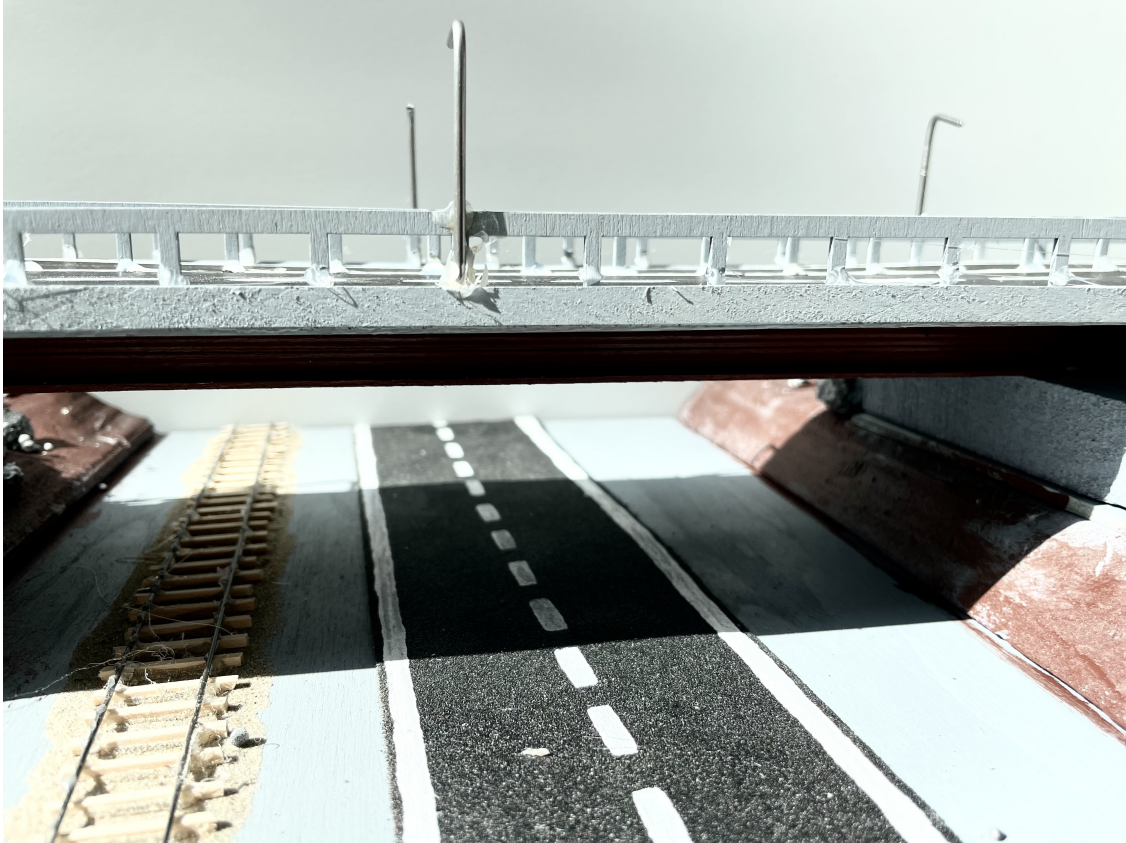




**CHALMERS**



# Förstudie och utveckling av vägbro över Ringvägen på Volvo industriområde

Konceptuell design och dimensionering

Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

AHMED ALA-ABADI, SOFIE ALMAR, HILDA FAHL, AXEL ISBERG, JOEL SAND, MATTIS SUNDQVIST

---

**INSTITUTIONEN FÖR ARITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK**

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2024

[www.chalmers.se](http://www.chalmers.se)

KANDIDATARBETE 2024

# Förstudie och utveckling av vägbro över Ringvägen på Volvo industriområde

Konceptuell design och dimensionering

AHMED ALA-ABADI  
SOFIE ALMAR  
HILDA FAHL  
AXEL ISBERG  
JOEL SAND  
MATTIS SUNDQVIST



**CHALMERS**

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA  
Göteborg 2024

Förstudie och utveckling av vägbro över Ringvägen på Volvo industriområde  
Konceptuell design och dimensionering  
AHMED ALA-ABADI  
SOFIE ALMAR  
HILDA FAHL  
AXEL ISBERG  
JOEL SAND  
MATTIS SUNDQVIST

© AHMED ALA-ABADI, SOFIE ALMAR, HILDA FAHL, AXEL ISBERG, JOEL SAND, MATTIS SUNDQVIST , 2024.

Handledare: Staffan Lindén, COWI  
Handledare: Marcus Davidsson, COWI  
Kursansvarig/handledare: Alexander Kjellgren, Chalmers tekniska högskola  
Examinator: Carlos Gil Berrocal , Chalmers tekniska högskola

Kandidatarbete 2024  
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Chalmers Tekniska Högskola  
SE-412 96 Göteborg  
Telefon +46 31 772 1000

Omslagsbild: Bild på modell av bron

Skriven i L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X  
Göteborg 2024

Förstudie och utveckling av vägbro över Ringvägen på Volvo industriområde  
Konceptuell design och dimensionering  
AHMED ALA-ABADI, SOFIE ALMAR, HILDA FAHL, AXEL ISBERG, JOEL SAND, MATTIS SUNDQVIST  
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

## Sammanfattning

I Torslanda byggs Northvolts nya batterifabrik som ska tillverka litiumbatterier till Volvo Cars elbilar. Detta kräver ny infrastruktur för att möjliggöra goda förbindelser till och från fabriken. Genom att anlägga en bro över Ringvägen skapas en ny förbindelse mellan fabriken och allmänheten och framkomligheten förbättras för vägtrafik samt gång- och cykeltrafik.

Syftet med studien var att sammanställa teknisk data om brokonstruktion och faktorer som påverkar dess utformningar. Följaktligen skulle gruppen på ett nyanserat sätt ta fram ett passande brokoncept som fyller beställarens behov och följer givna tekniska krav och förutsättningar.

Studien bestod huvudsakligen av två delar; urvalsprocess och preliminär dimensionering. I det inledande skedet har datainsamling gjorts via föreläsningar och litteraturstudier. Branschkunskap har också inhämtats från handledning med Cowi. Förutsättningar, tekniska krav och avgränsningar har identifierats och utifrån det togs de ett antal brokoncept fram. Från de ursprungliga brokoncepten diskuterades de mest lovande alternativen fram. Vidare gjordes en fördjupning av respektive brokoncept och utvärderades utifrån urvalskriterier. Slutligen togs de mest optimala brokoncept fram. Konceptet utformades som en balkbro i samverkan mellan betong och stål.

I andra delen avhandlades framtagandet av beräkningsmodeller för brobanaplatta i tvär- och längdled, en brobana dimensioneras i tvärled samt I-balkar i längdled. Bron har dimensionerats utifrån krav i tekniska beskrivningen och planritningen. Beräkningarna grundades i standarder och dimensioneringsregler från Eurocode.

För valt brokoncept skulle den preliminära dimensioneringen bekräfta om konceptet är genomförbart. Resulterande brokoncept redovisas med en illustrativt i form av modellskisser och en fysisk modell i skala 1:100. Vid vidare dimensionering krävs en kompletterande analys med bland annat utformning av ändupplag och optimering av materialåtgång.

Nyckelord: bro, brobyggnad, broutformning, samverkansbro, batterifabrik, konceptuell design, urvalsprocess, preliminärdimensionering, brokoncept.

Feasibility study and development of a road bridge over the Ring Road on the Volvo industrial estate  
Conceptual design and dimensioning  
AHMED ALA-ABADI, SOFIE ALMAR, HILDA FAHL, AXEL ISBERG, JOEL SAND, MATTIS SUNDQVIST  
Department of Architecture and Civil Engineering  
Chalmers University of Technology

## Abstract

Northvolt's new battery factory is being built in Torslanda to manufacture lithium batteries for Volvo Cars' electric cars. This requires new infrastructure to enable good connections to and from the factory. The construction of a bridge over Ringvägen will create a new link between the factory and the public and improve accessibility for road traffic, pedestrians and cyclists.

The aim of the study was to compile technical data on bridge construction and factors influencing its designs. Consequently, the group was to develop in a nuanced way a suitable bridge concept that fulfils the client's needs and follows given technical requirements and conditions.

The study consisted mainly of two parts; selection process and preliminary dimensioning. In the initial stage, data collection has been done through lectures and literature studies. Industry knowledge has also been obtained from tutorials with Cowi. Prerequisites, technical requirements and delimitations have been identified and from that a number of bridge concepts were developed. From the original bridge concepts, the most promising alternatives were discussed. Furthermore, each bridge concept was further analysed and evaluated against selection criteria. Finally, the most optimal bridge concepts were developed. The concept was designed as a beam bridge in interaction between concrete and steel.

The second part dealt with the development of calculation models for the bridge deck in transverse and longitudinal direction, a bridge deck is dimensioned in transverse direction and I-beams in longitudinal direction. The bridge has been dimensioned based on the requirements of the technical description and the plan drawing. The calculations were based on standards and design rules from Eurocode.

For the selected bridge concept, the preliminary design would confirm whether the concept is feasible. The resulting bridge concept is presented with an illustrative model sketch and a physical model in scale 1:100. For further dimensioning, a supplementary analysis is required, including the design of end bearings and optimisation of material consumption.

Key words: bridge, bridge construction, bridge design, composite bridge, battery factory, conceptual design, selection process, preliminary design, bridge concept.

# Förord

Förstudien är ett kandidatarbete inom samhällsbyggnadsteknik på Chalmers tekniska högskola som omfattar 15 högskolepoäng. Arbetet avslutar de tre första åren på civilingenjörsprogrammet. Förstudien har varit lärorik och gett en förståelse för hur processen kring konceptuell design och dimensionering fungerar vid utvecklingen av en vägbro. Arbetet har också gett förståelse om vikten av ett gott samarbete mellan alla i gruppen för att nå goda resultat. Processen har varit utmanande men givande, således en god erfarenhet till framtida projekt.

Vi i gruppen skulle vilja tacka samtliga föreläsare som tidigt i kursen fångade vårt intresse och förde oss i rätt riktning. Vi vill också tacka handlare och kursansvarig, Alexander Kjellgren och examinator Carlos Gil Berrocal, som har väglett oss och genom kursens gång och underlättat arbetet. Vi vill rikta ett stort tack till universitetslektor Joosef Leppänen som hjälpt oss med beräkningdelen av arbetet. Till sist skulle vi vilja tacka handledarna från Cowi, Staffan Lindén och Marcus Davidsson för ovärderlig branchkunskap och beräkningshjälp.

Göteborg, Maj 2024

AHMED ALA-ABADI  
SOFIE ALMAR  
HILDA FAHL  
AXEL ISBERG  
JOEL SAND  
MATTIS SUNDQVIST



---

# Begrepp och beteckningar

Nedan är en lista på beteckningar och begrepp som förekommer i texten:

Armering	Stål som används för att öka betongs hållfasthet
BCS	Bitumeniserad chipsten
Brokoncept	Övergripande förslag för design och teknisk utformning av en bro
Boggi-laster	Axellast
Cowi	Internationellt teknikkonsultföretag
Elastiskt material	Material som deformeras vid belastning och kan återgå till sin ursprungliga form
Förvaltning	Skötsel av bron och dess detaljer
Geoteknik	Behandlar byggnadstekniska förutsättningar i berg och jord
Humusjord	Organisk jord
Gestaltning	Brons utseende och design
Hydrogeologi	Läran om vatten i jord och berg
Impregnering	Ett lager som appliceras på en yta i syfte att skydda materialet från yttre påfrestning så som väder och vind
In situ	Term som ofta används inom geoteknik och betyder i stort sätt "på plats"
Korrosion	När ett material reagerar med syre, exempelvis rost
LCC	Livscykelkostnad
LCA	Livscykelanalys
Revit	Datorprogram för att kunna rita olika typer av konstruktioner
PGJA	Gjutasfalt
Prefabricera	Konstruktionsdelar eller detaljer som tillverkas i fabrik
Projektering	Utredningar och förberedelser innan en byggnation kan starta
Samverkan	När en konstruktion utformas på sådant vis att två olika material utnyttjas på bästa möjliga sätt
Spännarmerad betong	Armering spänns i formen innan betongen gjuts
Spännvidd	Avstånd mellan två upplag
Stödkonstruktion	En term som syftar på en konstruktion som tar hand om jordtryck
SLS	Bruksgränstillstånd
Systemmodell	Modell med brobana och stöd som är till grund för beräkningar
Topografi	Områdets natur, natur teräng och höjdskillnader
ULS	Brottsgränstillstånd
Vota	Variation i ramhörnens tjocklek för att öka tvärkraftskapacitet samt styvheten runt hörnen

# Innehåll

<b>Beteckningar</b>	<b>v</b>
<b>Symboler</b>	<b>vii</b>
<b>Figurer</b>	<b>xi</b>
<b>Tabeller</b>	<b>xiii</b>
<b>1 Inledning</b>	<b>2</b>
1.1 Bakgrund . . . . .	2
1.2 Syfte och mål . . . . .	2
1.3 Problembeskrivning . . . . .	3
1.4 Avgränsningar . . . . .	3
1.5 Metod . . . . .	3
1.5.1 Konceptuell design . . . . .	3
1.5.2 Preliminär dimensionering av valt brokoncept . . . . .	4
1.6 Samhälleliga och etiska aspekter . . . . .	4
<b>2 Förutsättningar och tekniska krav</b>	<b>6</b>
2.1 Geometriska förutsättningar . . . . .	6
2.2 Geotekniska förutsättningar . . . . .	6
2.3 Tekniska krav . . . . .	7
<b>3 Urvalsprocess</b>	<b>8</b>
3.1 Materialegenskaper . . . . .	8
3.1.1 Trä . . . . .	8
3.1.2 Stål . . . . .	9
3.1.3 Betong . . . . .	9
3.2 Konceptförslag . . . . .	9
3.3 Urval 1 . . . . .	10
3.3.1 Kontinuerlig balkbro i betong . . . . .	10
3.3.2 Plattrambro . . . . .	11
3.3.3 Bågbro i stål . . . . .	12
3.3.4 Bågbro i samverkan mellan stål och betong . . . . .	13
3.3.5 Balkbro i samverkan mellan stål och betong . . . . .	13
3.4 Utvärdering av lovande alternativ . . . . .	14
3.4.1 Urvalskriterier . . . . .	14

