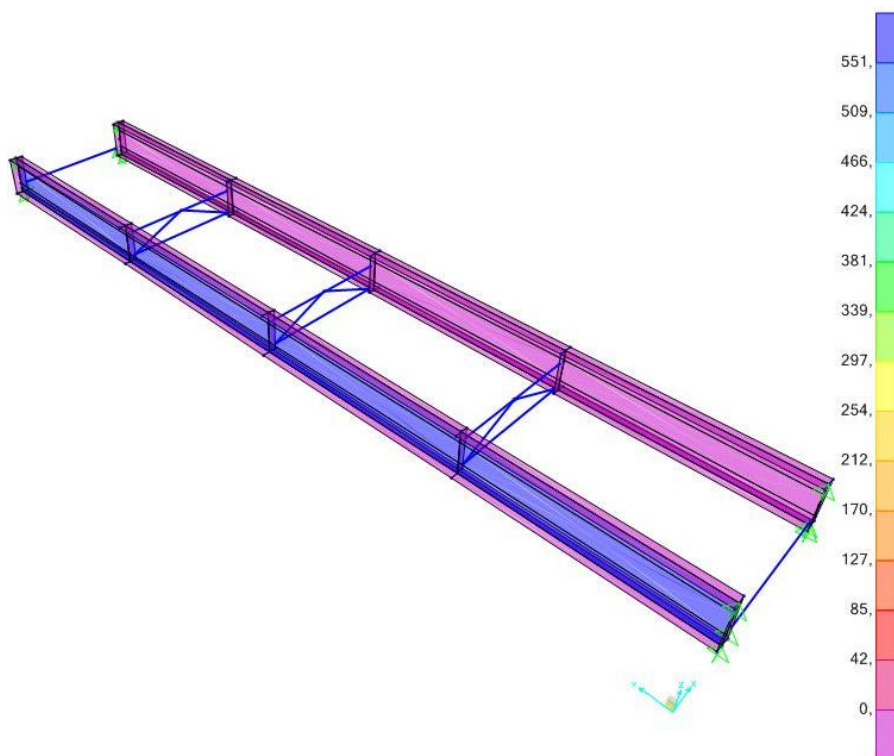
I figur 5.20–5.22 illustreras hur lasterna är fördelade på bron.



Figur 5.20: Last av stålets egentynghet i N.



Figur 5.21: Last av egentyngd av limträdäck i N.



Figur 5.22: Last av den horisontella vindlasten i N.

Bron kontrolleras i brottgränstillståndet och lastfall att beakta är enligt [16] 6.10a och 6.10b.

Säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,0$

Vindlast : $\psi_{0,i} = 0,3$

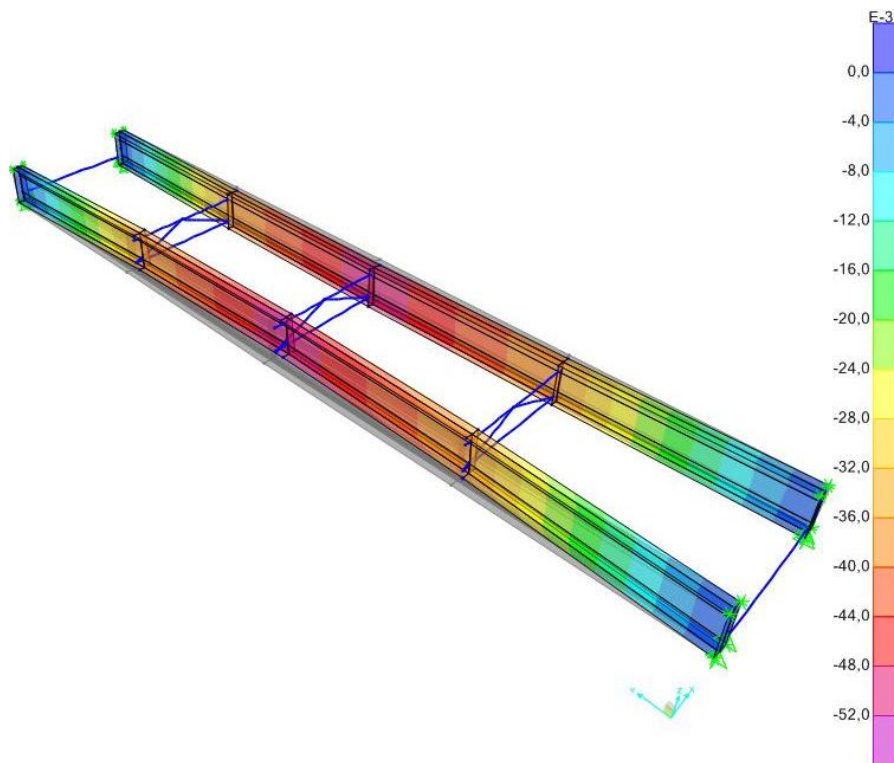
$$G_{kj,sup} = q_{stål} + q_{limträ}$$

$$6.10a: \gamma_d 1,35 G_{kj,sup} + \sum \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

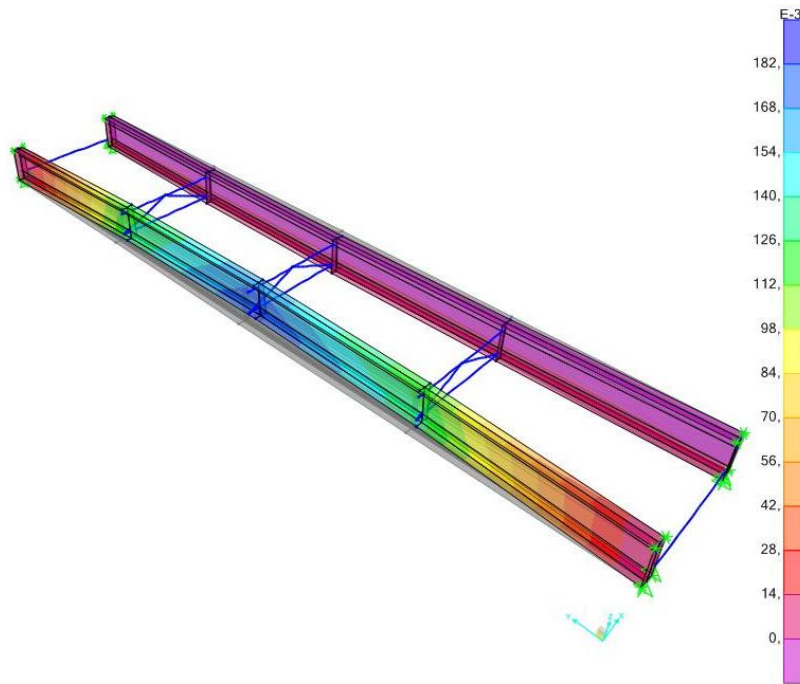
$$6.10b: \gamma_d 1,2 G_{kj,sup} + \gamma_d 1,5 Q_{k,1} + \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Detta ger att lastfall 6.10b är dimensionerande i brottgränstillståndet.

I figur 5.23 och 5.24 visas brons deformationer på grund av dessa laster.

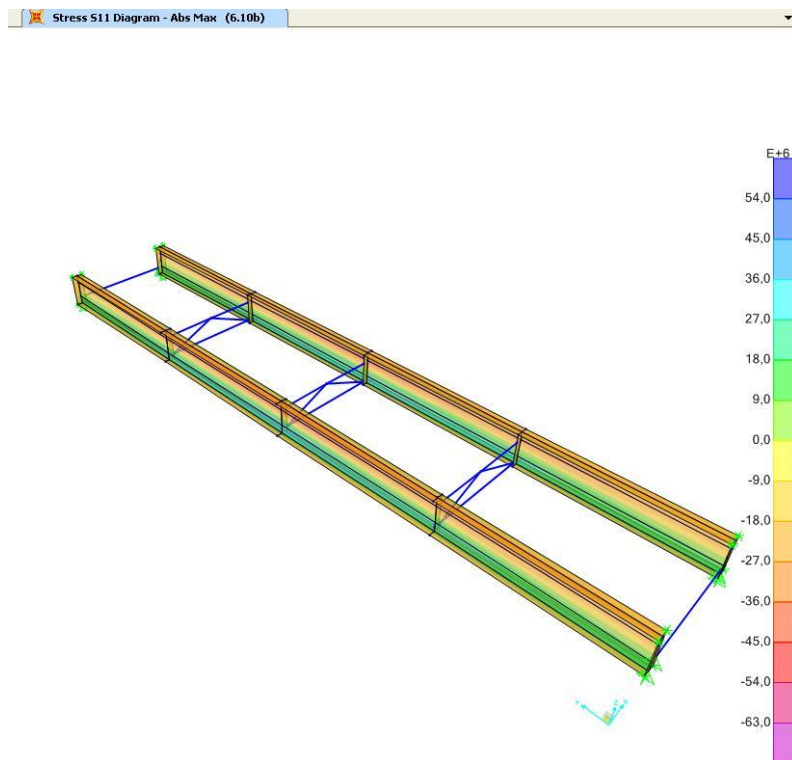


Figur 5.23: Deformation i vertikal led.

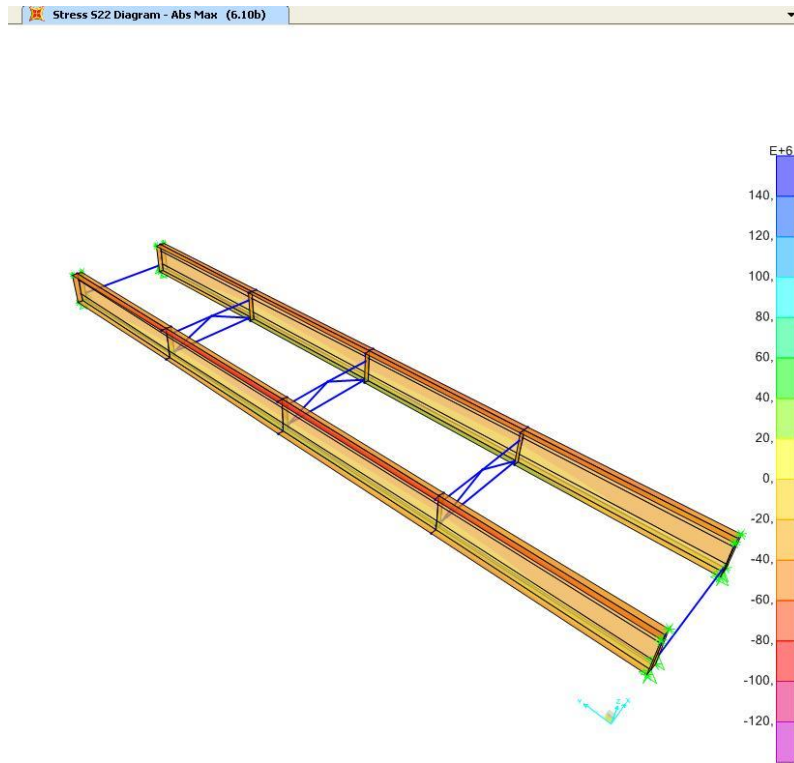


Figur 5.24: Deformation i horisontal led.

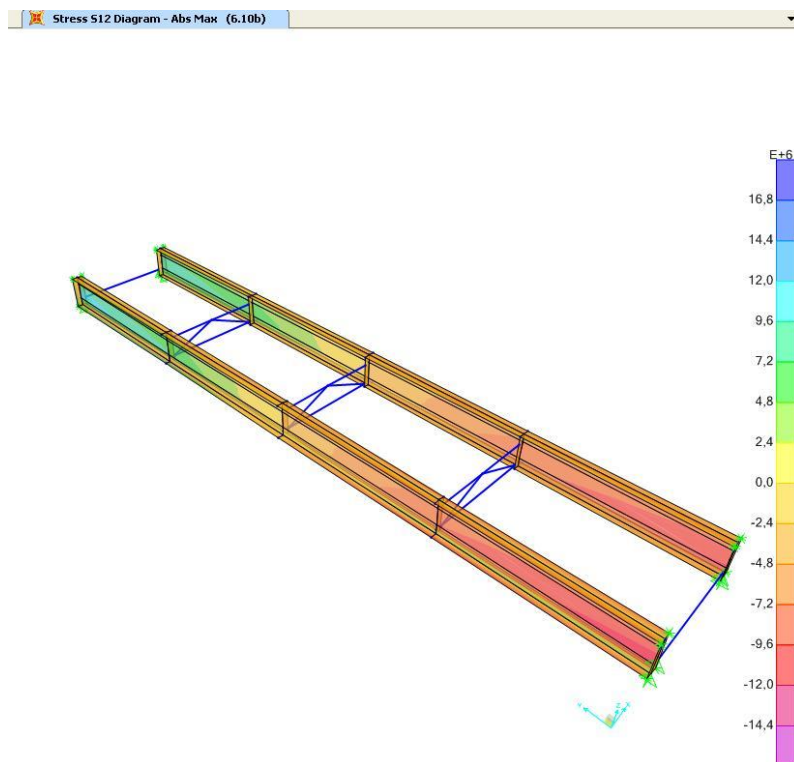
Spänningarna σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} och von Mises effektiva spänningar illustreras i figur 5.25–5.28 samt dess värden i tabell 5.8.



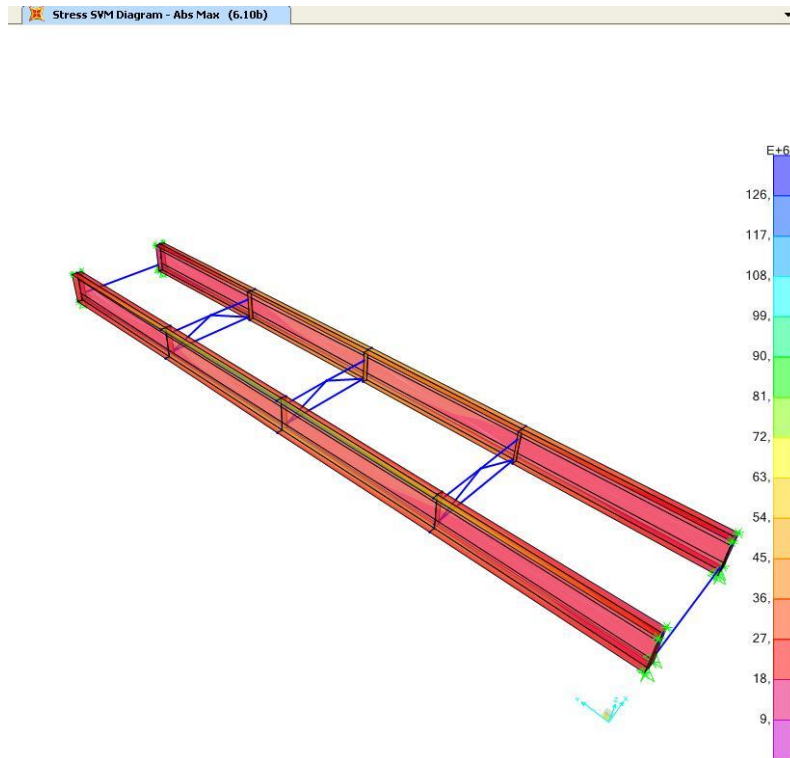
Figur 5.25: Spänningar i σ_{11} -riktning i Pa.



Figur 5.26: Spänningar i σ_{22} -riktning i Pa.



Figur 5.27: Spänningar i σ_{12} -riktning i Pa.



Figur 5.28: Von Mises effektiva spänningar i Pa.

Tabell 5.8: Sammanställning av spänningar och utböjningar, värden avläste från underflänsen eftersom denna vippar.

Spänningar och utböjningar	
σ_{11} (MPa)	22,3
σ_{22} (MPa)	- 132,9
σ_{12} (MPa)	- 1,9
σ_{VM} (MPa)	129,6
u_1 (mm)	182,0
u_3 (mm)	52,0

I tabell 5.8 kan det ses att den maximala spänningen som uppkommer innan brobanepattan monterats är 129,6 MPa och detta är den spänning som balkarna dimensioneras mot innan brobanepattan monterats.

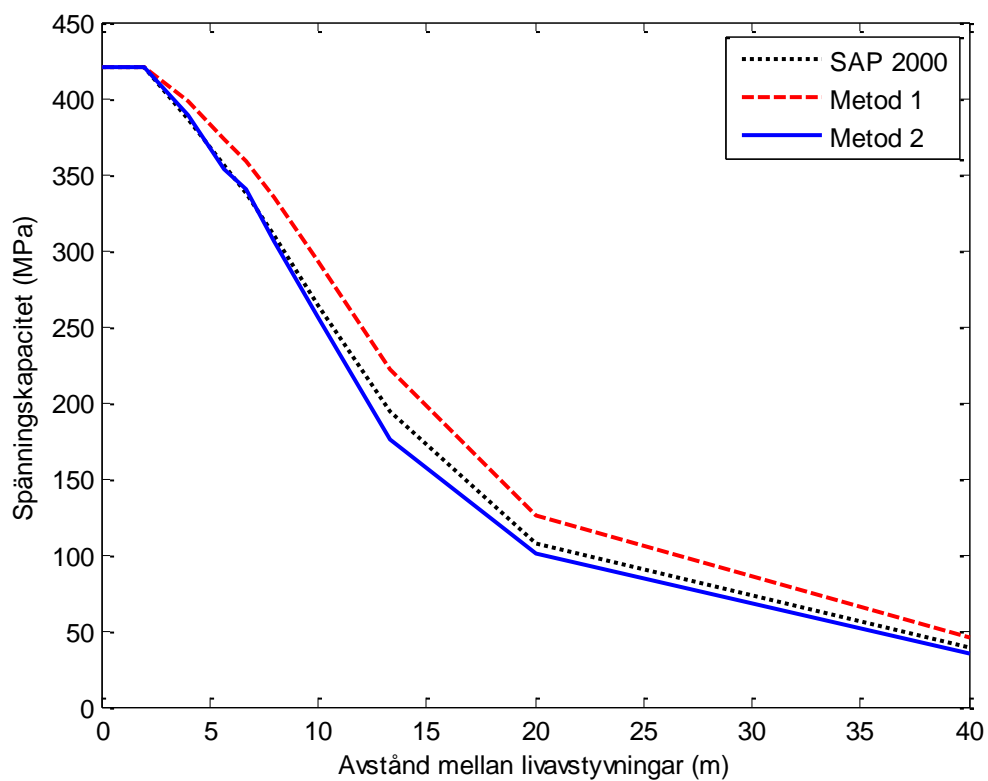
5.4.6 Kontroll av resultat

En sammanställning utförs här av resultaten från vippningsanalyserna för att se hur många tvärbalkar som behövs för brobaneplattan i limträ. I tabell 5.9 presenteras jämförelsen av de teoretiska beräkningarna för vippning med resultaten från SAP 2000. Värdena från SAP 2000 är modellerade som en fritt upplagd balk utsatt för en jämnt utbredd last.

Tabell 5.9: Sammanställning av resultat, momentkapacitet mot vippning för fritt upplagd balk.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Handberäkning Metod 1	Handberäkning Metod 2	SAP	Differens Metod 1	Differens Metod 2
5,714	20,0	18,9	19,1	0,96	1,01
6,67	19,2	18,2	18,1	0,94	0,99
8	17,9	16,4	16,6	0,93	1,01
10	15,7	13,7	14,1	0,90	1,03
13,3	11,9	9,4	10,4	0,87	1,11
20	6,7	5,4	5,8	0,87	1,07

I tabell 5.9 ses det att de teoretiska beräkningarna stämmer bra med resultaten från SAP 2000. Att metod 1 skiljer sig något mer beror förmodligen på att de teoretiska beräkningarna i metod 1 tar hänsyn till konstant moment, medan beräkningarna i SAP 2000 betraktar en jämnt utbredd last som i metod 2.



Figur 5.29: Spänningskapacitet, lokalbuckling.

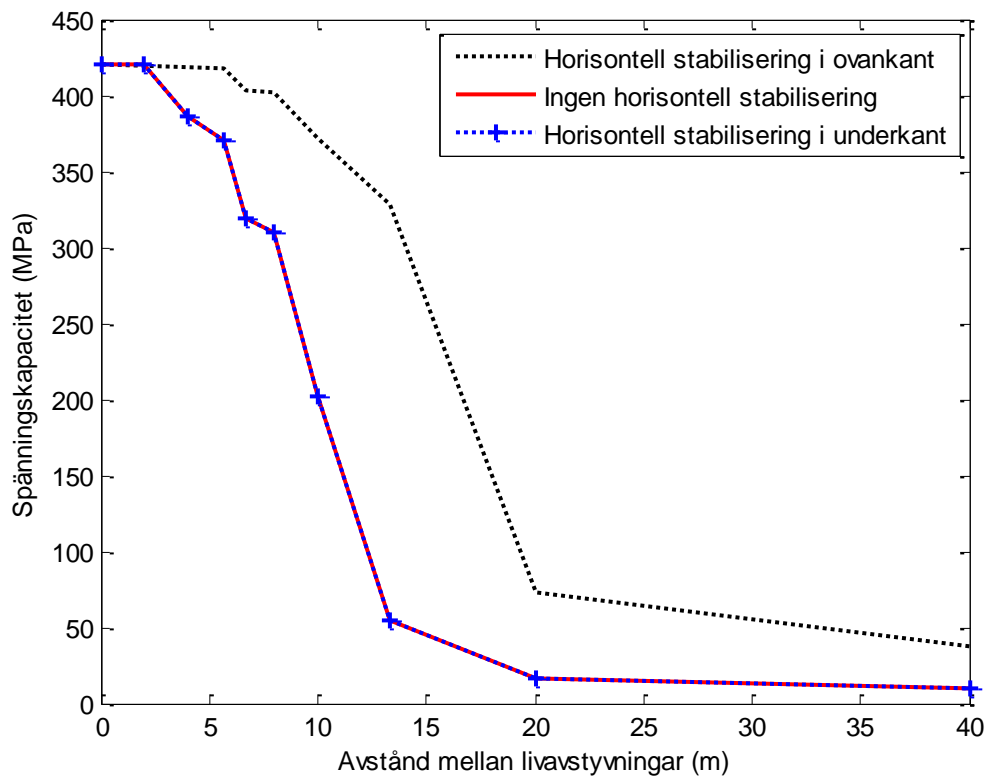
I figur 5.29 visas resultatet grafiskt där det också ses att resultaten följer samma tendenser. De olika teoretiska metoderna presenterades i kapitel 5.3.

I tabell 5.10 ses det att momentkapaciteten ökar när horisontell stabilisering finns monterad i ovankant av huvudbalkarna. Ett avstånd av 13,3 m mellan tvärbalkarna räcker med detta alternativ. Utan horisontell stabilisering behövs ett maximalt avstånd av 10 m mellan tvärbalkarna.

Tabell 5.10: Sammanställning av resultat, momentkapacitet mot vippning.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Utan horisontell stabilisering	Med horisontell stabilisering	Differens
5,714	20,4	22,4	0,91
6,67	18,2	21,7	0,84
8	18,1	21,5	0,84
10	12,9	20,0	0,65
13,3	4,3	17,7	0,24
20	1,7	4,4	0,39

I figur 5.30 ses det att avtagandet av momentkapaciteten följer liknande tendens med och utan horisontell stabilisering.



Figur 5.30: Bärförmåga mot vippning för huvudbalkar.

Det teoretiskt högsta kritiska vippningsmomentet för en bro med två huvudbalkar och med tvärbalkar erhålls enligt ekvation 5.7 enligt [27]. Där S är avståndet mellan de båda huvudbalkarna, L är huvudbalkarnas längd och övriga variabler definieras i kapitel A.1.1.

$$\frac{1,12\pi^2 SE}{L^2} \sqrt{I_y I_z} = 84,9 \text{ MNm} \quad (5.7)$$

Resultaten i tabell 5.11 kan jämföras med resultaten enligt SAP 2000 i tabell 5.2–5.6. En jämförelse visar att det teoretiska värdet är 15 % lägre än högsta värdet enligt SAP 2000.

Tabell 5.11: Spänningskapacitet för huvudbalkarna, teoretisk beräkning.

Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
84,9	19,7	367,9

Kapitel 6

Kontroll av bron i bruksgränstillståndet

Bron kontrolleras i bruksgränstillståndet för spänningsbegränsningar, utmattningsbrott på grund av hög livslankhet och för deformationsberäkning av nedböjningar i vertikal led. Deformationsberäkning kontrolleras både med handberäkningar och med beräkningsmodellen i SAP 2000.

6.1 Spänningsbegränsningar

De nominella spänningarna av lastkombinationer begränsas enligt ekvation 6.1 och 6.2 enligt kapitel 7.3 i [12].

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (6.1)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}} \quad (6.2)$$

Då skjuvspänningarna inte existerar där maxmomentet finns för fritt upplagd balk så ger bara böjspänningarna tillskott. Beräkningar i kapitel A.5.1 visar att kravet i ekvation 6.3 uppfylls. Spänningarna hämtas från tabell 4.3 underkant överfläns.

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \Rightarrow 285,8 < 355 \rightarrow OK! \quad (6.3)$$

6.2 Begränsningar av andning

Om livplåtarnas slankhet är stor kan utmattningsbrott ske vid anslutningen mellan liv och fläns. Detta kontrolleras i ekvation 6.4 enligt kapitel 7.4 i [12].

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \begin{cases} 30 + 4,0L \\ 300 \end{cases} \rightarrow 96,7 < \begin{cases} 190 \\ 300 \end{cases} \rightarrow OK! \quad (6.4)$$

Ekvation 6.4 visar att utmattningsbrott ej sker på grund av för slanka livplåtar.