3.4.1.1	Beständighet . . . . .	14
3.4.1.2	Miljöpåverkan . . . . .	15
3.4.1.3	Ekonomi . . . . .	15
3.4.1.4	Komplexitet . . . . .	15
3.4.1.5	Produktionsmetod . . . . .	15
3.4.1.6	Produktionstid . . . . .	16
3.4.1.7	Arbetsmiljö . . . . .	16
3.4.1.8	Underhåll . . . . .	16
3.4.1.9	Inspektion . . . . .	16
3.4.2	Kriteriemall . . . . .	16
3.4.3	Viktningssmall . . . . .	17
<b>4</b>	<b>Slutligt brokoncept</b>	<b>19</b>
4.1	Överbyggnad . . . . .	19
4.2	Underbyggnad . . . . .	19
4.3	Grundläggning . . . . .	20
4.4	Brodetaljer . . . . .	20
4.4.1	Lager . . . . .	20
4.4.2	Skyddsanordningar . . . . .	21
4.4.3	Beläggning och tätskikt . . . . .	21
4.4.4	Avvattningssystem . . . . .	21
4.4.5	Kantbalkar . . . . .	22
4.5	Produktion . . . . .	22
4.6	Underhåll och Förvaltning . . . . .	22
<b>5</b>	<b>Preliminär dimensionering</b>	<b>23</b>
5.1	Lastmodeller . . . . .	23
5.2	Lasteffekter i tvärled . . . . .	24
5.3	Beräkning av filfaktorer . . . . .	24
5.4	Dimensionering av brobaneplatta i ULS . . . . .	24
5.5	Kontroll av brobaneplatta i SLS . . . . .	25
5.6	Lasteffekter i längdled . . . . .	25
5.7	Dimensionering av stålbalkar i längdled . . . . .	26
5.7.1	Kontroll av stålbalkar i gjutskede . . . . .	27
5.7.2	Kontroll samverkan i SLS . . . . .	27
5.8	Dimensionering av svetsbultar för samverkan . . . . .	28
5.9	Kontroll av svetsar . . . . .	28
5.10	Tvärsnitt . . . . .	29
<b>6</b>	<b>Diskussion</b>	<b>30</b>
6.1	Urvalsprocessen . . . . .	30
6.2	Beräkningar och dimensionering . . . . .	31
<b>7</b>	<b>Slutsats</b>	<b>32</b>
<b>A</b>	<b>Bilaga A</b>	<b>2</b>

<b>B Bilaga B</b>	<b>4</b>
B.1 Beräkning laster i tvärled . . . . .	4
B.1.1 Lastfält . . . . .	4
B.1.2 Laster för dimensionering i tvärled . . . . .	4
B.1.3 Beräkning av moment och tvärkraft i tvärled . . . . .	5
B.1.3.1 Beräkning 1 i tvärled, maximalt moment och tvärkraft över stöd . . . . .	6
B.1.3.2 Beräkning 2 i tvärled, maximalt moment och tvärkraft i fält . . . . .	9
B.2 Dimensionering av betongfarbanan i tvärled . . . . .	11
B.2.1 Dimensionering i ULS . . . . .	11
B.2.2 Armeringens placering och anordning i stöd . . . . .	12
B.2.3 Tvärsnitt och kontroller över stöd . . . . .	12
B.2.3.1 Kontroll av momentkapacitet . . . . .	13
B.2.3.2 Kontroll av tvärkraftskapacitet . . . . .	14
B.2.3.3 Dimensionering av tvärkraftsarmering . . . . .	15
B.2.3.4 Armeringsmängd och verkningssätt . . . . .	16
B.2.4 Armeringens placering och anordning i fält . . . . .	16
B.2.4.1 Tvärsnitt och kontroller i fält . . . . .	17
B.2.4.2 Kontroll av momentkapacitet . . . . .	18
B.2.5 Dimensionering i SLS . . . . .	19
B.2.5.1 Sprickbildning . . . . .	19
B.2.5.2 Långtidseffekter . . . . .	20
B.2.5.3 Spänningar i SLS . . . . .	20
B.2.5.4 Sprickbredd i SLS . . . . .	22
B.2.5.5 Nedböjning i SLS . . . . .	23
B.3 Filfaktorer . . . . .	23
B.4 Beräkning laster i längdled . . . . .	25
B.4.1 Beräkningsmodeller i längdled . . . . .	26
B.4.1.1 Beräkningsmodell 1 i längdled, punktlast placerad i fält . . . . .	26
B.4.1.2 Beräkning 2 i längdled, punktlast placerad vid stöd . . . . .	27
B.5 Dimensionering av balkar i längdled . . . . .	30
B.5.1 Medverkande flänsbredd . . . . .	32
B.5.2 Kontroll tvärsnittsklass . . . . .	32
B.5.3 Tvärsnittskonstanter samverkan . . . . .	33
B.5.4 Kontroll momentkapacitet . . . . .	34
B.5.5 Kontroll tvärkraftskapacitet . . . . .	35
B.5.6 Utnyttjandegrader . . . . .	36
B.5.7 Ändavstyvningar . . . . .	36
B.5.8 Gjutskede . . . . .	36
B.5.8.1 Lastmodell i gjutskedet . . . . .	36
B.5.8.2 Nedböjning i gjutskedet . . . . .	36
B.5.8.3 Momentkapacitet i gjutskedet . . . . .	37
B.5.8.4 Tvärkraftskapacitet i gjutskedet . . . . .	37
B.5.9 Kontroll av samverkan . . . . .	38

## Innehåll

---

B.5.9.1	Kontroll av spänningar i samverkan . . . . .	38
B.5.9.2	Kontroll av nedböjning i samverkan . . . . .	39
B.5.10	Utformning av svetsbultar i ULS . . . . .	40
B.5.10.1	Tvärsnitt svetsbultar och kontroller . . . . .	40
B.5.11	Dimensionering av svetsar . . . . .	42
<b>C</b>	<b>Bilaga C</b>	<b>44</b>

# Figurer

3.1	3D modell av ett koncept för en kontinuerlig balkbro i betong. . . . .	11
3.2	3D modell av ett koncept för en plattrambro i betong. . . . .	12
3.3	3D modell av ett koncept för en bågbro i stål. . . . .	12
3.4	3D modell av ett koncept för en bågbro i samverkan mellan stål och betong. . . . .	13
3.5	3D modell av ett koncept för en balkbro i samverkan mellan stål och betong. . . . .	14
4.1	3D modell av slutligt brokoncept. . . . .	19
4.2	Principskiss över lagertyp vid stöd. Bild ovanifrån. . . . .	20
4.3	Beläggning över brobaneplatta för vägtrafik samt gång- och cykeltrafik. . . . .	21
5.1	Brobaneplattans tvärsnitt över stöd . . . . .	25
5.2	Brobaneplattans tvärsnitt i fält . . . . .	25
5.3	Beräkningsmodell 1 i längdled, maxmoment i fält . . . . .	26
5.4	Beräkningsmodell 2 i längdled, maxmoment i fält . . . . .	26
5.5	Tvärsnitt för I-balk. Höger figur i fält och vänster figur i stöd. . . . .	27
5.6	Svetsbultarnas utformning och placering . . . . .	28
5.7	Dimensioner för svetsförband . . . . .	29
5.8	Skiss på tvärsnitt i tvärled . . . . .	29
A.1	Karta över området runt bron. Röd markering visar brons placering. . . . .	2
A.2	Planritning . . . . .	3
B.1	Beräkningsmodell 1 i tvärled, maxmoment i stöd . . . . .	7
B.2	Momentfördelning för beräkningsmodell 1 i tvärled . . . . .	7
B.3	Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 1 i tvärled . . . . .	8
B.4	Beräkningsmodell 2 i tvärled, maxmoment i fält . . . . .	9
B.5	Momentfördelning för beräkningsmodell 1 i tvärled . . . . .	9
B.6	Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 2 i tvärled . . . . .	10
B.7	Brobaneplattans tvärsnitt i stöd . . . . .	13
B.8	Tvärkraftens placering . . . . .	16
B.9	Brobaneplattans tvärsnitt i fält . . . . .	18
B.10	Beräkningsmodell 1 i längdled, punktlast placerad i fält . . . . .	26
B.11	Momentdiagram, beräkningsmodell 1 . . . . .	27
B.12	Tvärkraftsdiagram, beräkningsmodell 1 . . . . .	28
B.13	Beräkningsmodell 2 i längdled, punktlast placerad vid stöd . . . . .	28

## Figurer

---

B.14	Momentdiagram, beräkningsmodell 2 . . . . .	29
B.15	Tvärkraftsdiagram, beräkningsmodell 1 . . . . .	30
B.16	Tvärsnitt för I-balk i stöd . . . . .	31
B.17	Tvärsnitt för I-balk i fält . . . . .	31
B.18	Svetsbultarnas utformning och placering . . . . .	40
C.1	Uppdelning av balk för dimensionering av svetsar. . . . .	44
C.2	Underbyggnad utformad som en betongstol . . . . .	44

# Tabeller

3.1	Resultat efter viktning av kriterier enligt kriteriemall . . . . .	17
3.2	Resultat efter betygsättning av brokoncepten . . . . .	18
B.1	Lasternas storlek för tvärledsanalys . . . . .	5
B.2	Korrigerade laster med Trafikverkets anpassningsfaktor . . . . .	5
B.3	Korrigeringsfaktorer för olika lastkombinationer enligt SS-EN 1990 . .	6
B.4	Lasternas storlek för tvärledsanalys . . . . .	6
B.5	Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i tvärled . . . . .	7
B.6	Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i tvärled . . . . .	8
B.7	Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i tvärled . . . . .	10
B.8	Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i tvärled . . . . .	11
B.9	Lasternas storlek för längdledssanalys . . . . .	24
B.10	Filfaktor för punktlaster och utbredda laster . . . . .	24
B.11	Korrigerade laster med hjälp av filfaktorn . . . . .	25
B.12	Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i längdled . . . . .	26
B.13	Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i längdled . . . . .	27
B.14	Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i längdled . . . . .	29
B.15	Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i längdled . . . . .	29
B.16	Lasternas storlek för analys i gjutskedet . . . . .	36
B.17	Belastningsfördelning för balkarna . . . . .	37
B.18	Belastningsfördelning för balkarna . . . . .	37

# 1 Inledning

Att bygga en kvalitativ bro är en komplicerad process som innehåller många kritiska moment. Exempelvis måste invecklade regelverk följas och detaljrika beställningar, omfattande krav och höga förväntningar upprätthållas. Mycket kan bli fel och det gäller att vara noggrann redan i tidiga skeden av processen för att minimera risken för avgörande felsteg. Noggrannhet i beslutsprocessen innefattar beslut angående brotyp, dess utformning samt materialval och detaljlösningar (Troive, 2000).

Idag finns bra vägledning i form av böcker, handböcker och förteckningar som ska sammanställa all denna information och följaktligen underlätta arbetet och dess beslutsprocess. Trots bra vägledning döljer inte detta det faktum att varje bro har helt olika förutsättningar och är således mer eller mindre unik. Detta innebär att så länge det inte finns en mer standardiserad byggnadsprocess för broar måste noggrannheten i förarbetet och utvecklingen av brokoncepten återkommande premieras i varje nytt broprojekt.

## 1.1 Bakgrund

I september 2023 togs de första spadtagen i Torslanda för Volvo Cars och Northvolts nya batterifabrik. Fabriken ska tillverka litiumbatterier till Volvo Cars elbilar och för att produktionen ska fungera krävs en välplanerad infrastruktur. Således finns ett behov av bättre förbindelse mellan fabriken och omgivningen utanför Torslanda. För att möjliggöra detta behöver nya vägar anslutas över befintliga järnvägar och vägar. I detta arbete är det en broanslutning över Volvos interna järnväg och Ringvägen som ska dimensioneras och projekteras. Bron ska vara placerad enligt kartan i figur A.1 i bilaga A.

## 1.2 Syfte och mål

Syftet med arbetet var att med stöd från samhällstekniska och ingenjörsmässiga grunder designa och granska olika brokoncept med hänsyn till en given planritning och teknisk beskrivning. Vidare fattades ett slutligt beslut om vilket koncept som bäst besvarade de krav som ritningen och den tekniska beskrivningen ställde.

Målet med arbetet var att genom granskning av brokoncept och utförande av ett

systematiskt urval ta fram och vidare dimensionera ett optimalt brokoncept utefter givna förutsättningar och krav.

### 1.3 Problembeskrivning

Som tidigare beskrivet i Bakgrunden 1.1, är den nya batterifabriken i Torslanda direkt beroende av välfungerande trafikanslutningar med omvärlden. Problemet som ska utredas i detta arbete är att möjliggöra transport till och från fabriken genom att projektera och dimensionera en ny anslutning. Anslutningen ska vara en bro över Volvos interna järnväg och Ringvägen. Delar av problemet var att olika krav och förutsättningar skulle tillgodoses med hänsyn till beständighet, miljöpåverkan, ekonomi, komplexitet, produktionsmetod, produktionstid, arbetsmiljö, underhåll och inspektion.