6.3 Begränsningar av nedböjning

6.3.1 Handberäkning av nedböjningar

Lastfall att beakta är enligt [16] 6.14b och 6.16b. För utförligare beräkningar se kapitel A.5.3.

$$6.14b: 1,0G_{kj,sup} + 1,0Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i}Q_{k,i} = 59,7 \text{ kN/m} \quad (6.5)$$

$$6.16b: 1,0G_{kj,sup} + \psi_{2,i}Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i} = 42,1 \text{ kN/m} \quad (6.6)$$

Fritt upplagd balk ger att ekvation 6.7 används för att beräkna nedböjningen [16]. Värdena från ekvation 6.5 och 6.6 insatt i ekvation 6.7 ger resultat enligt 6.8 och 6.9.

$$v = \frac{5qL^4}{384EI_y} \quad (6.7)$$

$$6.14b: 177 \text{ mm} \quad (6.8)$$

$$6.16b: 125 \text{ mm} \quad (6.9)$$

Kravet är satt till ekvation 6.10 enligt kapitel 12.4.2 i [1].

$$v_{max} = \frac{L}{400} = 100 \text{ mm} < \{6.14b, 6.16b\} \quad (6.10)$$

Ekvation 6.10 ger att deformationen i vertikal led blir för stor och detta kan lösas med att bron byggs med en överhöjning.

6.3.2 Nedböjning enligt SAP 2000

De vertikala deformationerna beräknas med SAP 2000 för att verifiera beräkningsmodellen och se att bron klarar kraven.

De laster som antas inverka vid deformationsberäkningarna beräknades i kapitel 3.1.1 och 3.1.2 och presenteras nedan:

- Egentyngd stål.
- Egentyngd limträdäck.
- Egentyngd kantbalkar.
- Egentyngd beläggning.
- Egentyngd räcken.
- Trafiklast.

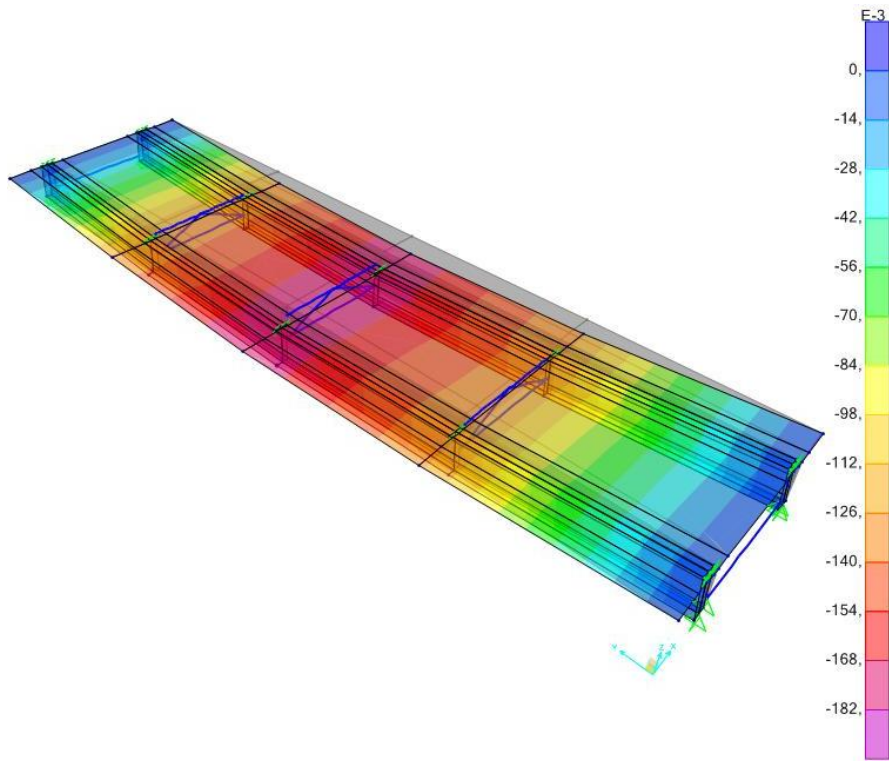
Vindlasten medräknas inte eftersom den endast antas ha störst inverkan innan montering av brobaneplattan. Temperaturlasten medräknas ej heller eftersom den angriper i tvärsnittets tyngdpunkt och därför inte ger någon inverkan. Den militära trafiklasten behöver ej medräknas vid kontroll av bruksgräns enligt [19].

I tabell 6.1 illustreras de laster som används som indata till SAP 2000, beräknade enligt kap B.1.2.

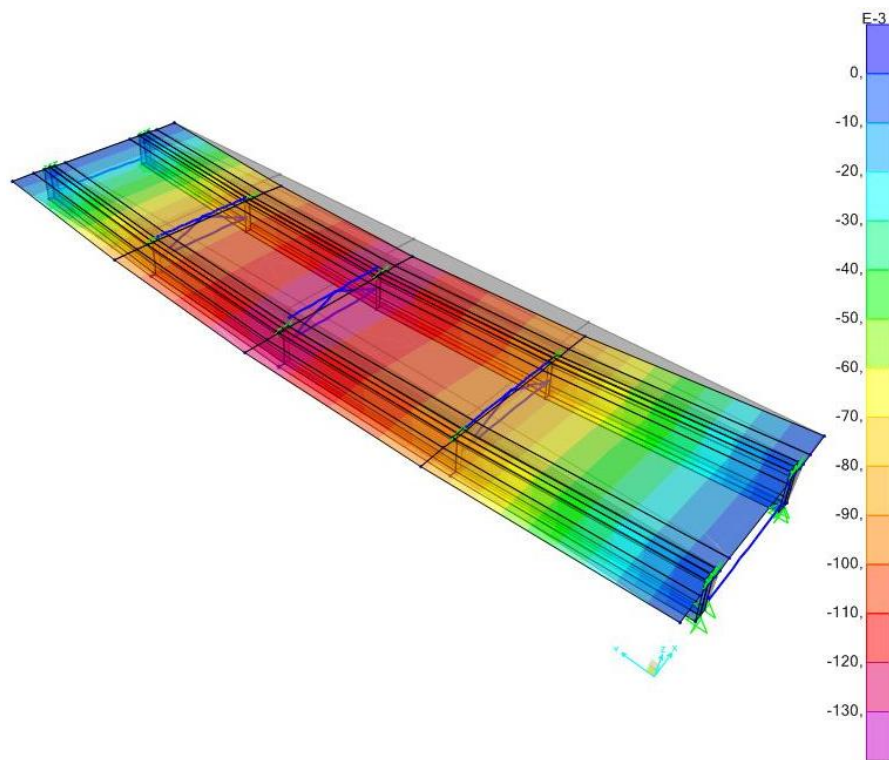
Tabell 6.1: Indata laster bro med brobaneplatta.

Balkdel	Last (kN/m^2)
Överfläns	2,541
Liv	1,54
Underfläns	2,541
Brobaneplatta	1,883
Vindlast	0,551
Beläggning	2,585
Kantbalk	0,386
Räcke	0,097
Trafiklast	2,425

Lasterna från stålet verkar på samma sätt som enligt kapitel 6.3.1 och de andra lasterna verkar som laster per kvadratmeter över brobaneplattan. Resultat redovisas i figur 6.1 och 6.2 och sammanfattas i tabell 6.2.



Figur 6.1: Nedböjning vertikalled i m, lastfall 6.14b.



Figur 6.2: Nedböjning vertikalled i m, lastfall 6.16b.

Nedböjningarna i vertikal led u_3 från de olika lastfallen presenteras i tabell 6.2. En jämförelse med ekvation 6.8 och 6.9 visar att deformationen i vertikalled från SAP 2000 fortfarande är högre än kravet.

Tabell 6.2: Sammanställning av deformationer i vertikal led.

Lastfall	Nedböjningar SAP 2000 u_3 (mm)	Nedböjningar kapitel 6.3.1 u_3 (mm)	Skillnad mellan nedböjning (%)
6.14b	181	177	2,3
6.16b	128	125	2,4

Kapitel 7

Kontroll av ekonomi för projektet

Först utförs en överslagsberäkning av de kostnader som skiljer den befintliga bron över bönälven från de nya förslagen. Efter detta jämförs alternativen för att se hur mycket som skiljer kostnadsmässigt.

7.1 Ekonomi för befintlig bro

Eftersom liknande area har valts för tvärsnitten av huvudbalkarna antas kostnaden för dessa vara densamma. De komponenter som skiljer alternativen presenteras nedan:

- Antal tvärbalkar UPE 200.
- Den platsgjutna betongplattan inklusive arbete.
- Armering av den platsgjutna betongplattan.
- Skjuvförbindare.
- Antal livavstyvningar.

Kostnaden för dessa presenteras i tabell 7.1 och kostnaderna för betong och arbete är hämtade från [20] och kostnaderna för stål enligt [3] där arbete är inräknat i priset. Armeringspriset för färdigbockad armering har hämtats från [17] och då är frakt inkluderad i priset. För utförligare beräkningar se kapitel A.6.1.

Tabell 7.1: Kostnadsuppskattning befintlig bro över bönälven.

Komponent	Antal	Enhet	Tid (h)	Pris (kr)	Totalt (kr)
Tvärbalk UPE 200	2 647	kg		25	66 175
Valvform	374	m ²		100	18 700
Valvform arbete	374	m ²	0,5	450	84 150
Kantbalksform	90	m ²		30	2 700
Kantbalksform arbete	90	m ²	2	450	81 000
Betong C35/45	144	m ³		1 300	187 200
Betongpump	1	st		30 000	30 000
Armering K500B	231	ton		7 200	1 663 200
Livavstyvning	426	kg		50	21 300
Skjuvförbindare 150 mm	890	st		30	26 700
Skjuvförbindare 200 mm	112	st		35	3 920
Totalt					2 185 470

7.2 Ekonomi för bro med brobaneplatta av limträ

7.2.1 Tvärspäänd brobaneplatta

De komponenter som skiljer sig från kapitel 7.1 är:

- Antal tvärbalkar UPE 200.
- Brobaneplattan av limträ
- Antal livavstyvningar.
- Kantbalkar av prefabriceradbetong 400x400 mm.

Kostnaden för dessa presenteras i tabell 7.2 och kostnaderna för stål är som tidigare hämtat enligt [3] där arbete är inräknat i priset. Priset för brobaneplattan av limträ är givet av [18] där även montering och frakt är inräknad. Priset för kantbalkar har hämtats från [20].

Tabell 7.2: Kostnadsuppskattning för bro med tvärspäänd brobaneplatta.

Komponent	Antal	Enhet	Tid (h)	Pris (kr)	Totalt (kr)
Tvärbalk UPE 200	1 324	kg		25	33 100
Kantbalk	12,8	m ³		1 300	16 640
Livavstyvning	213	kg		50	10 650
Brobaneplatta	4694	m			2 820 000
Totalt					2 880 390

7.2.2 Lamelldäck

De komponenter som skiljer sig från kapitel 7.2.1 är att nu är limträdeckets utfört som ett lamelldäck. Vilket medför att inga spännstag behövs eller montering av dessa. En sammanställning av kostnaderna visas i tabell 7.3.

Tabell 7.3: Kostnadsuppskattning för bro med lamelldäck.

Komponent	Antal	Enhet	Tid (h)	Pris (kr)	Totalt (kr)
Tvärbalk UPE 200	1 324	kg		25	33 100
Kantbalk	12,8	m ³		1 300	16 640
Livavstyvning	273	kg		50	10 650
Brobaneplatta	4694	m			2 320 000
Totalt					2 380 390

7.3 Kostnadsjämförelse mellan alternativen

Enligt kapitel 7.1 och 7.2 kan det ses att reduceringen av tvärbalkar som blivit möjlig att utföras med brobanedäcket av limträ har sparat en stålkostnad på 43 725 kr.

En jämförelse mellan tabell 7.1–7.3 visar att utförandet av brobaneplattan av limträ är dyrare än att gjuta en betongfarbana. Prisuppgifterna är dock osäkra då det hade behövts en mer ingående analys för att erhålla ett mer tillförlitligt resultat.

Som slutsats kan dras att alternativet med en brobaneplatta av limträ är dyrare med det underlag som kontrollerats i detta arbete. Men förmodligen kan en stor kostnad sparas in ändå eftersom att bron kan byggas betydligt snabbare än samverkansbron då ingen härdning av betong behöver beaktas.

Kapitel 8

Diskussion och slutsatser

8.1 Diskussion

Enligt kapitel 3.1.1 om permanenta laster ses det att valet av att ha en brobaneplatta av limträ istället för av betong minskar den utbredda lasten från egentyngheden med nästan en fjärdedel. Detta visar sig minska risken för vippningen eftersom spänningarna i balkarna minskar på grund av den minskade utbredda lasten.

Bärförmågeberäkningarna enligt kapitel 4 visar att det modifierade tvärsnittet med samma area som för den befintliga bron klarar de laster den utsätts för. Detta trots att det inte antas finnas någon samverkan mellan stålbalkarna och brobaneplattan.

Vippningsberäkningarna enligt kapitel 5 visar att bron med det ursprungliga avståndet mellan tvärbalkarna av 5.714 m klarar ett högt vippningsmoment i förhållande till vad den utsätts för. När brobaneplattan sedan monteras klarar bron något lägre vippningsmoment än böjmomentkapaciteten vid ett avstånd mellan tvärbalkarna av 10 m, risken för vippning är dock reducerad markant. I figur 5.17 ses att om avståndet mellan tvärbalkar minskas så behövs lägre total styvhet hos brobaneplattan. Om avståndet är större än 10 m så kan inte brobaneplattan tillföra tillräcklig styvhet för att bron ska klara kraven för spänningskapacitet. I figur 5.18 ser man att efter ett visst antal skruvar monterats så ökar inte kapacitet mot vippning mer, utan kurvan planar ut.