### 1.4 Avgränsningar

Arbetet avgränsades på ett flertal punkter. Det utfördes ingen djupare analys av ekonomiska frågeställningar såsom budget och livscykelkostnader (LCC). Livscykelanalys (LCA) beaktades genom redan publicerade analyser för olika material. På grund av brons placering och förutsättningar beaktades inte gestaltning som ett kriterium i urvalet av brokoncept. Detta beror på att brons gestaltning ansågs sekundärt och mindre viktigt än andra kriterier och därför viktades det inte i slutgiltiga urvalet. Det fokuserades huvudsakligen kring de tekniska aspekter som krävdes för att dimensionera en bro. Bland dessa aspekter gjordes bland annat beräkningar och materialval med delvis ingenjörsmässiga antaganden.

### 1.5 Metod

Metoden för arbetet bestod huvudsakligen av två delar; konceptuell design och preliminär dimensionering. Den konceptuella designprocessen bestod av urval av brokoncept och utveckling av valt brokoncept. I avsaknad av reella yrkesspecialister och yrkesroller delades projektgruppen in i tre specialistgrupper, där varje delgrupp ansvarade för att tillgodose de faktiska yrkesrollernas intressen. De tre specialistgrupperna var beställare/konstruktör, produktion och förvaltning/underhåll. Syftet med de olika rollerna var att simulera relationer i praktiken mellan aktörer inom byggsektorn. Specialistgrupperna nyttjade även gruppens storlek och underlättade informationsinhämtning och vidare arbete med konceptuell design.

#### 1.5.1 Konceptuell design

Urvalsprocessen skede i tre steg, första steget var att samla generell information om broar samt mer specifika förutsättningar för utformningen av en bro på den

efterfrågade platsen. Generell information om broar är bland annat; brotyper och dess egenskaper, vanliga utformningar och gynnsamma materialval. Med specifika förutsättningar avsågs broplaceringens miljö, natur, stadsbild och trafiksituation med mera. Denna information stod som grund i framtagandet av ett antal lämpade konceptförslag.

Nästa steg var att bestämma vilka av koncepten som var rimliga att gå vidare med. Varje konceptförslag utvärderades med hänsyn till tekniska data och krav från beställare och regelverk som var direkt avgörande i brokonceptens genomförbarhet. De broar som ansågs vara rimliga att genomföra modellerades i modelleringsprogrammet Revit för att bygga en uppfattning om hur utformningarna av koncepten kunde se ut. För utformning av brobana och brospann har modellerna utgått från den givna planritningen. Se A. Vid modellering av resterande strukturer togs ingen hänsyn till vare sig hållfasthet eller standarddimensioner. Modellerna var endast i estetiskt syfte inför utvärdering av lovande brokoncept. En mer utförlig modell modellerades i senare skede för det slutliga konceptet.

I det sista steget användes en mer systematisk metod inspirerad av Broprojekteringshandboken (Trafikverket, 2022) för att utvärdera lovande alternativ. Metoden bestod av ett betygssystem där koncepten värderades efter valda kriterier inom projektering, produktion och förvaltning. Dessa kriterier var; beständighet, produktionsmetod, underhåll, inspektion, miljöpåverkan, produktionstid, komplexitet och ekonomi. Varje kriterium ställdes mot varandra och en viktningsfaktor togs fram för att skapa en hierarki bland kriterierna. Vidare betygsattes brokoncepten med hänsyn till dessa kriterier. Beroende på hur kriterierna värderades viktades resultatet och påverkade vardera brokonceptets slutbetyg. Konceptet som fick högst betyg ansågs vara det mest lovande alternativet och gick vidare till preliminär dimensionering.

### **1.5.2 Preliminär dimensionering av valt brokoncept**

Preliminär dimensionering av valt brokoncept innefattade, uppställning av strukturella beräkningar, beskrivning av bärande system och redovisning av preliminära tvärsnitt. Beräkningar följer dimensioneringsregler och standarder enligt Eurocode. Rimlighetsbedömningar av de preliminära dimensioneringarnas genomförbarhet gjordes med mindre justeringar. Slutligen illustreras det resulterande brokonceptet i Revit och med en fysisk bromodell i skala 1:100.

## **1.6 Samhälleliga och etiska aspekter**

Rapporten behandlar sociala, ekonomiska och ekologiska aspekter som är relevanta för brokonstruktionen. Den sociala aspekten berör byggnation och underhåll av bron. Bron dimensionerades för ett långvarigt bruk. Inget större fokus lades på design då bron är belägen i ett industriområde. Vidare lades fokus på att följa de krav som ställs på arbetsmiljö och säkerhet under produktions- och

förvaltningsfasen. På grund av avgränsningar i arbetet togs de ekonomiska aspekterna endast delvis i beaktning. Hänsyn togs vid val av material och val av konstruktion då beställaren önskade en relativt underhållsfri bro. De ekologiska aspekterna ansågs viktiga i arbetet för att sträva efter hållbara lösningar och minimera den negativa inverkan på miljön och en hållbar utveckling i samhället.

## 2 Förutsättningar och tekniska krav

Kapitlet klargör och behandlar geometriska förutsättningar, byggnadstekniska förutsättningar samt de tekniska kraven med relevans till projektet. Delen om geometriska förutsättningar behandlar bronns spännvidd, olika föreskrivna bredder utifrån plankarta och krav på fri höjd, se figur A.2. De geotekniska förutsättningarna beskriver jordlagerföljd, hydrogeologi, topografi samt geoteknik och markförhållanden. Tekniska krav innefattar krav och råd från projektets tekniska beskrivning tillhandagiven av Cowi.

### 2.1 Geometriska förutsättningar

Bron över Ringvägen ska enligt den tekniska beskrivning från Cowi (2023) ha två körbanor och en gång- och cykelväg. Bron har spännvidden 35 meter och brobredden till 11,5 meter. Körbanorna ska vara 3,25 meter breda, gång- och cykelväg ska vara 4,05 meter breda. Avstånd mellan körbana och gång- och cykelväg ska vara 0,25 meter och avstånd från körbana ut till brokant ska vara 0,3 meter. Vid gång- och cykelbana ska ett räcke placeras och vara minst 1,40 m högt. Det finns ingen möjlighet att placera stöpelare mellan järnvägsspår och Ringvägen. Krav på fri höjd över Ringvägen är 4,7 meter och över järnväg 5,3 meter. Planritningen återfinns i figur A.2 i bilaga A.

### 2.2 Geotekniska förutsättningar

Enligt Cowi (2023) utgörs jordlagerföljden av ett tunt jordtäckte på berg eller berg i dagen följt av ungefär 3 meter mäktiga jordlager. De mäktiga jordlagren består av fyllning på humusjord följt av torrskorpelera, friktionslager och berg. Ringvägen och järnvägen är nedsprängda i berget och bron kommer gå mellan bergen. Höjden på berget varierar från naturliga bergövertytan med cirka 0-4 meter och på den västra sidan övergår det i en delvis naturlig slänt. Innan val av bergsschakt och bergsförstärkning ska berget karteras och ligga till grund för tekniska lösningar (Cowi, 2023). Hydrogeologiska undersökningar har inte utträttats längst med Ringvägen och därmed ska en grundvattenyta under markytan sättas till 0,5 meter enligt Cowi (2023).

### 2.3 Tekniska krav

Enligt teknisk beskrivning av (Cowi, 2023) beskrivs vilka specifika krav som ställs i samband med brobyggnationen. Bron över Ringvägen ska dimensioneras för en livslängd på 120 år och stödkonstruktioner på 80 år. Tillfartsväg med anslutning utförd i Fas 1 får ej stängas och framkomlighet för transporter till planerad batterifabrik ska upprätthållas dagtid. Under produktionen ska Ringvägen hållas öppen för trafik med minsta körfältsbredd på 3,5 meter och fri höjd ska vara minst 4,7 meter. Kravet på fri höjd över befintlig järnväg och väg gäller även under hela byggtiden och för temporära konstruktioner. Kravet gäller 1 meter utanför befintlig vägkant.

Gällande skyddsåtgärder ska broräcken uppfylla krav enligt TRVINFRA-00227 (Trafikverket, 2023a) och ha minst kapacitetsklass H2 (Cowi, 2023). Samtliga räcken ska utrustas med skyddsnet. Infästningsskruvar, muttrar och brickor ska vara av rostfritt stål med hög korrosionsbeständighet och uppfylla specifikationerna för kvalitet 1,4401, 1,4404, 1,4406, 1,4429, 1,4432, 1,4435, 1,4436, 1,4438 och 1,4462 enligt standarder SS-EN 10088-1 (Svenska Institutet för Standarder [SIS], 2014) till SS-EN 10088-5 (SIS, 2009b).

Monteringen av räcken ska följa tillverkarens anvisningar med toleranser som inte överstiger  $\pm 0,02$  meter i höjddled och  $\pm 0,02$  meter i sidled. Efter montage ska räcket vara korrekt inriktat och ha en jämn linjeföring. Eventuella avvikelser får inte vara synliga vid visuell inspektion.

## 3 Urvalsprocess

I detta kapitel beskrivs hur urvalsprocessen för framtaget brokoncept har gått till. Processen skulle steg för steg gallra bort koncept som inte passade föreskrivna tekniska krav och generella förutsättningar. Första utvärderingen av broarna i Broprojekteringshandboken (Trafikverket, 2022) resulterade i nio möjliga brokoncept och tre olika material. Gruppen förde därefter ingenjörsmässiga resonemang för att i sin tur gå vidare med fem kandidater till nästa steg. I det sista steget betygsattes brokoncepten med hänsyn till följande kriterier; beständighet, produktionsmetod, underhåll, inspektion, miljöpåverkan, produktionstid, komplexitet och ekonomi. Kriterierna viktades olika beroende på dess relevans och påverkade således betygsättningen olika mycket. Konceptet som fick högst betyg ansågs vara det mest lovande alternativet.

### 3.1 Materialegenskaper

Materialen som broarna kan konstrueras i har olika egenskaper och beaktas i urvalen. De tre vanligaste konstruktionsmaterialen är trä, betong och stål (Trafikverket, 2022). Följaktligen är det dessa egenskaper som delvis låg till grund för valet av konstruktionsmaterial.

#### 3.1.1 Trä

Trä är ett elastiskt material som har olika bärande förmågor beroende på om yttre krafter verkar vinkelrätt mot fibrerna eller parallellt (Ritter, 1990). Generellt är trä relativt svagt i tryck men desto starkare i drag om kraften verkar parallellt längs fibrerna. Det kan vara fördelaktigt att bygga i trä på grund av dess låga egenvikt och korta byggtid. En bro- eller komponenter av en bro i trä kan helt eller delvis prefabriceras och kan transporteras med lätta fordon eller helikopter (Svenska Kommunförbundet, 1998). Materialet kräver underhåll under sin livslängd. Mängden underhåll en bro- eller komponenter av en bro i trä behöver beror på klimat och användningsområde. Underhållet består i regel av ytbehandling, till exempel impregnering eller målning. Det kan också vara fördelaktigt att välja trä ur klimatsynpunkt eftersom dess byggande, drift och underhåll har förhållandevis låg miljöpåverkan jämfört med stål och betong.

#### 3.1.2 Stål

Stål är bättre på att ta upp krafter i drag än i tryck och kan användas till flera komponenter inom brobygge, till exempel balkar eller förband. Dessa komponenter prefabriceras och transporteras sedan till byggplatsen och om det är nödvändigt målas de för att förhindra korrosion. Det finns även typer av stål som till exempel väderbeständigt stål som inte kräver något underhåll mot korrosion (Lebet & Hirt, 2013). Stål som konstruktionsmaterial till en bro har högre påverkan på miljön än både betong och trä (Hammervold m. fl., 2013). Påverkan på miljön kan dock variera från bro till bro och vilken typ av kategori av påverkan man kollar på. Stål har goda egenskaperna att den kan återvinnas oändligt många gånger.

#### 3.1.3 Betong

Betong är starkast i tryck men om betongen är armerad kan den också ta upp stora krafter i drag (Lebet & Hirt, 2013). Brokomponenter i betong kan antingen gjutas på plats eller prefabriceras. Fördelar med prefabricerade element är bland annat att arbetstiden in situ går snabbt och att god arbetsmiljö är enklare att upprätthålla i fabrik. En nackdel är att betongelement är tunga och således kan placering och monteringen av elementen bli utmanande. Om betongplattan gjuts på plats undviker man detta men då kan byggtiden istället förlängas och god arbetsmiljö blir svårare att upprätthålla. Enligt S.Lindén (personlig kommunikation, 27 februari, 2024) är det däremot vanligast att betongkonstruktioner i denna kontext är platsgjutna i Sverige. Betong kräver relativt lite underhåll men någon form av tätskikt behövs för att undvika kloridintrång (Lebet & Hirt, 2013). Betong har stor miljöpåverkan framförallt på grund av att stora mängder koldioxidutsläpp vid tillverkningen av cement. Däremot finns det mer miljövänliga produktionsmetoder som blir allt vanligare (Naturskyddsföreningen, 2022).