När avståndet mellan tvärbalkarna ökar så minskas vippningsmomentet snabbt vilket kan ses i figur 5.30. Att vippningskapacitet minskar snabbare vid analys av hela bron i SAP 2000 än i förhållande till beräkningarna av en fritt upplagd balk kan bero på att vid analys av hela bron så sker global vippning av hela balken. Vid den fritt upplagda balken tas ingen hänsyn till den globala vippningen utan endast att vippning sker mellan tvärbalkarna. Vilket kan resultera i de högre resultaten för de teoretiska beräkningarna för fritt upplagd balk.

Vippningsberäkningarna vid reducerat antal tvärbalkar visar att antal tvärbalkar kan minskas till 3 stycken och antalet ändtvärbalkar är fortfarande 2 stycken. Vilket är möjligt tack vare att egentyngheden av brobaneplattan minskats och därmed lägre spänning uppkommer innan brobaneplattan monterats. Vippningsberäkningarna visar också att vid ett visst avstånd mellan tvärbalkarna så ökar inte vippningsmomentet mer, vilket kan ses i figur 5.30.

Inverkan av horisontell stabilisering ses i figur 5.30. Stabilisering i underkant ger ingen ökad bärförmåga men stabilisering i ovkant ökar vippningskapaciteten. Detta beror förmodligen på att den horisontella stabiliseringen ökar vippningskapaciteten genom att stabilisera den tryckta överfläsen.

I kapitel 6.3.1 och 6.3.2 visas att brons vertikala deformationer blir större än de tillåtna. Resultaten visar att de teoretiska handberäkningarna stämmer bra överrens med beräkningarna enligt SAP 2000. Endast en skillnad på mellan 2,3–2,4 % uppkommer. För att klara kravet för deformationer kan bron förslagsvis byggas med en överhöjning av bron.

Den översiktliga kostnadsberäkningen enligt kapitel 7 visar att armeringen är en stor kostnad i den befintliga samverkansbron. Kostnaden för att utföra brobaneplattan i limträ är dock större enligt kapitel 7.2 och 7.3. Den totala stålkostnaden minskas dock i dessa alternativ eftersom antalet tvärbalkar och livavstyvningar kan minskas med hälften.

Sammanfattningsvis kan sägas att valet av att ha en brobaneplatta av limträ kan visa sig vara konstruktionsmässigt och förmodligen också ekonomiskt hållbart. Kostnaderna är dock endast överslagsmässigt utförda och det man sparar i tidsvinst med en brobaneplatta av limträ är inte inräknat i kostnadsberäkningen. Den reducerade samhällsekonomiska kostnaden som uppkommer med en bro med en brobaneplatta av limträ bör också undersökas. Detta kan vara till exempel att en motorväg inte behöver vara avstängd under lika lång tid eftersom montering går snabbare med detta alternativ. Vilket både sparar pengar och minskar irritation hos trafikanter.

Problem med hur konstruktionen av limträddäcket ska utföras måste också tas hänsyn till. För förslaget med tvärspänd platta finns problem hur skarvarna mellan de tvärspända plattorna ska utföras. Problem finns också vid övergången till landfästena där det krävs en öppning på ca 250 mm för att rymma spännsystemet. Vid förslaget med ett lamelldeck ökar förmodligen balkhöjden ytterligare eftersom samverkan mellan limträbalkarna blir sämre än för en tvärspänd platta. Fördelarna är att man slipper skarva spännstagen i längdled och att öppningen mellan trädäck och landfäste kan utföras avsevärt mindre. Montagetiden kan dock öka något men resulterar förmodligen inte i högre kostnad tack vare att borring för spännstag ej behöver utföras.

8.2 Vidare studier

Som vidare studier för att utföra en bro med huvudbalkar av stål och en brobaneplatta av trä rekommenderas att undersöka vissa detaljer ytterligare. Framförallt hur detaljlösningar bör utföras för att få en brobaneplatta som inte utsätts för väta så att man kan garantera att bron klarar kraven av trafikverket. En av de detaljer som är extra viktig att kontrollera är anslutningen av kantbalkar till brobaneplattan vilken kan ses i figur 2.7 och 2.8.

Vidare bör också uppbyggnaden av limträddäcket studeras ytterligare. Detta för att avgöra hur limträddäcket ska utföras konstruktionsmässigt. Bland annat hur man kommer åt att inspektera spännanordningar och anslutningar vid behov. Samt hur man skyddar brobaneplattan mot fukt så att inte röta uppkommer i konstruktionen.

För att uppnå samma livslängd som för en samverkansbro av stål och betong måste det också undersökas ytterligare hur underhåll av limträddäcket bör utföras. Till exempel om stålstagen

för den tvärsända plattan behöver spännas om, eller om någon balk eller detalj behöver bytas ut.

Avslutningsvis så hade det också varit av intresse att undersöka ett alternativ där det råder samverkan mellan huvudbalkar och limträäck, för att se hur att sådant alternativ klarar kraven och kan konstrueras.

Referenser

- [1] Bro 2004 (2004) – Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar. Publikation 2004:56. Vägverket. ISSN: 1401-9612
- [2] Carlsson, Fredrik (2011), Bridge loads according to EC. Hämtat från <http://www.kstr.lth.se/fileadmin/kstr/pdf_files/vbk041/forelas/Bridge_loads.pdf>. Publicerat 31 augusti 2011. Hämtat 3 mars 2012.
- [3] Carlsson, Tenncce (2012). Lecor Stålteknik AB, Kungälv. 18 april 2012.
- [4] Crocetti, Roberto (2011), Composite Structures. Hämtat från <http://www.kstr.lth.se/fileadmin/kstr/pdf_files/vbk041/forelas/Composite_new.pdf>. Publicerat 13 september 2011. Hämtat 2 april 2012.
- [5] Crocetti, Roberto (2012), Verkningsätt hos verkliga balkar. Hämtat från <http://www.kstr.lth.se/fileadmin/kstr/pdf_files/VBKN01/staal_vippning_nytt.pdf>. Publicerat 2011. Hämtat 13 mars 2012.
- [6] CSI Berkeley (2012), SAP2000 features. Hämtat från <<http://www.csiberkeley.com/sap2000>>. Hämtat 24 april 2012.
- [7] Eurokod 1 (2005) – Laster på bärverk: Del 1-4: Allmänna laster - vindlast. Svensk Standard SS-EN-1991-1-4:2005.
- [8] Eurokod 1 (2003) – Laster på bärverk: Del 1-5: Allmänna laster - temperaturförändringar. Svensk Standard SS-EN-1991-1-5:2003.
- [9] Eurokod 1 (2003) – Laster på bärverk: Del 2: Trafik last på broar. Svensk Standard SS-EN-1993-1-1:2005 SS-EN-1995-2:2003
- [10] Eurokod 3 (2005) – Dimensionering av stålkonstruktioner: Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. Svensk Standard SS-EN-1993-1-1:2005
- [11] Eurokod 3 (2006) – Dimensionering av stålkonstruktioner: Del 1-5: Plåtbalkar. Svensk Standard SS-EN-1993-1-5:2006.
- [12] Eurokod 3 (2006) – Dimensionering av stålkonstruktioner: Del 2: Broar. Svensk Standard SS-EN-1993-2:2006.
- [13] Eurokod 5 (2004) – Dimensionering av träkonstruktioner: Del 1-1: Allmänt-Gemensamma regler och regler för byggnader. Svensk Standard SS-EN-1995-1-1:2004.
- [14] Exponent, Inc (2010), Pedestrian Bridge Collapse. Hämtat från <http://www.exponent.com/pedestrian_bridge_collapse/>. Publicerat 2010. Hämtat 8 april 2012.

- [15] Institute of Steel Construction, m.fl. (2001), Composite Bridge Design for Small and Medium Spans. PRF Report Nr 133/02. s. 2-2.
- [16] Isaksson, Tord & Mårtensson, Annika (2010), Byggkonstruktion – Regel och formelsamling. Studentlitteratur AB, Lund. s. 148.
- [17] Lundgren, Magnus (2012). Celse Steel Service, Halmstad. 18 april 2012.
- [18] Martinsson, Jens (2012). Martinsons Träbroar, Skellefteå. 22 maj 2012.
- [19] MB 802 (2009) – Bärighetsutredning av byggnadsverk. Publikation 2009:61. Vägverket. ISSN: 1401-9612
- [20] Månsson, Sara (2012). Tyréns, Malmö. 17 april 2012.
- [21] Ottosen, Niels & Petersson, Hans (1992), Introduction to the Finite Element Method. Prentice Hall Europe. s. 335-363. ISBN: 0-13-473877-2.
- [22] Thelandersson, Sven (2001). Stålkonstruktioner, KFS AB, Lund.
- [23] TRVR Bro 11 (2011), Trafikverkets tekniska råd Bro. Hämtat från <http://publikationswebbutik.vv.se/upload/6498/2011_086_trvr_bro_11.pdf>. Publicerat november 2011. Hämtat 9 mars 2012.
- [24] Träguiden (2011), Nya hållfasthetsklasser gäller för limträ när Eurokod 5 införs. Hämtat från <<http://www.traguiden.se/TGtemplates/GeneralPage.aspx?id=7701>>. Hämtat 11 april 2012.
- [25] Tyréns AB (2011), Bygghandlingar för bro över bönälven, Kalix Norrbottens län.
- [26] Vägverket (2007), Standardritning Nr 583:2S-as. Hämtat från <https://batman.vv.se/batinfo/ritningar/vv_forteckning_sgt_ritn.htm>. Publicerat 2007. Hämtat 13 mars 2012.
- [27] Yura, Joseph m.fl. (2008). Global Lateral Buckling of I-Shaped Girder Systems

Bilagor

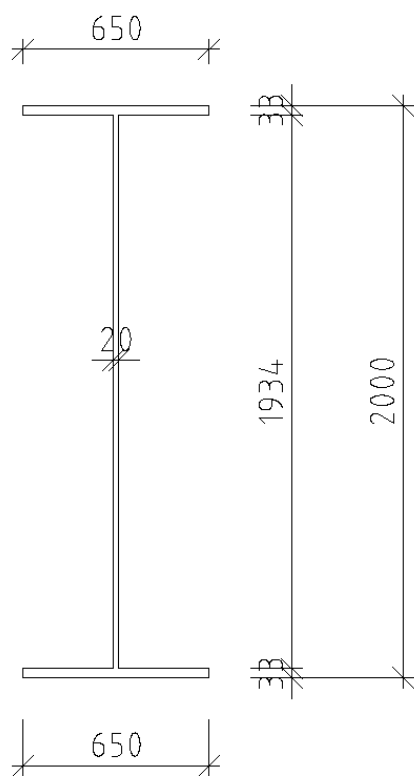
A Handberäkningar

I bilaga A utförs utförliga handberäkningar bland annat för tvärsnittsegenskaper, laster, spänningar och vippningskapacitet för den studerade bron.

A.1 Tvärsnittsdata

A.1.1 Tvärsnittsstorheter

Huvudbalkens tvärsnitt visas i figur A.1 och tillhörande dimensioner i tabell A.1.



Tabell A.1: Tvärsnittsdimensioner.

Tvärsnittsdel	Dimension (mm)
$W_{f,top}$	650
$W_{f,bot}$	650
$t_{f,top}$	33
$t_{f,bot}$	33
t_w	20
h_w	1934
h	2000

Figur A.1: Översikt av balkens tvärsnitt.

Tvärsnittets delareor och totala area beräknas enligt ekvation A.1-A.4.

$$A_{öfl} = w_{f,top} \cdot t_{f,top} = 650 \cdot 33 = 21450 \text{ mm}^2 \quad (\text{A.1})$$

$$A_{Ufl} = w_{f,bot} \cdot t_{f,bot} = 650 \cdot 33 = 21450 \text{ mm}^2 \quad (\text{A.2})$$

$$A_{Liv} = h_w \cdot t_w = 1934 \cdot 20 = 38680 \text{ mm}^2 \quad (\text{A.3})$$

$$A_{Stål} = A_{öfl} + A_{Ufl} + A_{Liv} = 21450 + 21450 + 38680 = 81580 \text{ mm}^2 \quad (\text{A.4})$$

Eftersom tvärsnittet är dubbelsymmetriskt hamnar tyngdpunkten på tvärsnittets halva höjd.

$$y_{tp} = \frac{h}{2} = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ mm}$$

Tröghetsmomentet i balkens styva riktning beräknas enligt ekvation A.5 och i dess veka riktning enligt ekvation A.6.