### 3.2 Konceptförslag

Ur Broprojekteringshandboken (Trafikverket, 2022) utlästes vilka brotyper, utformningar och materialval som var mest optimala givet spännvidd och användningsområde. Tillsammans med den generella information och brons specifika förutsättningar så som miljö, natur, stadsbild och trafiksituation kunde följande broförslag tas fram:

- Bågbro i samverkan mellan stål och betong
- Bågbro i samverkan mellan stål, betong och trä
- Kontinuerlig balkbro i betong
- Balkbro i samverkan mellan stål och betong
- Bågbro i stål
- Balkbro i betong
- Platttrambro i betong
- Lådbalkbro i betong
- Snedkabelbro som samverkansbro med stål och betong

### 3.3 Urval 1

Här gjordes en djupare analys av de valda brokoncepten. I analysen beaktades samtliga tekniska krav som avhandlades i avsnitt 2. Urvalet baserades på en rimlighetsbedömning av konceptens genomförbarhet i förhållande till givna förutsättningar och krav.

Brons livslängd var ett tydligt krav i den tekniska beskrivningen. Enligt beskrivningen skulle bron dimensioneras för en livslängd på 120 år, vilket gjorde att ett materialval som trä tidigt blev irrelevant i urvalsprocessen. Detta då träbroar endast dimensioneras för en livslängd på max 80 år (Trafikverket, 2022). Ur planritningen uppmättes en spännvidd på minst 30 meter. Brotyper som var bättre lämpade för andra spännvidder var irrelevanta och gick inte vidare till nästa steg.

Själva urvalsprocessen utfördes med en öppen diskussion, där samtliga tre specialistgrupper (beställare/konstruktör, produktion och förvaltning/underhåll) övervägde för- och nackdelar med varje brokoncept med hänsyn till problembeskrivningens kontext. Vidare valde projektgruppen ut de mest lovande brokoncepten, vilka avancerade vidare till nästa steg för en utförligare analys.

De fem brokoncept som avancerade var följande:

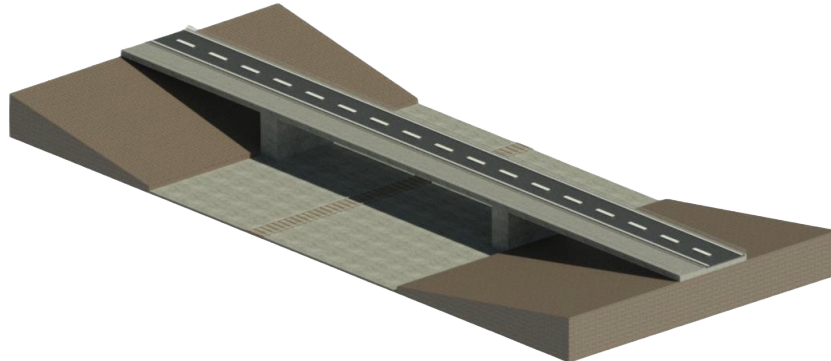
- Kontinuerlig balkbro i betong
- Balkbro i samverkan mellan stål och betong
- Bågbro i stål
- Plattrambro i betong
- Bågbro i samverkan mellan stål och betong

#### 3.3.1 Kontinuerlig balkbro i betong

En balkbro är en brostruktur bestående av balkar. Balkarna utgör primärbärningen i strukturen och utnyttjar balkverkan för att tillsammans motarbeta yttre lasteffekter. Figur 3.1 visar ett exempel på en sådan konstruktion. Genom att brostrukturen består av flera balkar kan yttre laster fördelas på fler balkelement, vilket kan vara fördelaktigt ur lastkapacitets- och beständighetssynpunkt (Trafikverket, 2022). Kontinuerliga balkbroar är lämpade för spännvidder från 20 meter och uppåt. Vanligtvis för balklängder över 25 meter utnyttjas spännarmeringen i betongen för att öka konstruktionens bärförmåga. (Trafikverket, 2022).

Som för alla balkkonstruktioner i betong kan element antingen gjutas på plats eller prefabriceras i fabrik. Eftersom betongbroar vanligtvis platsgjuts sker större delen av byggprocessen in situ (S.Lindèn, personlig kommunikation, 27 februari, 2024). Vanligtvis gjuts betongbalkarna med hjälp av gjutformar och temporära stöd. Detta innebär att om bron byggs över en underliggande väg kan dess trafik störas under gjutprocessen.

Underhållsåtgärder för balkbroar i betong är byte av broräcke, byte av kantbalk, byte av tätskikt, byte av övergångskonstruktioner och betongreparationer (Vägverket, 1996).



**Figur 3.1:** 3D modell av ett koncept för en kontinuerlig balkbro i betong.

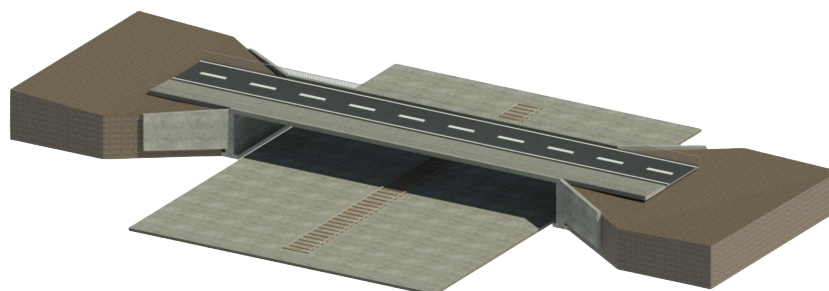
#### 3.3.2 Plattrambro

Plattrambro kategoriserar sig under brotypen rambro (Trafikverket, 2022) se figur 3.2. Normalt utförs plattrambro i ett spann där de yttre lasterna bärs upp av ett ramverk. Ramverket utnyttjar de kringliggande jordmassornas tryckkrafter för att stabilisera och styva upp konstruktionen.

Armerad betong är fördelaktigt vid spännvidder upp till 20 meter för denna brotyp (Trafikverket, 2022). För längre spännvidder upp till 35-40 meter utnyttjas vanligen spännarmerad betong för att uppnå önskad lastkapacitet. Beroende på spännvidd och grundläggningsförutsättningar finns det olika sätt att dimensionera plattrambro (Trafikverket, 2022). Vid längre spännvidder görs brobaneplattan med varierande tjocklek i längdled genom att brobaneplattan votas. Att brobaneplattan votas innebär att den förstärks med tjockare gjutning i vissa punkter där belastning av tvärkraft och moment är som störst. Normalt används 1/5-voter för att öka tvärkraftskapacitet och styvhet och för att reducera momentet i fält. Vid spännvidder över 20 meter votas hela spannet som en parabelform på grund av estetiska skäl (Trafikverket, 2022).

Plattrambroar kan också prefabriceras och platsgutas. Vid produktion av en platsgjuten plattrambro används en formställning för hela bron, detta kräver att ytan under bron är tillgänglig (Lin & Yoda, 2017). Följaktligen, om bron byggs över en underliggande väg, kan denna behöva stängas av under produktionen. Plattrambroar kräver även att sluttningen fylls på med jord således kan vingmurarna hållas på plats av jordtrycket (Trafikverket, 2022).

Likt andra broar i betong behövs plattrambro underhållas för att skyddas mot framförallt kloridintäningar. Unikt för plattrambro är däremot den lätta åtkomligheten till hela konstruktionen och dess underhåll anses därmed som enkel (Trafikverket, 2017).



**Figur 3.2:** 3D modell av ett koncept för en plattrambro i betong.

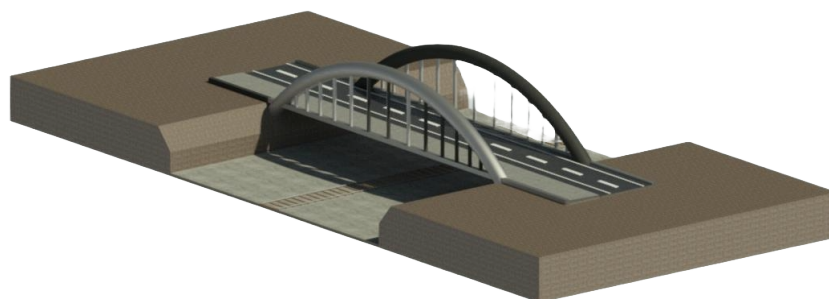
#### 3.3.3 Bågbro i stål

Bron är konstruerad i stål där komponenter som överliggande båge, längsgående balkar, balkar i tvärled och hängare prefabriceras. Transport sker enligt förskrivna krav således är inga element längre än 30 meter (Trafikverket, 2023b). Vid placering och montering lanseras eller lyfts balkarna fram till rätt position (Lebet & Hirt, 2013). Om det finns behov kan en tillfällig stödpelare användas. Brobanan konstrueras först och därefter nyttjas den som en arbetsplattform för vidare montering av bågen.

Bågbroar i stål har hög bärförmåga och kan klara spännvidder över 200 meter. Vid belastning måste stora horisontella stödreaktioner tillhandhållas vilket kräver att grundförhållandena är bra (Lebet & Hirt, 2013). Upplagen är konstruerade så att de inte tar upp något moment i stöden. Därmed blir momentet i bågen lägre än för momentstyva stöd.

Underhåll består framförallt av att måla täckande färglager som korrosionsskydd. Alternativt kan väderbeständigt stål användas. Väderbeständigt stål är dyrare än stål men kan ur ett livcykelskostnads- och miljöperspektiv vara gynnsamt eftersom dess egenskaper gör att mindre underhåll krävs (Lebet & Hirt, 2013).

Inspektionen av bron kan vara svår på grund av bågens höjd. Fördelaktigt är däremot att hängarna kan monteras ner en och en och bytas efterhand. Hur hög bågen är beror av brons längd och slankhet.



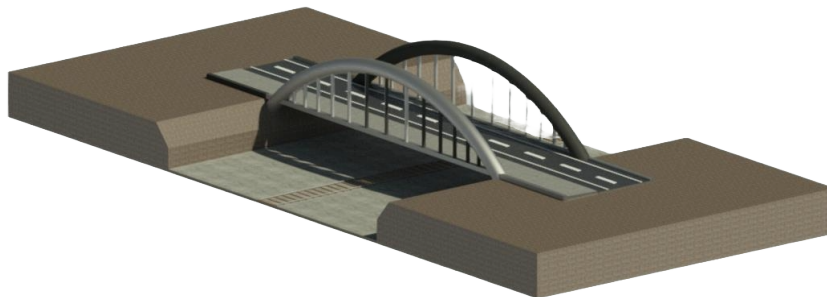
**Figur 3.3:** 3D modell av ett koncept för en bågbro i stål.

### 3.3.4 Bågbro i samverkan mellan stål och betong

Denna bro har samma utformning som en bågbro i stål. Det som skiljer sig är att bågen och längsgående huvudbalkar är konstruerad i stål med en överliggande platta i betong. Exempel på utformning ses i figur 3.4. Eftersom bågen tar upp kraft i tryck är det egentligen lämpligare att tillverka den i betong (Lebet & Hirt, 2013). Däremot har stål andra fördelaktiga egenskaper så som dess låga egenvikt, svetsbarhet och snabba montering. Betongplattan gör bron stabil mot böjning och lateral vridbuckling. Huvudbalkarna överför krafter som böjning, skjuvning och vridning från plattan till stöden. Betongplattan fästs i stålet via skjuvförbindare, vanligtvis huvudbultar. De flexibla bultarna utsätts för skjuvning och omfördelar således de längsgående skjuvkrafterna mellan dem.

Vid tillverkning av bron prefabriceras stålkomponenterna och körbanan i betong antingen prefabriceras eller platsgjuts (Lebet & Hirt, 2013). På samma sätt som för en bågbro i stål kan balkarna lanseras eller lyfts fram till rätt position (Lebet & Hirt, 2013). Om det finns behov kan en tillfällig stödpelare användas. Brobanan konstrueras först och därefter nyttjas den som en arbetsplattform.

Likt bågbroen i stål kan underhåll vara krävande med många ståldetaljer som är svåra att komma åt. I denna konstruktion måste också underhåll av betongen beaktas. Anslutning mellan stålbalkar och betongplatta är kritisk och kan vara svåråtkomlig (Lebet & Hirt, 2013).



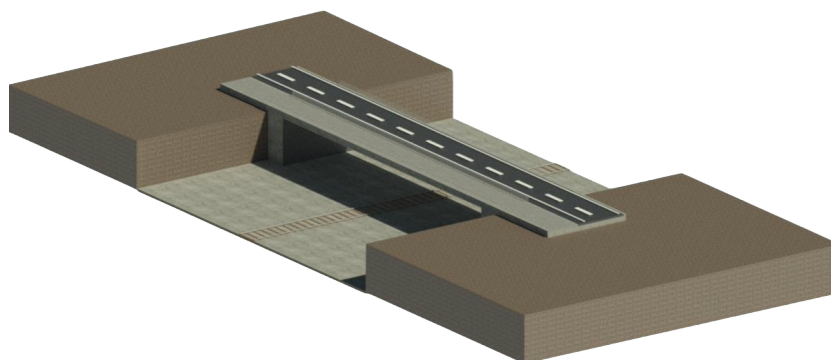
**Figur 3.4:** 3D modell av ett koncept för en bågbro i samverkan mellan stål och betong.

### 3.3.5 Balkbro i samverkan mellan stål och betong

Samverkansbron är konstruerad med huvudbalkar av stål och en brobana av betong. Exempel på utformning av bron visas i 3.5. Brotypen lämpar sig bra för spännvidder från 20 meter och upp till 60-70 meter, över djupa dalgångar, över vattendrag och när en formställning ska undvikas (Trafikverket, 2022). Stålbalkarna kan antingen lyftas på plats eller lanseras fram från landfästerna. Konstruktionen har en kort byggtid och en mindre komplex konstruktion vilket gör att den är lätt och billig att bygga (Lebet & Hirt, 2013). Den korta byggtiden medför att eventuella störningen för underliggande trafik kan reduceras.

Konstruktionen för samverkansbalkbro är konstruerad med underdel av prefabricerade balkar av stål och överdelen av betong. Vanligtvis gjuts körbanan på plats med hjälp av en form. Bortsätt från bågen sker placering och montering av brons element på samma sätt som för samverkansbron med båge, se kapitel 3.3.4.

Infästning och kraftöverföring mellan stål och betong sker via svetsbultar (Trafikverket, 2022). Underhåll av betong och stålkomponenter sker likt ovanstående broar. Anslutning mellan stålbalkar och betongplatta är kritisk och kan vara svåråtkomlig (Lebet & Hirt, 2013).



**Figur 3.5:** 3D modell av ett koncept för en balkbro i samverkan mellan stål och betong.

## 3.4 Utvärdering av lovande alternativ

I utvärderingen av de lovande alternativen användes en kriteriemall, se kapitel 3.4.2. Det användes nio urvalskriterier som indelades i tre huvudgrupper; projektering, produktion och förvaltning. Varje kriterium viktades mot varann med hänsyn till krav och förutsättningar. Resultatet i kriteriemallen användes sedan i viktingsmallen, se kapitel 3.4.3, för att ta fram slutligt brokoncept.

### 3.4.1 Urvalskriterier

De nio urvalskriterierna beskrivs i följande kapitel och vad som beaktades inom varje kategori. Resultatet av viktningen visas i tabell 3.1.

#### 3.4.1.1 Beständighet

Beständighet visar hur väl bron uppfyller beständighetskraven som finns angivna i den tekniska beskrivningen. Bron ska ha en livslängd på 120 år och de anslutande stödkonstruktioner en livslängd på 80 år (Cowi, 2023). Det gör att val av material och utformningen på bron blir av största vikt. För att öka beständigheten är kategorin underhåll viktig.

#### 3.4.1.2 Miljöpåverkan

Kriteriet redogör hur stor inverkan på miljön brokonstruktionerna har. Genomtänkta materialval som har lång livslängd och ett generellt fokus på cirkulärt byggande minskar miljöpåverkan (Trafikverket, 2022). Hammervold m. fl. (2013) har genomfört en jämförande fallstudie av livscykelanalys i Norge för tre broar i betong, stål och trä. Resultaten från studien visar att betongbron presterar bäst miljömässigt och träbron bäst mot global uppvärmning. Enligt Hammervold m. fl. (2013) kommer störst miljöpåverkan från tillverkning av material för det lastbärande systemet och brons distans. Användningsfasen har en större inverkan på miljön än bygghfasen som kopplas till ytbehandling av asfalten.

#### 3.4.1.3 Ekonomi

Ekonomi är i regel viktig när broar ska byggas och kostnadseffektiva alternativ efterfrågas. Sedan slutet av 90-talet har efterfrågan på verktyg för att analysera och värdera olika broar med avseende på dess kostnad ökat (Troive & Ronnebrant, 1999). LCC-analyser möjliggör förutseendet av broarnas livscykelkostnad i ett tidigt skede. En LCC-analys innefattar kostnader för brons hela livslängd vilket innefattar kostnader för investeringar, underhåll, samhälle, trafikanter och rivning (Trafikverket, 2022).

I projektets tekniska beskrivning framgår det att anläggningen ska utformas så att drift, underhåll och felavhjälpning kan ske kostnadseffektivt (Cowi, 2023). Projektet avgränsades för djupare ekonomisk analys och verktyg som LCC har inte tillämpats.

#### 3.4.1.4 Komplexitet

Detta kriterium syftar på brokonceptens komplexitet och detaljrikedom. De olika broformningarna har olika komplexa strukturer. Ju mer detaljrik och komplex en struktur är desto svårare blir beräkning och dimensionering, vilket ökar risken för fel i projekteringsfasen. Således kräver en sådan utformning större kompetens och noggrannhet i projekteringen.

#### 3.4.1.5 Produktionsmetod

Produktionsmetod innefattar tillvägagångssättet för broproduktionen samt var tillverkningen av brokomponenterna kommer att ske. En bra vald produktionsmetod är anpassad till platsen och bidrar till bland annat säkrare arbetsmiljö, kortare byggtid och mindre påverkan på omgivningen. Tillverkning av byggdelar i fabrik är fördelaktigt med hänsyn till byggtid, olycksrisk och kontroll av bland annat mått och kvalitet. Arbetet på byggarbetsplatsen blir effektivare vid prefabricering och arbetsmiljön förbättras bland annat genom minskad olycksrisk och mindre slitsamt arbete. Omkringliggande miljö och trafik påverkas också av produktionsmetoden och vid val av produktionsmetod måste hänsyn tas till krav som ställs kring avstängning av trafik enligt Cowi (2023).

#### 3.4.1.6 Produktionstid

Hänsyn tas till hur lång tid det tar att färdigställa bron samt hur lång tid varje skede tar i produktionskedjan. Produktionstiden beror till största delen på vald produktionsmetod och hur väl arbetet är planerat. En lång produktionstid bidrar till en ökad påverkan på omgivningen och trafiken, ökade kostnader och längre perioder av buller. Förbättrade arbetsmetoder och prefabricerade konstruktioner bidrar till minskad byggtid (Trafikverket, 2022), där förbättring av arbetsmetoder planeras i det tidiga skedet av projektet .

#### 3.4.1.7 Arbetsmiljö

Arbetsmiljö behandlar människors hälsa och liv. Enligt Trafikverket (2022) kan arbetsmiljön användas som ett mått på hur lyckat och effektivt ett projekt är. Produktiviteten på arbetsplatsen ökar om hantverkarna känner sig säkra och trygga. En viktig faktor i arbetsmiljön är att undvika förslitningsskador och olyckor. Val av byggmaterial påverkar hantverkarna olika mycket och betongkonstruktioner är mest slitsamma (Trafikverket, 2022) och tas i beaktning vid val av bro. Prefabricerade konstruktionsdelar föredras framför att producera på plats eftersom det minskar påfrestning på hantverkarna (Trafikverket, 2022).

#### 3.4.1.8 Underhåll

Kriteriet behandlar hur enkelt underhåll av bron ska kunna ske. Det innebär att vid projektering och val av bro tas hänsyn till att underhåll av alla delar ska kunna ske utan svårigheter. Eftersom det finns höga krav på livslängden för broar är det särskilt viktigt att underhållsarbetet utförs väl. Underhållsarbete är en förutsättning för att bibehålla brons beständighet.

Underhållsarbete ska även kunna ske på så sätt att trafiken inte störs under tiden och utan att säkerheten för trafikanterna och personalen äventyras. För en bro över järnväg finns även krav på tillräckligt stort avstånd mellan brons landfästen och järnvägen, så att underhållsarbete kan utföras utan att störa järnvägstrafiken.

#### 3.4.1.9 Inspektion

Kriteriet innebär att bron ska utformas med hänsyn till åtkomlighet för inspektion. En viktig del av underhållsarbetet är inspektera och upptäcka eventuella skador som bör repareras eller underhållas på annat sätt. Likt för underhåll så ska en god säkerhet behållas för både trafikanter och arbetare vid inspektion.

### 3.4.2 Kriteriemall

För att vikta de olika kriterierna har en kriteriemall skapats med hänvisning till broprojekteringshandboken (Trafikverket, 2022), se tabell 3.1. Här viktades alla kriterierna mot varandra var för sig och ett poängsystem infördes där 1 betyder att kriteriet är mindre viktigt i jämförelse, 2 betyder att de är lika viktiga och 3 innebär att kriteriet anses vara viktigare än det kriterie som de jämförts mot.

Poängen för varje kriterium summerades sedan ihop till en totalpoäng. X-faktorn i systemet är betygsatt efter hur kriterierna förhåller sig till varandra medan Y-faktorn är baserad på hur avdelningarna förhåller sig till varandra. X-faktorn är kriteriets poäng delat på avdelningens totala poäng och Y-faktorn är avdelningens poäng delat på summan av alla poäng. I den slutgiltiga viktfaktorn multipliceras X- och Y-faktorn. Rangordningen på de olika kriterierna efter att ha viktat de mot varandra blev:

1. Arbetsmiljö (17%)
2. Beständighet och produktionsmetod (14%)
3. Underhåll (13%)
4. Inspektion (11%)
5. Miljöpåverkan (10%)
6. Produktionstid (8%)
7. Komplexitet (7%)
8. Ekonomi (6%)

Arbetsmiljö viktades högst av alla kriterier eftersom detta handlar om människors hälsa och liv. För att undvika olyckor på arbetsplatsen är det viktigt att säkerheten prioriteras. Kriterierna om beständighet, produktionsmetod och förvaltning viktades högt eftersom det finns förskrivna krav angående dessa. Komplexitet, ekonomi och produktionstid viktades lägst.

**Tabell 3.1:** Resultat efter viktning av kriterier enligt kriteriemall

Avdelning	Urvalskriterier	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Poäng	X	Y	Viktfaktor
Projektering	1 Beständighet		3	3	3	1	3	1	3	3	20	38%	37%	14%
	2 Miljöpåverkan	1		3	3	1	3	1	1	1	14	26%		10%
	3 Ekonomi	1	1		2	1	1	1	1	1	9	17%		6%
	4 Komplexitet	1	1	2		1	1	1	1	2	10	19%		7%
Produktion	5 Produktionsmetod	3	3	3	3		2	1	2	3	20	36%	39%	14%
	6 Produktionstid	1	1	3	2	2		1	1	1	12	21%		8%
	7 Arbetsmiljö	3	3	3	3	3	3		3	3	24	43%		17%
Förvaltning	8 Underhåll	1	3	3	3	2	3	1		2	18	53%	24%	13%
	9 Inspektion	1	3	3	2	1	3	1	2		16	47%		11%
											143			100%

### 3.4.3 Viktningsmall

Viktningsmallen som visas i tabell 3.2 är inspirerad av ett exempel från broprojekteringshandboken (Trafikverket, 2022). Varje brokoncept har ställts mot varje kriterium med utgångspunkt från informationen om broarna i kapitel 3.3. De har fått ett betyg mellan 0-4 som motsvarar hur väl bron uppfyller kriteriet. För att få fram slutligt betyg har viktfaktorn från kriteriemallen multiplicerats med betyget som varje bro fått för respektive kriterium. Betygen innebär följande:

- 0 - Otillräcklig
- 1 - Acceptabelt med tvekan
- 2 - Tillräckligt bra
- 3 - Bra

### 3. Urvalsprocess

- 4 - Mycket bra

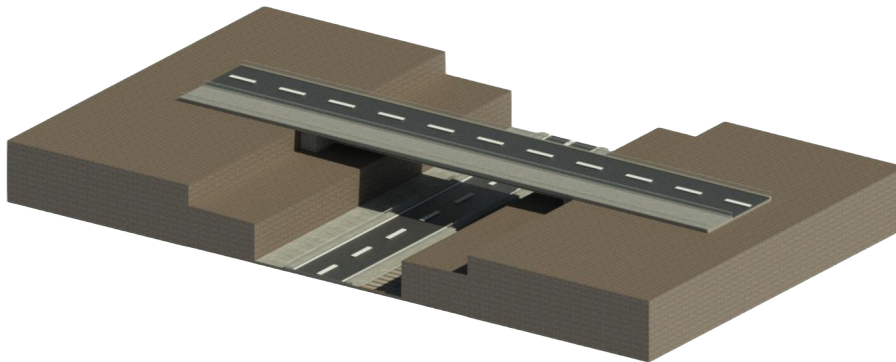
**Tabell 3.2:** Resultat efter betygsättning av brokoncepten

Brotyp		Kontinuerlig balkbro	Plattrambro	Bågbro i stål	Samverkansbro, bågbro	Samverkansbro, balkbro
<b>Urvalskriterier</b>	<b>Viktfaktor</b>					
1 Beständighet	14%	3	3	2	2	3
2 Miljöpåverkan	10%	3	3	1	2	2
3 Ekonomi	6%	3	2	2	3	3
4 Komplexitet	7%	2	1	2	2	3
5 Produktionsmetod	14%	2	1	3	4	4
6 Produktionstid	8%	2	1	3	3	3
7 Arbetsmiljö	17%	2	2	3	3	3
8 Underhåll	13%	3	4	2	2	2
9 Inspektion	11%	3	4	2	1	2
<b>Betyg</b>		<b>2.54</b>	<b>2.42</b>	<b>2.29</b>	<b>2.48</b>	<b>2.80</b>

Bågbron i stål fick lägst betyg se 3.2. Bron fick låga poäng i förvaltningskategorierna och även i miljösynpunkten. De slutgiltiga betygen för plattrambro, samverkansbro med båge och den kontinuerliga balkbron var relativt jämna. Plattrambro och den kontinuerliga balkbron gjuts på plats och prefabricerad betong används inte. Det gjorde att bron fick låga poäng på kategorierna inom produktion. Vid byggnation av plattrambro används mycket utfyllnadsmaterial och det är en komplex modell att räkna på. Plattrambro fick höga poäng inom förvaltning för att den nästan är helt underhållsfri och lätt att inspektera. Samverkansbroarna fick höga betyg i kategorin produktionsmetod på grund av att de har stålbalkar som kan lanseras ut. Dessutom är det fördelaktigt med de förutsättningar som finns beskrivet i kapitel 2. Samverkansbro med båge fick precis som bågbron i stål, låga poäng för kategorierna förvaltning och beständighet. Samverkansbro utformad som en balkbro fick högst betyg.