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{w_{f,bot} \cdot t_{f,bot}^3}{12} + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{w_{f,top} \cdot t_{f,top}^3}{12} + w_{f,bot} \cdot t_{f,bot} \left(y_{tp} - \frac{t_{f,bot}}{2} \right)^2 + \\ &+ w_{f,top} \cdot t_{f,top} \left(h - y_{tp} - \frac{t_{f,top}}{2} \right)^2 \\ I_y &= \frac{650 \cdot 33^3}{12} + \frac{20 \cdot 1934^3}{12} + \frac{650 \cdot 33^3}{12} + 650 \cdot 33 \left(1000 - \frac{33}{2} \right)^2 + 650 \cdot \\ &\cdot 33 \left(2000 - 1000 - \frac{33}{2} \right)^2 = 5,355 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (\text{A.5})$$

$$\begin{aligned} I_z &= \frac{t_{f,bot} \cdot w_{f,bot}^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + \frac{t_{f,top} \cdot w_{f,top}^3}{12} \\ I_z &= \frac{33 \cdot 650^3}{12} + \frac{1934 \cdot 20^3}{12} + \frac{33 \cdot 650^3}{12} = 1,512 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (\text{A.6})$$

Det elastiska böjmotståndet för den tryckta överflänsen och den dragna underflänsen beräknas enligt ekvation A.7 och A.8.

$$W_{öfl} = \frac{I_y}{h - y_{tp}} = \frac{5,355 \cdot 10^{10}}{2000 - 1000} = 53,550 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (\text{A.7})$$

$$W_{Ufl} = \frac{I_y}{y_{tp}} = \frac{5,355 \cdot 10^{10}}{1000} = 53,550 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad (\text{A.8})$$

St-Venants vridmotstånd beräknas enligt ekvation A.9 och Vlasovsk motstånd enligt ekvation A.10.

$$\begin{aligned} I_t &= \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{w_{f,bot} \cdot t_{f,bot}^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} + \frac{w_{f,top} \cdot t_{f,top}^3}{12} \\ I_t &= \frac{650 \cdot 33^3}{12} + \frac{1934 \cdot 20^3}{12} + \frac{650 \cdot 33^3}{12} = 20,73 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (\text{A.9})$$

$$I_w = \frac{I_z (h - t_{f,bot})^2}{4} = \frac{1,512 \cdot 10^9 (2000 - 33)^2}{4} = 1,463 \cdot 10^{15} \text{ mm}^6 \quad (\text{A.10})$$

A.1.2 Tvärsnittsklass

Ståltvärsnittet kontrolleras i vilken tvärsnittsklass det hamnar för att veta om dess kapacitet behöver reduceras eller inte. Samt om en plastisk eller elastisk dimensionering bör utföras. Kontrollen sker enligt [16] och redovisas för över- och underfläns i ekvation A.11-A.16. Ingen hänsyn tas till svetsarna då utbredningen för dessa är små i förhållande till tvärsnittets dimensioner.

Överfläns:

$$\beta_f = \frac{c}{t} = \frac{(w_{f,top} - t_w)}{2t_{f,top}} = \frac{(650-20)}{2 \cdot 33} = 9,5 \quad (\text{A.11})$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{420}} = 0,748 \quad (\text{A.12})$$

$$TK3: \frac{c}{t} \leq 14\varepsilon \rightarrow 9,5 < 10,47 \rightarrow TK3 \quad (\text{A.13})$$

Underfläns:

$$\beta_f = \frac{c}{t} = \frac{(w_{f,bot} - t_w)}{2t_{f,bot}} = \frac{(650-20)}{2 \cdot 33} = 9,5 \quad (\text{A.14})$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{420}} = 0,748 \quad (\text{A.15})$$

$$TK3: \frac{c}{t} \leq 14\varepsilon \rightarrow 9,5 < 10,47 \rightarrow TK3 \quad (\text{A.16})$$

Liv:

Eftersom tvärsnittet är dubbelsymmetriskt är spänningsfördelningen i tvärsnittet jämnt fördelad. Tvärsnittsklassen beräknas för livet i ekvation A.17-A.19.

$$\beta_w = \frac{c}{t} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{1934}{20} = 96,7 \quad (\text{A.17})$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814 \quad (\text{A.18})$$

$$TK3: \frac{c}{t} \leq 124\varepsilon \rightarrow 96,7 < 100,9 \rightarrow TK3 \quad (\text{A.19})$$

Ingen reduktion av tvärsnittet erfordras alla delar hamnar i tvärsnittsklass 3. Elastisk dimensionering utförs eftersom tvärsnittet inte uppnår plasticering.

A.2 Laster

Alla laster beräknas så att vardera balk antas ta upp halva lasten.

A.2.1 Permanenta laster

Egentyngd stål:

Tungheten för stål antas till 77 kN/m^3 och multipliceras med tvärsnittsarean för stålbalcken. För att ta hänsyn till tvärbalkar multipliceras detta värde med 10 %.

$$\gamma_{\text{Stål}} = 77 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{\text{Stål}} = 0,08158 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{Stål}} = \gamma_{\text{Stål}} \cdot A_{\text{Stål}} \cdot 1,1 = 77 \cdot 0,081580 \cdot 1,1 = 6,91 \text{ kN/m} \quad (\text{A.20})$$

Egentyngd limträdeck:

Limträdeckets antas ha en tjocklek av 450 mm och tungheten $4,2 \text{ kN/m}^3$.

$$\gamma_{\text{Limträ}} = 4,2 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{\text{Limträ}} = 5,575 \cdot 0,450 = 2,51 \text{ m}^2 \quad (\text{A.21})$$

$$q_{\text{Limträ}} = \gamma_{\text{Limträ}} \cdot A_{\text{Limträ}} = 4,2 \cdot 2,51 = 10,5 \text{ kN/m}$$

Egentyngd beläggning:

Beläggningen dimensioneras enligt tabell G.3-1 – G.3-5 i [23] och presenteras i tabell 3.1, tungheten för beläggningen antas till $\gamma_{\text{Beläggning}} = 23,5 \text{ kN/m}^3$.

Tabell A.2: Beskrivning av beläggningens uppbyggnad.

Typbeläggning 1, uppbyggnad 2aIA		
Tätskikt	Tätskiktsmassa	5 mm
Skyddslager	ABT8/B70/100	25 mm
Bindlager	ABb \geq 11/B70/100	40 mm
Slitlager	ABs \leq 16/B70/100	40 mm

$$\gamma_{\text{Beläggning}} = 23,5 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{\text{Beläggning}} = 0,11 \cdot 5,175 = 0,57 \text{ m}^2 \quad (\text{A.22})$$

$$q_{\text{Beläggning}} = \gamma_{\text{Beläggning}} \cdot A_{\text{Beläggning}} = 23,5 \cdot 0,57 = 13,4 \text{ kN/m}$$

Egentyngd kantbalk av betong:

Kantbalken av betong antas ha dimensionen 400x400 mm och tungheten 25 kN/m³.

$$\gamma_{\text{Betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$A_{\text{Betong}} = 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{Betong}} = \gamma_{\text{Betong}} \cdot A_{\text{Betong}} = 25 \cdot 0,16 = 4,0 \text{ kN/m} \quad (\text{A.23})$$

Egentyngd broräcke:

Broräcket av stål antas ha en egentyngd av 1 kN/m.

$$q_{\text{Räcke}} = 1,0 \text{ kN/m} \quad (\text{A.24})$$

A.2.2 Variabla laster

Vindlast:

Bron dimensioneras mot vindlast enligt [7] och terrängtyp 2 antas. Hänsyn tas endast till vindlast i x-riktning då konstruktionen inte anses ha benägenhet att påverkas av upplyftning.

Formfaktorn för kraft i x-riktningen, kraft i limträbalkarnas fiberriktning:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,3$$

Referenshöjderna beräknas med och utan trafik, där tas hänsyn till balkhöjd, limträdäckets höjd och eventuell trafik.

$$h_{\text{ref},x} = 2 + 0,45 = 2,45 \text{ m}$$

$$h_{\text{ref},\text{trafik},x} = 2 + 0,45 + 2 = 4,45 \text{ m}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$v_b = 22 \text{ m/s}$$

$$C_e(z) = 1,4$$

Vilket ger en utbredd last enligt ekvation A.25 och A.26 med respektive utan trafik.

$$\begin{aligned}q_{vind} &= 0,5\rho v_b^2 c_{f,x} C_e(z) h_{ref,x} = \\ &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22^2 \cdot 1,3 \cdot 1,4 \cdot 2,45 = 1,35 \text{ kN/m}\end{aligned}\tag{A.25}$$

$$\begin{aligned}q_{vind,trafik} &= 0,5\rho v_b^2 c_{f,x} C_e(z) h_{ref,trafik,x} = \\ &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22^2 \cdot 1,3 \cdot 1,4 \cdot 4,45 = 2,45 \text{ kN/m}\end{aligned}\tag{A.26}$$

Temperaturpåverkan:

Bron dimensioneras enligt [8] för temperaturvariationer.

Längdutvidgningskoefficienten sätts till stål och limträ enligt ekvation A.27 och A.28.

$$\alpha_{T,stål} = 12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}\tag{A.27}$$

$$\alpha_{T,limträ} = 50 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}\tag{A.28}$$

Maximal och minimum temperatur i Kalix anges i ekvation A.29 och A.30.

$$T_{max} = 32 \text{ }^{\circ}\text{C}\tag{A.29}$$

$$T_{min} = -41 \text{ }^{\circ}\text{C}\tag{A.30}$$

Eftersom bron är en brobanepatta av trä upplagd på stål balkar så är den typ 2, vilket motsvarar att temperaturfördelningen sker på liknande sätt som för en samverkansbro i stål och betong enligt [8]. Maximala och minimala temperaturer ges enligt ekvation A.31-A.32.

$$T_{e,max} = 37 \text{ }^{\circ}\text{C}\tag{A.31}$$

$$T_{e,min} = -36 \text{ }^{\circ}\text{C}\tag{A.32}$$

Temperaturskillnaderna när bron drar ihop sig eller vill sträcka ut sig ges i ekvation A.33 och A.34.

$$T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 + 36 = 46 \text{ }^{\circ}\text{C}\tag{A.33}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 37 - 10 = 27 \text{ }^{\circ}\text{C}\tag{A.34}$$

Längdförändringarna som temperaturändringen ger upphov till visas i ekvation A.35-A.38.

$$\varepsilon_{\Delta T, con, stål} = \alpha_{T, stål} \Delta T_{N, con} L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 46 \cdot 40 = 22,1 \text{ mm} \quad (\text{A.35})$$

$$\varepsilon_{\Delta T, con, limträ} = \alpha_{T, limträ} \Delta T_{N, con} L = 50 \cdot 10^{-6} \cdot 46 \cdot 40 = 92 \text{ mm} \quad (\text{A.36})$$

$$\varepsilon_{\Delta T, exp, stål} = \alpha_{T, stål} \Delta T_{N, exp} L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 27 \cdot 40 = 13,0 \text{ mm} \quad (\text{A.37})$$

$$\varepsilon_{\Delta T, exp, limträ} = \alpha_{T, limträ} \Delta T_{N, exp} L = 50 \cdot 10^{-6} \cdot 27 \cdot 40 = 56 \text{ mm} \quad (\text{A.38})$$

Trafiklast:

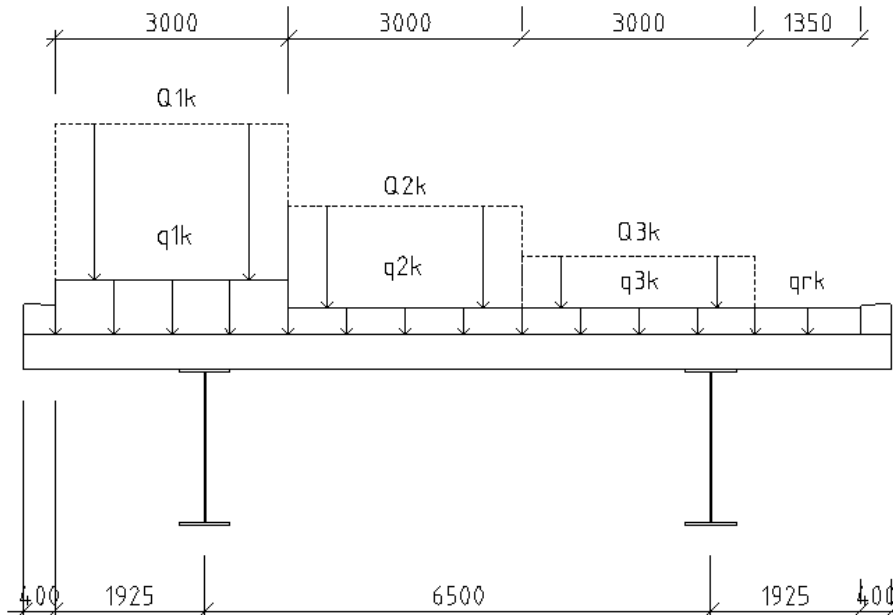
Beräknas utifrån [9] med körbanebredden 10,35 m.

Antal körfält och återstående yta blir med körbanebredden större än 6 m således enligt ekvation A.39 och A.40.

$$n_1 = \text{int} \left(\frac{w}{3} \right) = \text{int} \left(\frac{10,35}{3} \right) = 3,45 \rightarrow n_1 = 3 \quad (\text{A.39})$$

$$\text{Återstående yta: } w - n_1 \cdot 3 = 10,35 - 3 \cdot 3 = 1,35 \text{ m} \quad (\text{A.40})$$

Lasternas fördelning ses i figur A.2.