## 4 Slutligt brokoncept

Kapitlet presenterar det slutgiltiga brokonceptet. En samverkansbro i betong och stål som tagits från ovanstående urvalsprocess 3, se konceptuell bild av broutformningen i figur 4.1 nedan. Brokonstruktionens över- och underbyggnad beskrivs i detalj. Vidare behandlas aspekter som grundläggning, produktion och förvaltning samt utformning av brodetaljer.



**Figur 4.1:** 3D modell av slutligt brokoncept.

### 4.1 Överbyggnad

Brons överbyggnad utformas av två I-balkar i stål. Ovanpå dessa stål-balkar ska det gjutas ett betongbjälklag där sedan körbanan och gång- och cykelbanan ska asfalteras. Bron är utformad för att stålet och betongen ska samverka. För att samverkan ska fungera svetsas bultar fast på I-balkens överkant och gjuts sedan fast i betongen och ska då fungera som skjuvförbindare mellan materialen (Trafikverket, 2022). Körbanan på betongplattan kommer vara 11,1 meter bred.

### 4.2 Underbyggnad

Underbyggnaden för bron kommer bestå av två ändstöd, vilka kommer agera som fristående landfästen. Stöden kommer vara utformade som två betongstolar, se bilaga C figur C.2 för figur, där vardera stol består av en platta som har samma bredd som bron. På denna gjuts en betongkonsol som hamnar i höjd med körbanan och bildar tillsammans formen av en stol. På ändstödet kommer ett upplag finnas där överbyggnaden ska vila på. Mellan landfästet och överbyggnaden

kommer en övergångskonstruktion finnas (Trafikverket, 2022) då överbyggnaden kommer kunna röra sig i förhållande till länkfästet i form av exempelvis temperaturutvidgning eller laster som skapar rörelser.

### 4.3 Grundläggning

Markförhållandena vid bronns upplag består av berg och utgör bra grundförhållanden. Således blir grundläggningen mindre komplex. Bergsytan packas med sprängsten eller makadam för att skapa en platt yta där en betongstol gjuts fast. Fyllningen bör minst vara 0,5 meter tjock (Vägverket, 1996). Betongstolen fungerar som en platta som bronns stöd står på. Resterande yta mellan bro och berg fylls ut med sprängsten eller makadam.

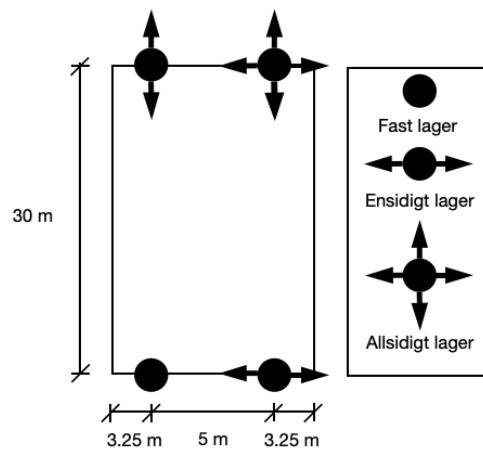
### 4.4 Brodetaljer

Här beskrivs utformning av bronns detaljer. Det innefattar lager, skyddsanordningar, tätskikt och beläggning, avvattningssystem samt kantbalkar. Ovanstående detaljer utformades efter givna krav och förutsättningar.

#### 4.4.1 Lager

Krafter från överbyggnaden överförs till bronns stöd via lager. Med hänsyn till bronns utformning är lagren fasta eller rörliga (Vägverket, 1996). För att förankra bron på ett bra sätt och samtidigt undvika tvångskrafter ser lagerföljden ut enligt figur 4.2. Horisontella krafter uppskattas vara små.

Lagren bör dimensioneras för förekommande vertikala stödkrafter. Dessa krafter redovisas i bilaga B. För stöd med bärande rullager framställs lager enligt SS-EN 1337-4 (SIS, 2004).



Figur 4.2: Principskiss över lagertyp vid stöd. Bild ovanifrån.

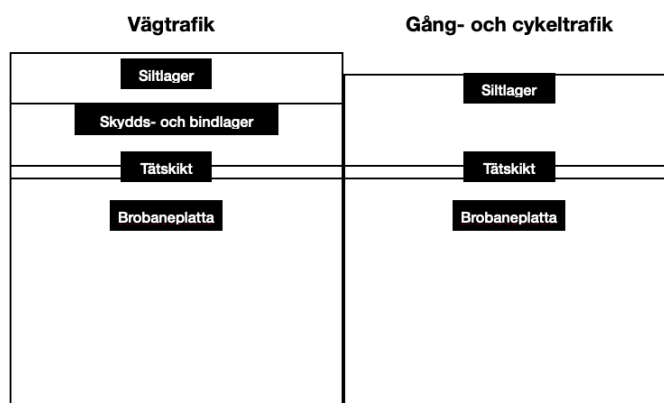
#### 4.4.2 Skyddsanordningar

Skyddsanordningar omfattar räcke mellan bilväg- och gång/cykelväg samt omslutande broräcke och broräckesavslut. Räckena längs gång- och cykelbanor ska enligt Cowi (2023) vara minst 1,40 meter höga och ska dimensioneras för en jämnt fördelad last på 0,8 kN/m som verkar vinkelrätt mot horisontella delar, men som i övrigt kan ha godtycklig riktning. Lasten förutsätts angripa en horisontell del åt gången.

En övergång mellan räckena bör vara utformad för att jämställa kapacitets- och deformationsegenskaper för att minimera risken för exempelvis fickbildning och skador som kan orsakas av plötsliga variationer (Cowi, 2023). Dessutom bör den kunna överföra de laster som kan uppstå. Se kapitel 2 för krav på utformning av samtliga räckena.

#### 4.4.3 Beläggning och tätskikt

Enligt Cowi (2023) ska beläggningen uppfylla krav från TRVINFRA-00227 (Trafikverket, 2023a). Därav följande val av material och dimensioner på beläggningsskikt där tätskiktet är till för att skydda armeringen i betongen mot kloridinträngning i betocksprickor (Lebet & Hirt, 2013). Tätskikt ska vara 10 millimeter och bestå av en kombination av akrylatprimer och dubbla lager tätskiktsmatta. Över tätskiktsmattan på brobaneplatta för vägtrafik är det ett kombinerat skydds- och bindlager i 50 millimeter PGJA samt ett 40 millimeter siltlager av PGJA med inväldad BCS i ytan. Över tätskiktsmattan på brobaneplatta för gång- och cykeltrafik är det ett 75 millimeter siltlager av PGJA med inväldad BCS i ytan. Se figur 4.3 för illustration av beläggning.



**Figur 4.3:** Beläggning över brobaneplatta för vägtrafik samt gång- och cykeltrafik.

#### 4.4.4 Avvattningssystem

Avvattningssystemet är den tekniska lösningen som tillgodoser vattenavrinning för dagvatten. Ytavlopp och grundavlopp, där ytavlopp avser avloppet som ska ta hand om vattnet på beläggningens yta och grundavlopp avser det vatten som

tränger igenom beläggningen (Trafikverket, 2022), dimensioneras för ett 10-års regn med en varaktighet på 10 minuter (Cowi, 2023). Det avloppssystem som ska utformas ska vara av syrafast rostfritt stål enligt EN 1,4404 och TRVINFRA-00227 (Cowi, 2023).

### 4.4.5 Kantbalkar

Kantbalkar designas med en höjning och en lutning på 1:20 in mot bron (Cowi, 2023). Sidorna mot vägen ska fasas med måtten 100 x 150 millimeter. Krav enligt TRVINFRA-00227 ska uppfyllas.

## 4.5 Produktion

En stålöverbyggnad med en brobaneplatta av betong konstrueras med samverkan mellan huvudbalkarna och brobaneplattan (Cowi, 2023). Huvudbalkarna i stål är prefabricerade och kommer levereras i tre delar och sedan svetsas samman på plats innan de lanseras fram. Genom att använda lansering störs ej trafiken under bron.

Efter att lanseringen av stålbalkarna är utförd påbörjas gjutningen av körbanan. Körbanan kommer gjutas på plats med hjälp av en gjutform som sitter ihop med stålbalkarna (Lebet & Hirt, 2013).

## 4.6 Underhåll och Förvaltning

För att bron ska klara kravet på livslängd krävs det att brodetaljer och stålprofiler skyddas mot korrosion (Lebet & Hirt, 2013). För att förenkla underhåll ska balkarna produceras i väderbeständigt stål och på så sätt skyddas mot korrosion. För att kunna använda väderbeständigt stål behöver regelbundna kontroller genomföras på balkarna. Detta för att rengöra konstruktionen från smuts samt se till att undvika ogynnsamma vattenansamlingar som kan bildas om avrinningen från strukturen inte sker på rätt sätt (Lebet & Hirt, 2013).

Betongen i bron behöver skyddas mot kloridinträningar för att motverka armeringskorrosion som har stor påverkan på brons beständighet (Al-Emrani & Engström, 2011). För att skydda armeringen mot korrosion ska det installeras ett tätskikt mellan asfalt och betong för att undvika att vatten når sprickor i betongen. (Lebet & Hirt, 2013).

Inspektion av lager och övergångskonstruktioner sker kontinuerligt under hela livslängden och brons överbyggnad, underbyggnad och områden runt landfästen utformas på ett sådant sätt att inspektion kan ske med enkelhet och från flera håll (Trafikverket, 2022). Överbyggnaden ska också utformas så att den ska kunna lyftas vid ett eventuellt lagerbyte.

## 5 Preliminär dimensionering

I följande kapitel presenteras den preliminära dimensioneringsprocess som utfördes för det slutliga brokonceptet. Processen delades upp i ett flertal beräkningsetapper som genomfördes med hänsyn till tekniska krav och svenska standarder.

Initialt fastställdes lastmodeller enligt SS-EN 1991-2 (SIS, 2010b) för att beräkningsmässigt kunna illustrera olika trafiksituationer som verkar på bron. Således kunde dimensionerande lasteffekter i tvärled och längdled tas fram. Lasteffekterna utnyttjades sedan i samtliga beräkningsetapper för att dimensionera olika konstruktionsdelar och tvärsnittsmått. Beräkningsetapperna redovisas mer utförligt i Bilaga B.

Enligt den tekniska beskrivningen är bron tillåtna nedböjning  $L/400$  i tvärled respektive längdled. Detta i kombination med det faktum att ett mittstöd i längdled inte var aktuellt, varken i gjutskedet eller i bruksskedet, resulterade i att nedböjningskravet blev dimensionerande vid framtagningen av balkarnas tvärsnitt i längdled. Beslutet angående avsaknad av ett mittstöd grundade sig i svårigheterna att begränsa trafiken under bron. Exempelvis ställde beställaren strikta krav på att den interna järnvägen inte fick störas under drift.

### 5.1 Lastmodeller

Enligt SS-EN 1991-2 (SIS, 2010b) kan trafikklaster i praktiken översättas med fyra olika väglastmodeller, Load Model 1 (LM1), LM2, LM3 samt LM4. Den förstnämnda modellen skall täcka de flesta fallen av fordonstrafikerade vägbroar, och blev därför mest relevant för detta projekt. Modellen består av en jämnt utbredd fillast och ett axelpar, vilka tillsammans placeras i olika lastfält. Fälten är vardera 3 meter långa och utbreder sig över bronns totala bredd, 11,1 meter. I ovanstående fall betyder det att brobanans beredd modellerades med fyra lastfält, varav tre fullständiga fält och ett fält som sträckte sig över de resterande 2,1 metrarna. Axelparen, eller boggi-lasterna som de också benämns, placerades ut på de mest ogynnsamma positionerna, med avseende på belastningsstorlek, för att kunna dimensionera bron efter dessa lasteffekter.

## 5.2 Lasteffekter i tvärled

Efter att lastmodellen var fastställd kunde dimensionerande tvärkrafter och böjmoment i tvärled beräknas, se detaljerad beräkningsgång i avsnitt B.1.2 i bilaga B nedan. Utifrån dessa dimensionerades senare en brobaneplatta för den konceptuella bron, beskrivet i avsnitt B.2 i bilaga B nedan. Utöver dimensionerande tvärkraft och moment beräknades även stödreaktionerna i tvärled, det vill säga reaktionskrafterna som de två underliggande stålbalkarna bidrog med. Med dessa två reaktionskrafter, och i synnerhet storleksskillnaderna mellan dem, kunde sedan filfaktorer beräknas.

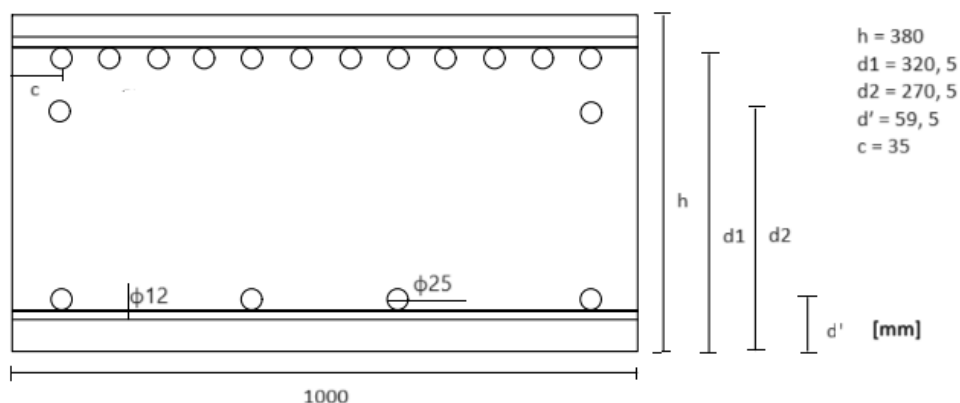
## 5.3 Beräkning av filfaktorer

Filfaktorerna översätter ogynnsamma lastfördelningar i tvärled till längdled. Därav kan de längsgående stålbalkarna dimensioneras med hänsyn till belastningar i båda leden. Beräkningsprocessen för dessa faktorer utfördes enligt LM1 från SS-EN 1990 (SIS, 2010a) och redovisas noggrannare i bilaga B avsnitt B3. De slutliga filfaktorerna för de utbredda lasterna respektive axellasterna beräknades till 0,86 respektive 1,06.

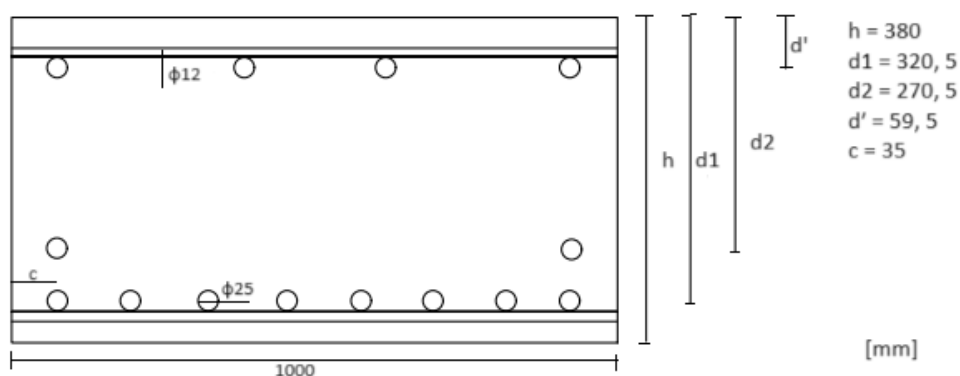
## 5.4 Dimensionering av brobaneplatta i ULS

Som beskrivet i avsnitt 5.2 användes dimensionerande tvärkraft och moment i tvärled för att dimensionera brobaneplattan, se avsnitt B.2 i bilaga B nedan. Plattan försågs med drag- och tryckarmering enligt figur 5.1 och 5.2 nedan. Olika tvärsnitt dimensionerades över stöd och fält med hänsyn till lasteffekterna i respektive snitt. Utnyttjandegraden för drag- och tryckarmeringen beräknades till 95% i det dimensionerande snittet.

Vidare dimensionerades även tvärkraftsarmeringen i denna beräkningsetapp. Armeringsdiametern valdes till 12 millimeter och det minsta avståndet mellan armeringsstängerna beräknades till 91,5 millimeter. Fördelningen av tvärkraftsarmeringen i tvärled redovisas i figur B.8 i bilaga B nedan, och är framtagen för halva brobredden och spegelvänds sedan i det vertikala symmetrisnittet.



Figur 5.1: Brobaneplattans tvärsnitt över stöd



Figur 5.2: Brobaneplattans tvärsnitt i fält

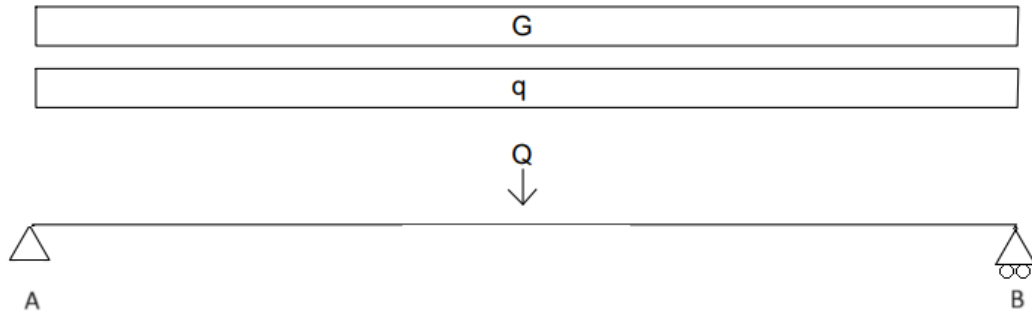
## 5.5 Kontroll av brobaneplatta i SLS

I bruksgränstillstånd utfördes en tvärsnittsanalys av brobaneplattan som dimensionerades i avsnitt 5.4. I analysen beaktades långtidseffekter, så som krypning och krympning. Tvärsnittet kontrollerades med avseende på spänningar i betong och armering. Vidare kontrollerades även nedböjningen i plattan. Detta gjordes i tvärlängd för både fältmitt och för konsolerna. Nedböjningen beräknades med hjälp av elementarfall och fick enligt krav inte överskrida  $L/400$  meter i fältmitt och  $L/250$  meter för konsolerna, det vill säga ca 27,8 millimeter respektive 12 millimeter. Samtliga beräkningar i SLS redovisas i avsnitt B.2.5 i bilaga B nedan.

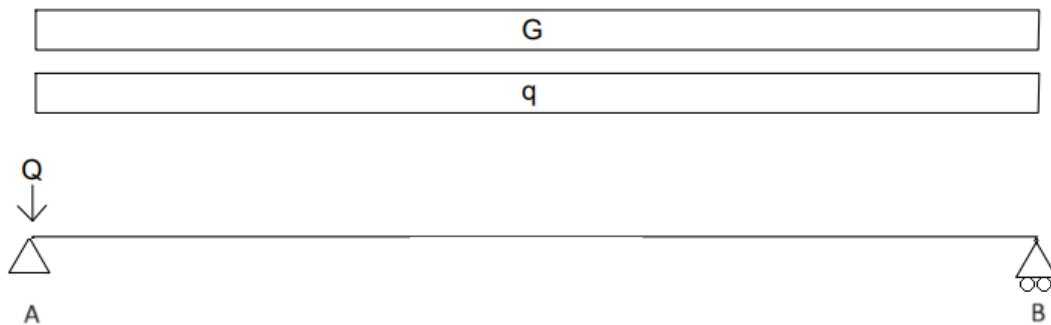
## 5.6 Lasteffekter i längdled

I längdled bestod lastfallen av utbredda laster för egentyngd och trafik, samt en punktlast som förflyttades över brospannet för att hitta de mest ogynnsamma lastfördelningarna för fält respektive stöd. För dimensionerande moment placerades punktlasten mitt i brospannet, se figur 5.3 nedan, och för

dimensionerande tvärkraft placerades punktlasten över det ena stödet, se figur 5.4. Samtliga laststorlekar i längdled multiplicerades med filfaktorerna som beskrevs i avsnitt 5.3 ovan. Slutligen kunde dimensionerande moment och tvärkraft beräknas enligt avsnitt B.4 i bilaga B.



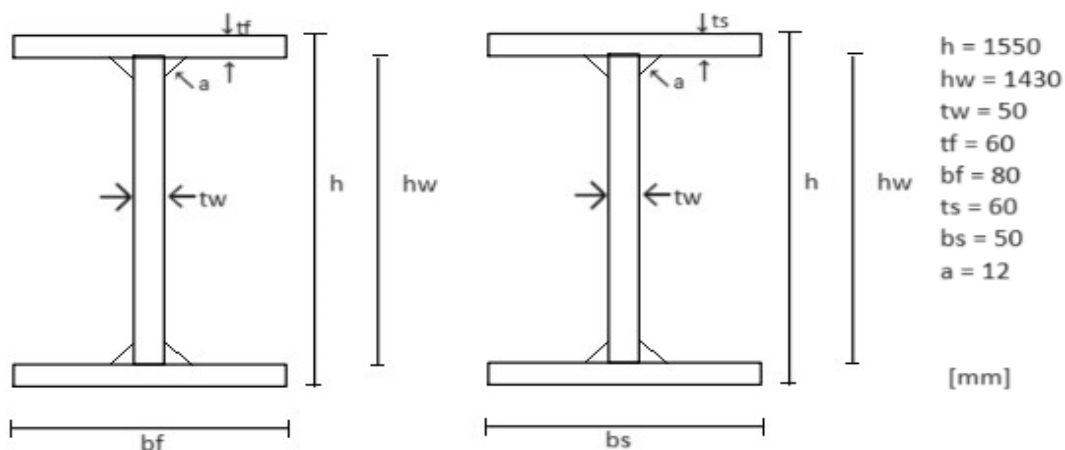
**Figur 5.3:** Beräkningsmodell 1 i längdled, maxmoment i fält



**Figur 5.4:** Beräkningsmodell 2 i längdled, maxmoment i fält

## 5.7 Dimensionering av stålbalkar i längdled

Dimensionering av stålbalkarna utfördes genom en iterativ process. De tvärsnitt som visas i figurerna 5.5 och 5.1 är det slutliga tvärsnittet för stöd och fält i längdled. Den iterativa processen startade med att ett tvärsnitt ansattes. Därefter beräknades den medverkande flänsbredden fram till 5,5 meter. Vidare beräknades en tvärsnittsklass fram för livet och för flänsen. Både livet och flänsen uppfyllde kraven för tvärsnittsklass 1. En kontroll av moment- och tvärkraftskapacitet utfördes och alla kapaciteter hade god marginal. De dimensionerade beräkningarna för I-balkens tvärsnitt blev nedböjning i gjutskede och nedböjning i samverkan. Tvärsnittskonstanterna för I-balken räknades fram med hänsyn till samverkan mellan körbanan i betong och I-balken i stål.



Figur 5.5: Tvärsnitt för I-balk. Höger figur i fält och vänster figur i stöd.

### 5.7.1 Kontroll av stålbalkar i gjutskede

Initialt i avsnitt 5 beskrevs bakgrunden till avsaknaden av ett mittstöd i längdled, under både gjutskede och bruksskede. Således ställdes höga krav på stålbalkarnas bärförmåga, och i synnerhet förmågan att motverka nedböjning. Under gjutskedet kan inte samverkan mellan stålbalkarna och betongplattan utnyttjas, detta då betongen inte kan bära last innan den har härdat. Ur kapacitetssynpunkt betyder ovanstående att stålbalkarna själva behöver bära de dimensionerande lasteffekterna under gjutskedet och att den ohärdade betongen belastar balkarna som en utbredd last istället för att medverka till bärförmågan.

Med ovanstående i beaktning kontrollerades tvärsnittet som dimensionerades i avsnitt 5.7 med hänsyn till nedböjning utan eventuell assistans från samverkan. Samtliga beräkningar för gjutskedet redovisas i avsnitt B5.8 i bilaga B. Enligt den tekniska beskrivningen fick inte nedböjningen i längdled överskrida  $L/400$ , det vill säga 87,5 millimeter. I gjutskedet blev den slutliga nedböjning som räknades fram 81,7 millimeter.

### 5.7.2 Kontroll samverkan i SLS

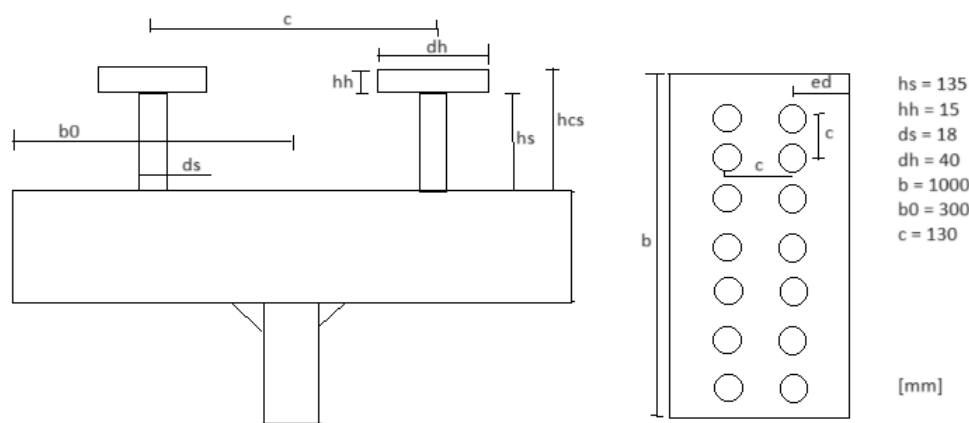
I bruksskedet kontrolleras spänningar i stål och betong och nedböjning med hänsyn till samverkan mellan brobanan och balkarna. Spänningarna som räknas fram kontrolleras mot spänningsbegränsningarna givna i SS-EN 1992-1-1:2005 (SIS, 2008).

Nedböjningskravet under gjutskede och bruksskede är samma, 87,5 millimeter. Detta krav kontrollerades mot den maximala nedböjningen i balken, vilken uppkommer mitt i fältspannet för en fritt upplagd balk belastad med en utbredd last. Den maximala nedböjningen blev 64,1 millimeter.

## 5.8 Dimensionering av svetsbultar för samverkan

Vid dimensionering av svetsbultar föregås processen av en grundlig bedömning av preliminära mått för svetsbultarna, såsom specificerat i bilaga B avsnitt B.5.10. Ett tvärsnitt på hur svetsbultarna är placerade illustreras i figur 5.6. Därefter tillämpas beräkningar enligt SS-EN 1994-2:2005 (SIS, 2017) för att fastställa de nödvändiga dimensionerna för att möta de angivna kraven.