Figur A.2: Körfältsfördelning.

Lasterna justeras i tabell A.3 enligt tabell 4.2 i [10].

Tabell A.3: Justering av laster i körfält.

Körfält	α_Q	Q	$\alpha_Q Q$ (kN)	α_q	q	$\alpha_q q$ (kN/m ²)
1	0,9	300	270	0,7	9	6,3
2	0,9	200	180	1,0	2,5	2,5
3	0	100	0	1,0	2,5	2,5
4	0	0	0	1,0	2,5	2,5

För att erhålla den största stödreaktionen utförs en momentjämvikt kring den högra balken. Värdet för punktlasterna Q_n divideras här med två eftersom det är två hjulpar som verkar och resultatet ses i ekvation A.41.

$$(\hat{B}): 6,5R_A - Q_{1k}(7,925 + 5,925) - Q_{2k}(5,425 + 3,425) = 0$$

$$R_A = \frac{(135 \cdot 13,85 + 90 \cdot 8,85)}{6,5} = 410,2 \text{ kN} \quad (\text{A.41})$$

För den utbredda lasten utförs en liknande momentjämvikt enligt ekvation A.42 för att erhålla största stödreaktionen.

$$(\hat{B}): 6,5R_A - 3q_{1k} \left(8,425 - \frac{3}{2}\right) - 3q_{2k} \left(5,425 - \frac{3}{2}\right) - 2,425q_{3k} \left(\frac{2,425}{2}\right) +$$

$$+ 0,575q_{3k} \left(\frac{0,575}{2}\right) + 1,35q_{rk} \left(0,575 + \frac{1,35}{2}\right) = 0$$

$$R_A = (3 \cdot 6,3 \cdot 6,925 + 3 \cdot 2,5 \cdot 3,925 + 2,425 \cdot 2,5 \cdot 1,2125 - 0,575 \cdot 2,5 \cdot 0,2875 -$$

$$- 1,35 \cdot 2,5 \cdot 1,25) / 6,5 = q_{Trafik} = 25,1 \text{ kN/m} \quad (\text{A.42})$$

Militära fordon:

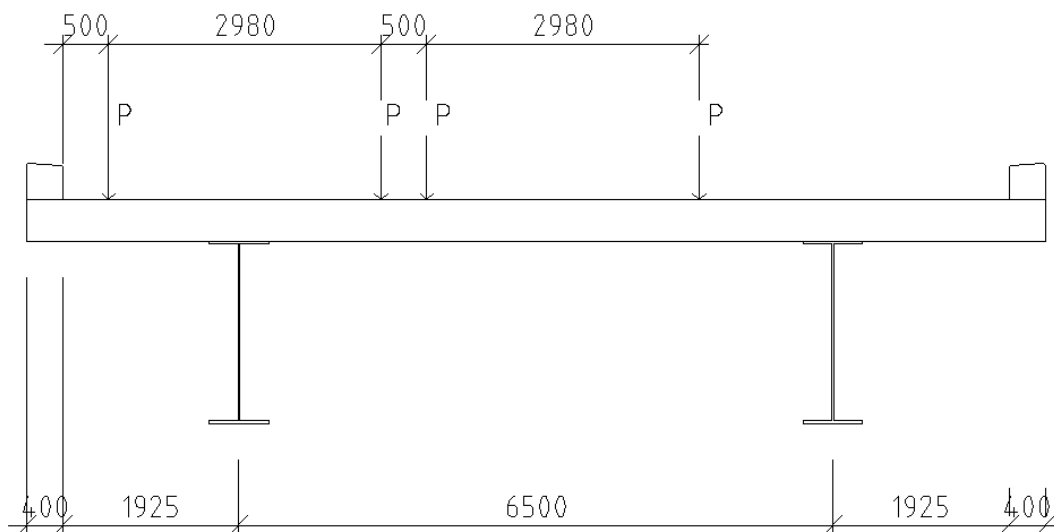
Kontroll sker för två parallella konvojer samtidigt för hjulfordon MLC-70 eller bandfordon VLC-90.

MLC-70:

Enligt [19] erhålls avstånden mellan hjulen till 2,98 m och med en last per hjul av 11,56 ton vilket omvandlat till newton ger enligt ekvation A.43.

$$P_{Hjul} = 11,56 \cdot 1000 \cdot 9,81 = 113,4 \text{ kN} \quad (\text{A.43})$$

För att ge värsta fall antas hjulfordonen köra bredvid varandra med ett avstånd av 0,5 m till kantbalk och ett avstånd av 0,5 m ifrån varandra. Maximal stödreaktion erhålls genom en momentjämvikt kring den andra balken enligt figur A.3 och resultatet visas i ekvation A.44.



Figur A.3: Lastfördelning MLC-70.

$$(\hat{B}): 6,5R_A - P_{Hjul}(7,925 + 4,945 + 4,445 + 1,465) = 0$$

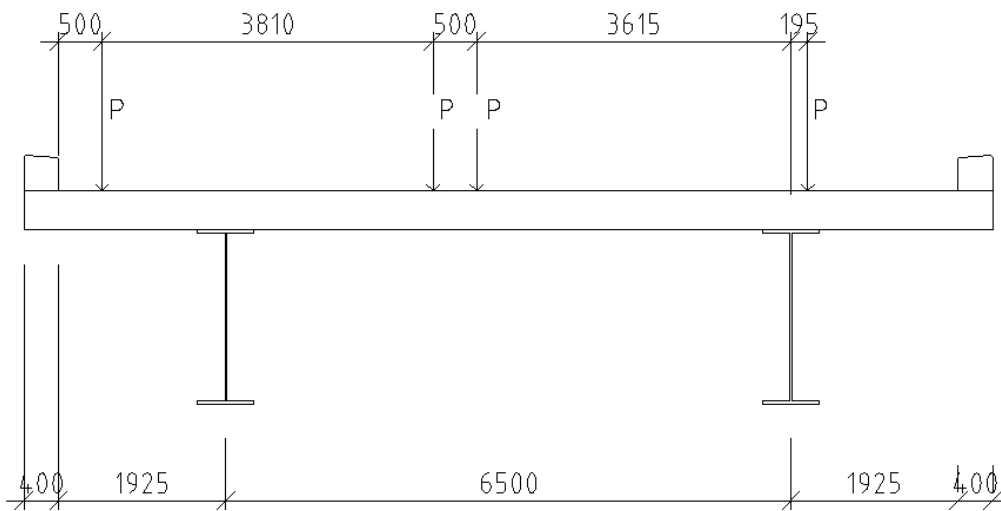
$$R_A = \frac{113,4 \cdot 18,78}{6,5} = 327,64 \text{ kN} \quad (\text{A.44})$$

VLC-90:

Tyngden för hela fordonet är 81,65 ton och den totala bredden är 3,81 m vilket med två larvband med bredden 0,89 m och längden 5,18 ger följande kraft enligt ekvation A.45 som fördelas på fordonets längd.

$$P_{Larvband} = (81,65 \cdot 1000 \cdot 9,81)/2 = 400,5 \text{ kN} \quad (\text{A.45})$$

För att erhålla stödreaktionen utförs liknande momentjämvikt som tidigare vilken redovisas i figur A.4 och ekvation A.46.



Figur A.4: Lastfördelning VLC-90.

$$(\hat{B}): 6,5R_A - P_{Larvband}(7,925 + 4,115 + 3,615 - 0,195) = 0$$

$$R_A = \frac{400,5 \cdot 15,46}{6,5} = 952,57 \text{ kN} \quad (\text{A.46})$$

A.3 Spänningar i tvärsnittet

A.3.1 Maximala moment och tvärkrafter

Bron är statiskt bestämd och moment och tvärkrafter beräknas enligt ekvation A.47 och A.48 enligt [16]. Tillhörande moment samt maximala tvärkrafter redovisas i tabell A.4.

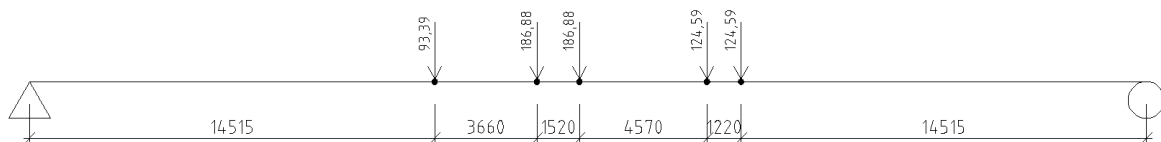
$$M_{Max} = \frac{qL^2}{8} \quad (\text{A.47})$$

$$V_{Max} = \frac{qL}{2} \quad (\text{A.48})$$

Tabell A.4: Maximala moment, tillhörande tvärkrafter i punkt för maximalt moment och maximala tvärkrafter.

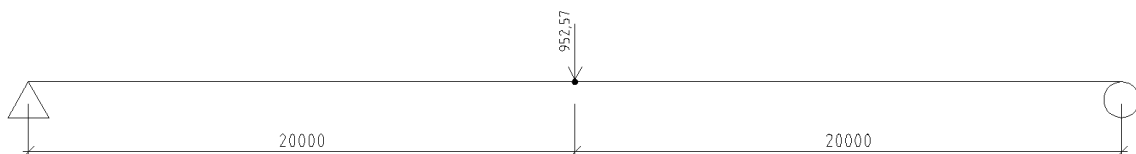
Lastfall	Max moment (kNm)	Tillhörande tvärkraft (kN)	Max tvärkraft (kN)
Räcke	200,0	0	20,0
Kantbalk	800,0	0	80,0
Beläggning	2440,0	0	244,0
Limträ	2100,0	0	210,0
Stål	1380,0	0	138,0
Trafik	5020,0	0	502,0
MLC-70	6140,0	0	365,0
VLC-90	8930,3	0	476,3

För att bestämma maximalt moment och tvärkraft för konvojlasten används SAP2000. Maximalt moment erhålls vid lastplacering enligt figur A.5.



Figur A.5: Lastfördelning MLC-70.

Maximalt moment erhålls för den militära lasten från bandfordon vid placering i fält mitt enligt figur A.6.



Figur A.6: Lastfördelning VLC-90.

För att beräkna moment och tvärkraft för den militära lasten VLC-90 som är fördelad på 5 m används ekvation A.49 och A.50 enligt [16].

$$M_{Max} = \frac{qb_2}{2L^2} (2a_1L + cb_2) = \frac{952,57 \cdot 20}{2 \cdot 40^2} (2 \cdot 17,5 \cdot 40 + 5 \cdot 20) = 8930,3 \text{ kNm} \quad (\text{A.49})$$

$$V_{Max} = \frac{q}{2} = \frac{952,57}{2} = 476,3 \text{ kN} \quad (\text{A.50})$$

A.3.2 Spänningar i stålvränsnittet

Spänningarna i tvärsnittet beräknas med Naviers formel enligt ekvation A.51 och redovisas i tabell A.5.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} e \quad (\text{A.51})$$

Tabell A.5: Spänningar i överkant och underkant av flänsarna.

Lastfall	$\sigma_{ök,öf}$ (MPa) $e = h - y_{tp} = 1000 \text{ mm}$	$\sigma_{uk,öf}$ (MPa) $e = h - y_{tp} - t_{f_{top}} = 967 \text{ mm}$
Räcke	3,7	3,6
Kantbalk	14,9	14,4
Beläggning	45,6	44,0
Limträ	39,2	37,9
Stål	25,8	24,9
Trafik	93,7	90,7
MLC-70	154,3	151,3
VLC-90	166,8	161,3

A.3.3 Lastkombinationer

Bron kontrolleras både i brottgränstillståndet och i bruksgränstillståndet. De militära fordonslasterna behöver inte medräknas i bruksgränstillståndet.

Brottgränstillstånd:

Lastfall att beakta är enligt [16] 6.10a och 6.10b och där hämtas även de koefficienter som behövs för nedanstående beräkningar.

Säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,0$

Trafiklast : $\psi_{0,i} = 0,7$

Trafiklast:

$$G_{kj,sup} = \sigma_{r\ddot{a}cke} + \sigma_{kantbalk} + \sigma_{bel\ddot{a}ggning} + \sigma_{limtr\ddot{a}} + \sigma_{st\ddot{a}l}$$
$$= 3,7 + 14,9 + 45,6 + 39,2 + 25,8 = 129,2 \text{ MPa}$$

$$6.10a: \gamma_d 1,35 G_{kj,sup} + \sum \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10a: 1,0 \cdot 1,35 \cdot 129,2 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,7 \cdot 93,7 = 272,8 \text{ MPa}$$

$$6.10b: \gamma_d 1,2 G_{kj,sup} + \gamma_d 1,5 Q_{k,1} + \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b: 1,0 \cdot 1,2 \cdot 129,2 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 93,7 = 295,6 \text{ MPa}$$

Militärlast:

$$\text{Militärlast} : \psi\gamma = 1,3$$

$$6.10a: \gamma_d 1,35 G_{kj,sup} + \psi\gamma Q_{k,i}$$

$$6.10a: 1,0 \cdot 1,35 \cdot 129,2 + 1,3 \cdot 166,8 = 391,3$$

$$6.10b: \gamma_d 1,2 G_{kj,sup} + \psi\gamma Q_{k,i}$$

$$6.10b: 1,0 \cdot 1,2 \cdot 129,2 + 1,3 \cdot 166,8 = 371,9$$

Bruksgränstillstånd:

Lastfall att beakta är enligt [16] 6.14b och 6.16b och där hämtas även de koefficienter som behövs för nedanstående beräkningar.

$$\text{Trafiklast} : \psi_{2,i} = 0,3$$

$$6.14b: 1,0 G_{kj,sup} + 1,0 Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.14b: 1,0 \cdot 129,2 + 1,0 \cdot 93,7 = 222,9$$

$$6.16b: 1,0 G_{kj,sup} + \psi_{2,i} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$6.16b: 1,0 \cdot 129,2 + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 93,7 = 157,3$$

A.3.4 Kontroll av rörelse i brons längsled

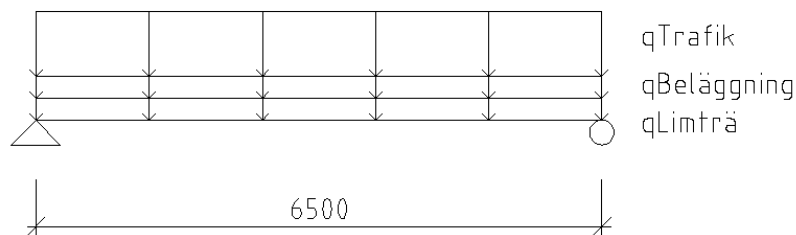
Eftersom bron är fritt upplagd med ett rulllager i ena änden behöver den dimensioneras för att klara en rörelse enligt ekvation A.52.

$$\varepsilon_{\Delta T, \text{stål}} = \varepsilon_{\Delta T, \text{exp, stål}} - \varepsilon_{\Delta T, \text{con, stål}} = 10,8 - (-18,4) = 29,2 \text{ mm} \quad (\text{A.52})$$

Denna rörelse kan upptas av till exempel rörelsefogar.

A.3.5 Kontroll av vertikal deformation limträddäck

För att uppskatta om den antagna dimensionen av limträets tjocklek är rimlig kontrolleras dess nedböjning. Kravet är satt till $L/400$ och brobaneplattan kontrolleras som en fritt upplagd balk med stålbalkarna som stöd. Konsolerna som kan ses i figur 2.5 försummas i beräkningen eftersom de endast minskar nedböjningen. I figur A.7 visas belastningsfallet med tillhörande laster. Trafiklasten erhålls från körfält 1 i tabell A.3.



Figur A.7: Lastfall vid deformationsberäkning av limträddäck.

Från [16] används då ekvation A.53 för att beräkna utböjningen för limträddäcket.

$$v = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (\text{A.53})$$

Där q är den jämnt utbredda lasten enligt ekvation A.54, L är avståndet mellan balkarna, E är elasticitetsmodulen för limträ parallellt fibrerna och I är tröghetsmomentet enligt ekvation A.55. Lastfall 6.14b kontrolleras enligt [16] och en strimma på 1 m kontrolleras.

$$q = q_{1k} + q_{\text{Beläggning}} + q_{\text{Limträ}} = 6,3 + 13,4 + 10,5 = 30,2 \text{ kN/m} \quad (\text{A.54})$$

$$L = 6,5 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,450^3}{12} = 0,00759 \text{ m}^4 \quad (\text{A.55})$$

Den slutliga elasticitetsmodulen reduceras med hänsyn till klimatklass 2 enligt ekvation A.56.

$$E_{fin} = \frac{E_k}{1+k_{def}} = \frac{13,2}{1+0,8} = 7,3 \text{ GPa} \quad (\text{A.56})$$

Den vertikala deformationen beräknas i ekvation A.57 och i ekvation A.58 beräknas kravet för deformationen enligt [1].

$$v = \frac{5 \cdot 30,2 \cdot 10^3 \cdot 6,5^4}{384 \cdot 7,3 \cdot 10^9 \cdot 0,00759} = 12,7 \text{ mm} \quad (\text{A.57})$$

$$v_{max} = \frac{L}{400} = \frac{6,5}{400} = 16 \text{ mm} > v \rightarrow \text{OK!} \quad (\text{A.58})$$

En jämförelse mellan ekvation A.57 och A.58 visar att limträdeckat klarar deformationskravet.

A.4 Stabilitetskontroll

A.4.1 Skjuvbuckling

Balkarnas tvärkraftskapacitet kontrolleras enligt [11] och beräknas i ekvation A.59.

$$a = 5,715$$

$$\frac{h_w}{a} = \frac{1934}{5715} = 0,338$$

Där a är avståndet mellan livavstyvningarna och h_w är livets höjd.

$$k_\tau = 5,34 + 4,0 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} = 5,34 + 4,0(0,338)^2 + 0 = 5,797$$

Då det saknas längsgående förstävningar är $k_{\tau sl} = 0$.

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = k_\tau \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 5,797 \frac{\pi^2 210 \cdot 10^9 \cdot 20^2}{12(1-0,3^2)1934^2} = 117,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \sqrt{\frac{355}{117,7}} = 1,32 > 1,08$$

Antar att innerpanelerna inte är styva ändavstyvningar.

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{1,32} = 0,629$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0,629 \cdot 355 \cdot 10^6 \cdot 1934 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 4,99 \text{ MN} \quad (\text{A.59})$$

Tvärkraftskapaciteten i MPa för olika avstånd mellan livavstyvningarna visas i tabell A.6. Där ses det att tvärkraftskapaciteten inte minskar avsevärt om avståndet mellan livavstyvningar ökar. Tvärkraftskapacitetet ökar dock om avståndet minskas vilket ses i figur 5.2.

Tabell A.6: Tvärkraftskapacitet huvudbalk.

a (m)	k_τ	τ_{cr}	$\bar{\lambda}_w$	χ_w	$V_{bw,Rd}$ (MN)
5,714	5,797	117,7	1,32	0,629	4,99
6,67	5,676	115,2	1,346	0,622	4,93
8	5,574	113,1	1,35	0,615	4,88
10	5,490	111,4	1,35	0,612	4,85
13,3	5,425	110,1	1,36	0,610	4,84
20	5,377	109,1	1,37	0,606	4,80

Inget bidrag från flänsarna antas eftersom livets kapacitet ändå är så pass stor enligt ekvation A.60.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = 4,99 \text{ MN} \quad (\text{A.60})$$

A.4.2 Vippning

Det kritiska vippningsmomentet vid konstant moment beräknas i ekvation A.61 enligt [27].

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_z GI_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_w}{L_b^2}} = \frac{\pi}{5,714} \cdot \sqrt{210 \cdot 10^9 \cdot 1,512 \cdot 10^{-3} \cdot 81 \cdot 10^9 \cdot 20,73 \cdot 10^{-6} + \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,512 \cdot 10^{-3} \cdot 1,463 \cdot 10^{-3}}{5,714^2}}$$

$$= 95,2 \text{ MNm} \quad (\text{A.61})$$

Slankhetsparametern beräknas i ekvation A.62 enligt [11].

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{53,550 \cdot 10^{-3} \cdot 420 \cdot 10^6}{95,2 \cdot 10^6}} = 0,486 \quad (\text{A.62})$$

$$\alpha_{LT} = \frac{h}{b} = \frac{2000}{650} = 4 > 2 \rightarrow b \rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$$

$$\phi_{LT} = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,5(1 + 0,34(0,486 - 0,2) + 0,486^2) = 0,668$$

Reduktionsfaktorn med avseende på vippning beräknas i ekvation A.63.

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,668 + \sqrt{0,668^2 - 0,486^2}} = 0,888 \quad (\text{A.63})$$

Den reducerade momentkapaciteten och tillhörande spänning beräknas i ekvation A.64 respektive ekvation A.65.

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT}W_y f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,888 \cdot 53,550 \cdot 10^{-3} \cdot 420 \cdot 10^6}{1,0} = 19,97 \text{ MNm} \quad (\text{A.64})$$

$$\sigma_{b,Rd} = \frac{M_{b,Rd}}{I_y} e = \frac{19,97 \cdot 10^6}{5,355 \cdot 10^{-2}} \cdot 1 = 372,9 \text{ MPa} \quad (\text{A.65})$$

En sammanställning för olika avstånd mellan tvärbalkarna visas i tabell A.7.

Tabell A.7: Resultat från vippningsberäkning.

a (m)	M_{cr} (MNm)	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	X_{LT}	$M_{b,Rd}$ (MN)	$\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	95,2	0,486	0,668	0,888	20,0	372,9
6,67	70,1	0,566	0,722	0,855	19,2	359,1
8	49,0	0,677	0,810	0,797	17,9	334,8
10	31,6	0,844	0,966	0,696	15,7	292,2
13,3	18,2	1,111	1,272	0,529	11,9	222,2
20	8,5	1,627	2,067	0,299	6,7	125,5

Det kritiska vippningsmomentet med jämnt utbredd last erhålls enligt ekvation A.66 [5].

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_b^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{GI_t L_b^2}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right] = 1,132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,512 \cdot 10^{-3}}{5,714^2} \cdot \left[\sqrt{\frac{1,463}{1,512} + \frac{81 \cdot 10^9 \cdot 20,73 \cdot 10^{-6} \cdot 5,714^2}{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 1,512 \cdot 10^{-3}} + (0,459 \cdot 1)^2} - 0,459 \cdot 1 \right] = 68,9 \text{ MNm} \quad (\text{A.66})$$

Den kritiska spänningen beräknas utifrån A.62-A.65 och en sammanställning visas i tabell A.8.

Tabell A.8: Resultat från vippningsberäkning.

a (m)	M_{cr} (MNm)	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	X_{LT}	$M_{b,Rd}$ (MN)	$\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	68,9	0,571	0,731	0,841	18,9	352,9
6,67	50,8	0,674	0,803	0,811	18,2	340,0
8	35,6	0,790	0,912	0,734	16,4	306,3
10	23,1	0,982	1,112	0,613	13,7	255,8
13,3	13,4	1,306	1,534	0,421	9,4	175,6
20	6,4	1,873	2,533	0,242	5,4	100,8

I tabell A.8 ses det att när avståndet är 10 m har spänningskapaciteten nästan halverats och efter 10 m sjunker spänningskapaciteten snabbare.

A.5 Bruksgränstillstånd

I bruksgränstillståndet kontrolleras följande:

- Spänningsbegränsningar
- Begränsningar av andning
- Begränsningar av utseendeskäl

A.5.1 Spänningsbegränsningar

De nominella spänningarna av lastkombinationer begränsas enligt ekvation A.67-A.69 enligt kapitel 7.3 i [12].

$$\gamma_{M,ser} = 1,0$$

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \rightarrow 285,8 < \frac{355}{1,0} \quad (\text{A.67})$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}} \rightarrow \frac{V}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \rightarrow \frac{0}{\frac{0,04079}{2}} < \frac{420}{1,0} \rightarrow 0 \quad (\text{A.68})$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 0} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \rightarrow 285,8 < \frac{355}{1,0} \rightarrow OK! \quad (\text{A.69})$$

A.5.2 Begränsningar av andning

Om livplåtarnas slankhet är stor kan utmattningsbrott ske vid anlutningen mellan liv och fläns. Detta kontrolleras i ekvation A.70 enligt kapitel 7.4 i [12].

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \left\{ \begin{array}{l} 30 + 4,0L \\ 300 \end{array} \right. \rightarrow \frac{1934}{20} \leq \left\{ \begin{array}{l} 30 + 4,0 \cdot 40 \\ 300 \end{array} \right. \rightarrow 96,7 < \left\{ \begin{array}{l} 190 \\ 300 \end{array} \right. \rightarrow OK! \quad (\text{A.70})$$

A.5.3 Nedböjningsbegränsningar av utseendeskäl

Lastfall att beakta är enligt [16] 6.14b och 6.16b och beräknas i ekvation A.71 och A.72.

Trafiklast : $\psi_2 = 0,3$

$$6.14b: 1,0G_{kj,sup} + 1,0Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i}Q_{k,i}$$

$$\begin{aligned} 1,0(q_{stål} + q_{limträ} + q_{beläggning} + q_{kantbalk} + q_{räcken}) + 1,0(q_{Trafik}) = \\ = 1,0(6,9 + 10,5 + 12,2 + 4,0 + 1,0) + 1,0(25,1) = 59,7 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (A.71)$$

$$6.16b: 1,0G_{kj,sup} + \psi_{2,i}Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

$$\begin{aligned} 1,0(q_{stål} + q_{limträ} + q_{beläggning} + q_{kantbalk} + q_{räcken}) + \psi_2(q_{Trafik}) = \\ = 1,0(6,9 + 10,5 + 12,2 + 4,0 + 1,0) + 0,3(25,1) = 42,1 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (A.72)$$

Fritt upplagd balk ger att ekvation A.73 kan användas för att beräkna utböjningen [16].

Ekvation A.71 och A.72 insatt i ekvation A.73 ger resultat enligt ekvation A.74 och A.75.

$$v = \frac{5qL^4}{384EI_y} \quad (A.73)$$

$$6.14b: \frac{5qL^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 59,7 \cdot 10^3 \cdot 40^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 5,355 \cdot 10^{-2}} = 177 \text{ mm} \quad (A.74)$$

$$6.16b: \frac{5qL^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 42,1 \cdot 10^3 \cdot 40^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot 5,355 \cdot 10^{-2}} = 125 \text{ mm} \quad (A.75)$$

Värdena i ekvation A.74 och A.75 jämförs med kravet enligt ekvation 6.10 på 100 mm vilket visar att de vertikala deformationerna blir för stora. För att motverka detta kan bron förslagsvis byggas med en överhöjnad.

A.6 Kontroll av ekonomi för projektet

A.6.1 Ekonomi för befintlig bro

Nedan beräknas mängder av de material som kostnaderna beräknas på i tabell 7.1.

Tvärbalk UPE 200:

6 stycken tvärbalkar ger en total längd enligt ekvation A.76. Med en massa av 22,8 kg/m ges antalet kg tvärbalkar i ekvation A.77.

$$6,38 \cdot 2 + 3,292 \cdot 2 = 116,1 \text{ m} \quad (\text{A.76})$$

$$116,1 \cdot 22,8 = 2647 \text{ kg} \quad (\text{A.77})$$

Valvform:

Valvformen täcker en totalarea av 374 m² enligt [25] och det tar 30 min att utföra 1 m² form.

Kantbalksform:

Kantbalksformen täcker en totalarea av 90 m² enligt [25] och det tar 120 min att utföra 1 m² eftersom denna är mer komplicerad att utföra.

Betong C35/45:

Volymen betong som behövs för att gjuta betongplattan uppgår till 144 m³ enligt [25].

Armering K500B:

Andelen armering uppgår till 231 ton enligt [25].

Livavstyvningar:

Antalet livavstyvningar är 12 stycken och med dimensionen 200x1932 mm och en tjocklek av 12 mm ges antalet kg enligt ekvation A.78.

$$12 \cdot 0,2 \cdot 1,932 \cdot 0,12 \cdot 78 \cdot 9,81 = 426 \text{ kg} \quad (\text{A.78})$$

Skjuvförbindare:

Antalet skjuvförbindare 150 mm är 890 stycken och antalet skjuvförbindare 200 mm är 112 stycken [25].

A.6.2 Tvärspänd platta

Eftersom antalet tvärbalkar reducerats med hälften minskar också mängden stål för tvärbalkar och livavstyvningar också med hälften.

De prefabricerade kantbalkarna av betong har dimensionerna 400x400 mm och volmen beräknas i ekvation A.79.

$$0,4 \cdot 0,4 \cdot 40 \cdot 2 = 12,8 \text{ m}^3 \quad (\text{A.79})$$

Beräkningen av kostnaden för limträdäcket utförs av [18].

A.6.3 Lamelldeck

Samma kostnader som för den tvärspända plattan i kapitel A.6.2 förutom konstruktionen av lamelldeck som utförs av [18].

B SAP 2000

I bilaga B beräknas först de laster som appliceras i SAP 2000. En beräkning sker också av momentkapaciteten vid vippning från vippningsanalysen i SAP 2000.

B.1 Indata laster

B.1.1 Bro utan brobaneplatta

Vid detta fall modelleras bara huvudbalkar, tvärbalkar och livavstyvningar. Lasterna som inverkar beräknas i ekvation B.1-B.4 och visas i tabell B.1.

Över- och underfläns:

$$q_{fläns, stål} = \rho_{k, stål} t_{f, stål} = 77 \cdot 0,033 = 2,541 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.1})$$

Liv:

$$q_{liv, stål} = \rho_{k, stål} t_{w, stål} = 77 \cdot 0,020 = 1,54 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.2})$$

Brobaneplatta av limträ:

$$q_{Brobana} = \frac{\rho_{k, limträ} t_{limträ} A_{limträ}}{A_{stål}} = \frac{4,2 \cdot 0,45 \cdot 40 \cdot 5,575}{40 \cdot 0,65} = 16,2 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.3})$$

Vindlast:

$$q_{vind} = \frac{q_{vind}}{h_{ref,x}} = \frac{1,35}{2,45} = 0,551 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.4})$$

Tabell B.1: Indata laster SAP 2000.

Balkdel	Last (kN/m^2)
Överfläns	2,541
Liv	1,54
Underfläns	2,541
Brobaneplatta	16,2
Vindlast	0,551

B.1.2 Bro med brobaneplatta

Den största skillnaden är att lasten från limträdeckets nu appliceras på brobanan. Koppling mellan brobaneplatta och huvudbalkar erhålls genom att koppla fjädrar som är styva mellan dessa.

Ytterligare laster beräknas i ekvation B.5-B.8 och en sammanfattning av lasterna visas i tabell B.2.

Beläggning:

$$q_{\text{Beläggning}} = \rho_{k,\text{beläggning}} t_{\text{Beläggning}} = 23,5 \cdot 0,11 = 2,585 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.5})$$

Kantbalk:

$$q_{\text{Kantbalk}} = 2q_{\text{Kantbalk}}/b = 2 \cdot 4/10,35 = 0,772 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.6})$$

Räcke:

$$q_{\text{Räcke}} = 2q_{\text{Räcke}}/b = 2 \cdot 1/10,35 = 0,194 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.7})$$

Trafiklast:

$$q_{\text{Trafik}} = 2q_{\text{Trafik}}/b = 2 \cdot 25,1/10,35 = 4,85 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{B.8})$$

Tabell B.2: Indata laster SAP 2000.

Balkdel	Last (kN/m^2)
Överfläns	2,541
Liv	1,54
Underfläns	2,541
Brobaneplatta	1,883
Vindlast	0,551
Beläggning	2,585
Kantbalk	0,772
Räcke	0,194
Trafiklast	4,85

B.2 Vippningsberäkning SAP 2000

B.2.1 Reducerat antal tvärbalkar

De kritiska vippningslasterna från SAP 2000 ges i tabell B.3.

Tabell B.3: Kritisk vippningslast vid olika avstånd mellan tvärbalkar.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningslast q_{cr} (N/m)
5,714	223223
6,67	104335
8	92759
10	39531
13,3	8031
20	2466

Dessa laster dubblas eftersom i modellen har den utbredda lasten applicerats på båda balkarna. Värdet på lasten används sedan i ekvation B.9 för att erhålla kritiskt vippningsmoment och ekvation A.64 och A.65 används för att beräkna moment- respektive spänningskapacitet.

$$M_{cr} = \frac{2q_{cr}L^2}{8} = \frac{2 \cdot 223223 \cdot 40^2}{8} = 89,3 \text{ MNm} \quad (\text{B.9})$$

En sammanställning ges i tabell B.4.

Tabell B.4: Sammanställning av vippningskapacitet med olika avstånd mellan tvärbalkarna.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Vippningskapacitet (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	89,3	19,8	369,7
6,67	41,7	17,1	319,3
8	37,1	16,6	310,0
10	15,8	10,8	201,7
13,3	3,2	2,9	54,2
20	1,0	0,9	16,8

B.2.2 Horisontell stabilisering

De kritiska vippningslasterna från SAP 2000 ges i tabell B.5. Endast horisontell stabilisering i ovankant beaktas eftersom i placering i underkant inte ger någon effekt.

Tabell B.5: Kritisk vippningslast vid olika avstånd mellan tvärbalkar.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningslast q_{cr} (N/m)
5,714	1201000
6,67	604750
8	534500
10	223750
13,3	113000
20	11500

På samma sätt som i kapitel B.2.1 beräknas vippningskapacitet och spänningskapacitet. En sammanställning ges i tabell B.6

Tabell B.6: Sammanställning av vippningskapacitet med horisontell stabilisering i ovankant.

Avstånd mellan avstyvningar a (m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Vippningskapacitet (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
5,714	480,4	22,4	417,6
6,67	241,9	21,6	404,2
8	213,8	21,5	401,2
10	89,5	19,9	371,1
13,3	45,2	17,6	327,9
20	4,6	3,9	73,5

B.2.3 Vippningskontroll med brobanepatta

I tabell B.7-B.9 redovisas vippningsmoment, vippningskapacitet och spänningskapacitet beroende på brodäckets totala styvhet med 6,67 m, 10,0 m och 20,0 m mellan tvärbalkarna.

Tabell B.7: Sammanställning av vippningskapacitet med varierande styvhet av brobaneplattan, 6,67 m mellan tvärbalkar.

Total styvhet brodäck k (MN/m)	Vippningslast q_{cr} (N/m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
$-\infty$	132623	53,0	18,2	340,4
0,03	132651	53,1	18,2	340,5
0,3	132900	53,2	18,2	340,6
3	135362	54,1	18,3	341,9
30	157419	63,0	18,9	352,1
75	186872	74,7	19,4	362,1
150	224379	89,8	19,9	371,3
225	253441	101,4	20,2	376,7
300	277214	110,9	20,4	380,3
450	314705	125,9	20,6	385,1
600	343650	137,5	20,8	388,2
900	386817	154,7	21,0	392,0
1200	418550	167,4	21,1	394,4
1500	443542	177,4	21,2	396,1
2250	489438	195,8	21,4	398,9
3000	522190	208,9	21,4	400,6
6000	600495	240,2	21,6	404,0
9000	644116	257,6	21,7	405,6
12000	672979	269,2	21,8	406,6
15000	693718	277,5	21,8	407,3
22500	726969	290,8	21,9	408,3
30000	746761	298,7	21,9	408,8
60000	781881	312,8	21,9	409,8
90000	795399	318,2	22,0	410,1
120000	802572	321,0	22,0	410,3
150000	807020	322,8	22,0	410,4
300000	816267	326,5	22,0	410,6
∞	826017	330,4	22,0	410,9

Tabell B.8: Sammanställning av vippningskapacitet med varierande styvhet av brobaneplattan, 10 m mellan tvärbalkar.

Total styvhet brodäck k (MN/m)	Vippningslast q_{cr} (N/m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
$-\infty$	52395	21,0	12,9	241,2
0,03	52406	21,0	12,9	241,3
0,3	52500	21,0	12,9	241,5
3	53437	21,4	13,1	243,9
30	61921	24,8	14,1	263,4
75	73551	29,4	15,2	284,6
150	88783	35,5	16,4	305,4
225	100863	40,3	17,0	317,8
300	110877	44,4	17,5	326,3
450	126693	50,7	18,0	337,0
600	138792	55,5	18,4	343,7
900	156391	62,6	18,8	351,6
1200	169137	67,7	19,1	356,4
1500	179198	71,7	19,3	359,8
2250	197955	79,2	19,6	365,1
3000	211676	84,7	19,7	368,5
6000	246048	98,4	20,1	375,4
9000	266577	106,6	20,3	378,8
12000	280932	112,4	20,4	380,9
15000	291719	116,7	20,5	382,3
22500	309973	124,0	20,6	384,6
30000	321459	128,6	20,7	385,9
60000	342988	137,2	20,8	388,1
90000	351612	140,6	20,8	389,0
120000	356214	142,5	20,9	389,4
150000	359055	143,6	20,9	389,7
300000	364860	145,9	20,9	390,2
∞	369724	147,9	20,9	390,6

Tabell B.9: Sammanställning av vippningskapacitet med varierande styvhet av brobaneplattan, 20 m mellan tvärbalkar.

Total styvhet brodäck k (MN/m)	Vippningslast q_{cr} (N/m)	Vippningsmoment M_{cr} (MNm)	Momentkapacitet vid vippning $M_{b,Rd}$ (MNm)	Spänningskapacitet vid vippning $\sigma_{b,Rd}$ (MPa)
$-\infty$	4582	1,8	1,7	31,1
0,03	4583	1,8	1,7	31,2
0,3	4592	1,8	1,7	31,2
3	4676	1,9	1,7	31,8
30	5490	2,2	2,0	37,0
75	6743	2,7	2,4	44,9
150	8597	3,4	3,0	56,3
225	10223	4,1	3,5	66,0
300	11670	4,7	4,0	74,4
450	14162	5,7	4,7	88,6
600	16258	6,5	5,4	100,0
900	19652	7,9	6,3	117,8
1200	22337	8,9	7,0	131,1
1500	24549	9,8	7,6	141,7
2250	28766	11,5	8,6	160,7
3000	31831	12,7	9,3	173,5
6000	38972	15,6	10,7	200,6
9000	42740	17,1	11,4	213,2
12000	45163	18,1	11,8	220,9
15000	46892	18,8	12,1	226,0
22500	49719	19,9	12,5	234,1
30000	51495	20,6	12,8	238,9
60000	55056	22,0	13,3	247,9
90000	56693	22,7	13,5	251,8
120000	57660	23,1	13,6	254,1
150000	58304	23,3	13,7	255,6
300000	59778	23,9	13,9	258,8
∞	61596	24,6	14,1	262,7