Efter att de preliminära dimensionerna för svetsbultarna har justerats för att uppfylla de krav som ställs, antas preliminära centrum- och kantavstånd enligt avsnitt B.5.10 i bilaga B. Dessa avstånd jämförs sedan med de specificerade kraven i enlighet med SS-EN 1994-2:2005 (SIS, 2017). Efter en godkänd kontroll av kraven kan bärförmågan per svetsbult beräknas. Denna beräkning utförs med hjälp av två ekvationer där den som resulterar i den lägsta bärförmågan anses vara dimensionerande, se avsnitt B.5.10 i bilaga B. Slutligen visar beräkningarna att för att motstå skjuvspänningarna krävs det åtta svetsbultar per meter i rader om två, enligt bilaga avsnitt B.5.10 i bilaga B.



Figur 5.6: Svetsbultarnas utformning och placering

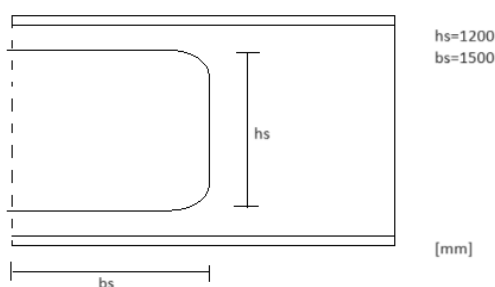
## 5.9 Kontroll av svetsar

Dimensioneringen av svetsarna utfördes i två steg. Först beräknades ett a-mått för svetsförbanden som binder ihop stålbalkarna och vidare kontrollerades även I-balkens halssvetsar. För en mer detaljerad beräkningsgång för svetsarna se avsnitt B.5.11 i bilaga B nedan.

För att dimensionera svetsförbanden krävdes en klok uppdelning av den totala balklängden, detta för utnyttja momentfördelningens paraboliska form och undvika maxmomentet i fältmitt. Brons spännvidd på 35 meter delades upp i tre delbalkar, två i vardera ytterkant på 10 meters längd och en mittdel på 15 meter, se figur C.1 i bilaga C nedan. Valet av balkarnas längder och skarvarnas position i längdled grundades i momentdiagrammets fördelning. För en fritt upplagd konstruktion

belastad med en utbreddlast sker maxmoment i mittnittet. Därav placerades skarvarna så långt från mittnittet som möjligt samtidigt som den längsta balkdelen inte överskred en längd på 15 meter. Detta för att förenkla transporten av stålbalkarna.

Svetsförbanden som förankrar skarvarna med varandra utformades med hjälp av den dimensionerande tvärkraften och momentet i snittet för skarven. Vidare antogs att de vertikala svetsarna bar tvärkraften och att de horisontella svetsarna bar momentet. Svetsförbandets dimensioner ansattes sedan enligt figur 5.7 nedan. Således kunde ett a-mått beräknas enligt B.5.11 i bilaga B under förutsättningarna att samtliga svetsar enbart utsätts för parallell skjuvning. Det dimensionerande a-måttet beräknades till 12 millimeter.

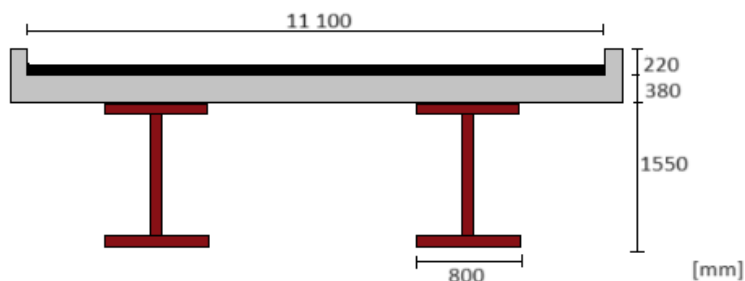


**Figur 5.7:** Dimensioner för svetsförband

Vidare dimensionerades även halssvetsarna i denna beräkningsetapp. Här ansattes samma a-mått som beräknades fram för svetsförbandet. Efter kontroll var kapaciteten för halssvetsarna tillräcklig i förhållande till belastningen på svetsarna. Den slutliga svetslängden över stöd blev 300 millimeter med samma a-mått som för svetsförbanden. För beräkningsgång se avsnitt B.5.11 i bilaga B nedan.

### 5.10 Tvärsnitt

Resultatet av urvalet med hänsyn till förutsättningarna samt den preliminära dimensioneringen resulterade i ett tvärsnitt enligt följande figur 5.8:



**Figur 5.8:** Skiss på tvärsnitt i tvärled

Överbyggnaden som dimensionerades består av två längsgående I-balkar i väderbeständigt stål. Ovanpå dessa ligger en betongplatta med drag, tryck och tvärkraftsarmering.

# 6 Diskussion

Följande diskussion behandlar hur urvalsprocessen och dimensioneringen av det slutgiltiga brokonceptet gått till. Många av besluten som tagits är påverkade av förenklingar och antaganden som gjorts baserat på gruppens kunskapsnivå.

## 6.1 Urvalsprocessen

Med liten erfarenhet av broprojektering var det viktigt att iförskaffa relevant information. Detta gjordes dels genom litteraturstudier och dels genom föreläsningar och samtal med personer med erfarenhet inom branschen. Källorna som använts i litteraturstudien anses till övervägande del vara tillförlitliga. Många av källorna är dokument från myndigheter som innehåller krav och riktlinjer kring brobyggnation som bedöms vara trovärdiga på grund av dess objektivitet. Källan som refererar till personlig kontakt med COWI kan ifrågasättas eftersom personlig kontakt i regel anses vara en svag källa. Kunskapen som de sakkunniga på COWI besitter ansågs däremot relevant eftersom beslut som gruppen fattat under arbetes gång delvis grundats på deras kunskap.

Initialt i urvalsprocessen när nio konceptförslag reducerades till fem utfördes detta genom en gemensam diskussion i gruppen. Urvalet hade kunnat göras mer uppstrukturerat med en tabell som visar huruvida de olika förslagen uppfyller olika krav. Detta hade gett en tydligare överblick kring vilka koncept som var bäst lämpade. Även här har den otillräckliga kunskapsnivån influerat urvalet och lämpliga koncept kan ha fallit bort på grund av det.

Vissa kriterier såsom ekonomi och miljöpåverkan har enbart analyserats på en ytlig nivå. För att få en mer nyanserad bild av de ekonomiska aspekterna skulle exempelvis grundlig LCA-analys gjorts. Vid betygsättningen av kriterierna kan alltså avgörande aspekter för en korrekt betygsättning fallit bort.

För valet av det slutgiltiga brokonceptet användes en viktningsmall där varje broförslag betygsattes för varje kriterium. Betygsättningen genomfördes baserat på en subjektiv bedömning, vilken kan vara bristfällig och icke-representativ. Ett exempel är att efter den första bedömningen fastställdes plattrambron som det slutgiltiga brokonceptet. Men efter samtal med brokonstruktörer från COWI angående produktionen av de olika broarna, genomfördes en ny bedömning där plattrambron istället hamnade näst sist.

## 6.2 Beräkningar och dimensionering

I dimensioneringsprocessen gjordes ett flertal antaganden som sannolikt har påverkat rapportens resultat. Exempelvis användes enbart Load Model 1" (LM1) för att översätta trafiklast i praktiken till teorin. Modellen tar hänsyn till majoriteten av alla trafiksituationer men bortser från vissa specifika lastfall som kan förekomma på bron. Ett sådant lastfall kan exempelvis uppstå då tunga industrifordon vistas på vägen, vilka kan ha en annan typ av axiell belastning på brobanan relativt vanliga personbilar. I SS-EN 1991-2 (SIS, 2010b) beskrivs ovanstående fall med hjälp av den tredje lastmodellen (LM3). Dock togs ingen hänsyn till LM3 vid dimensioneringsprocessen, detta efter samråd med handledare.

Ytterligare ett antagande som gjordes under beräkningsprocessen var vid dimensioneringen av svetsförbandet för balkskarvarna. För att underlätta beräkningsgången antogs att de vertikala svetsarna belastades av tvärkraften och att de horisontella svetsarna belastades av momentet. Således beaktades enbart parallell skjuvning i samtliga svetsar.

Utöver ovanstående antaganden gjordes även ett flertal aktiva val som sannolikt har påverkat resultatets utfall. Ett av de mest avgörande valen var att dimensionera bron med avsaknad av ett tillfälligt mittstöd under gjutskedet. Således krävdes högre kapacitet av stålbalkarna i detta skede för att klara de befintliga nedböjningskraven. Ett tillfälligt stöd hade sannolikt resulterat i att stålbalkarnas utnyttjandegrad hade kunnat optimerats ytterligare för bruksskedet. Med andra ord hade nedböjningskraven nödvändigtvis inte varit dimensionerande för beräkningsprocessen.

Ytterligare ett val som gjordes för att underlätta dimensioneringen av bron var att inte räkna på brostödens dimensioner. Vid vidare analys av det slutliga brokonceptet behöver detta göras för säkerställa att stöden klarar de krav och belastningar som ställs på stöden.

Vidare gjordes även ett val angående armeringsmängden i brobaneplattan. Vid dimensioneringen av drag- och tryckarmeringen togs ingen hänsyn till armeringsavkortning. Det eftersom faktorer som exempelvis ekonomi inte beaktades vid dimensioneringen.

Slutligen gjordes även ett val vid dimensioneringen av stålbalkarna i längdled. I denna beräkningsetapp ansattes en gemensam flänsbredd på över- och underfläns. I efterhand insågs att bredden hade kunnat reduceras för den undre flänsen utefter momentdiagrammets fördelning vid ändupplagen. Således hade materialåtgången minskat, vilket hade varit fördelaktigt ur både ekonomi- och miljösynpunkt. Däremot hade inte ovanstående åtgärd varit aktuell för den övre flänsen, eftersom den medverkar till ökad skjuvkapacitet för brobaneplattan i tvärled.

## 7 Slutsats

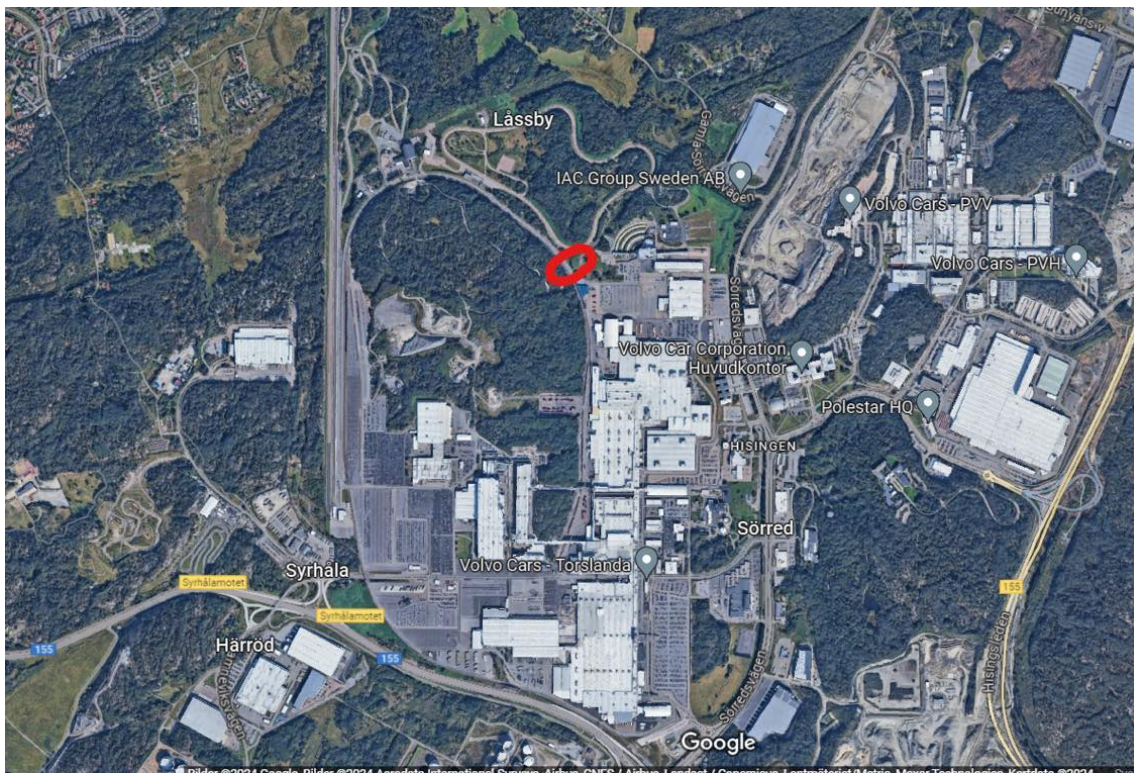
Arbetets syfte var att ta fram ett lämpligt brokoncept för Volvo Cars som planerades att byggas över en befintlig järnväg samt en trafikerad bilväg. Efter viktning av kriterier och betygsättning av de broar som avancerade genom de olika urvalsprocesserna, togs ett slutligt brokoncept fram. Konceptet modellerades som en fritt upplagd balkbro, vilken utformades som en samverkansbro mellan stål och betong. Därefter valdes ett preliminärt tvärsnitt som vidareutvecklades genom iterativa processer. Dessa steg resulterade i två I-balkar i stål och ett betongbjälklag med farbana ovanpå. Dimensioner på balkarna och betongbjälklaget presenteras i kapitel 5. En annan slutsats som kan dras är att för att säkerställa att bron håller för aktuella laster behövs vidare dimensionering göras av underbyggnad, övergångskonstruktioner, grundläggning och lager. Avsaknad av total information om plats och förutsättningar, därtill bristfällig erfarenhet hos författarna har påverkat urvalet vilket gör att det slutgiltiga brokonceptet som tagits fram kan ifrågasättas som det mest lämpliga för situationen.

# Referenser

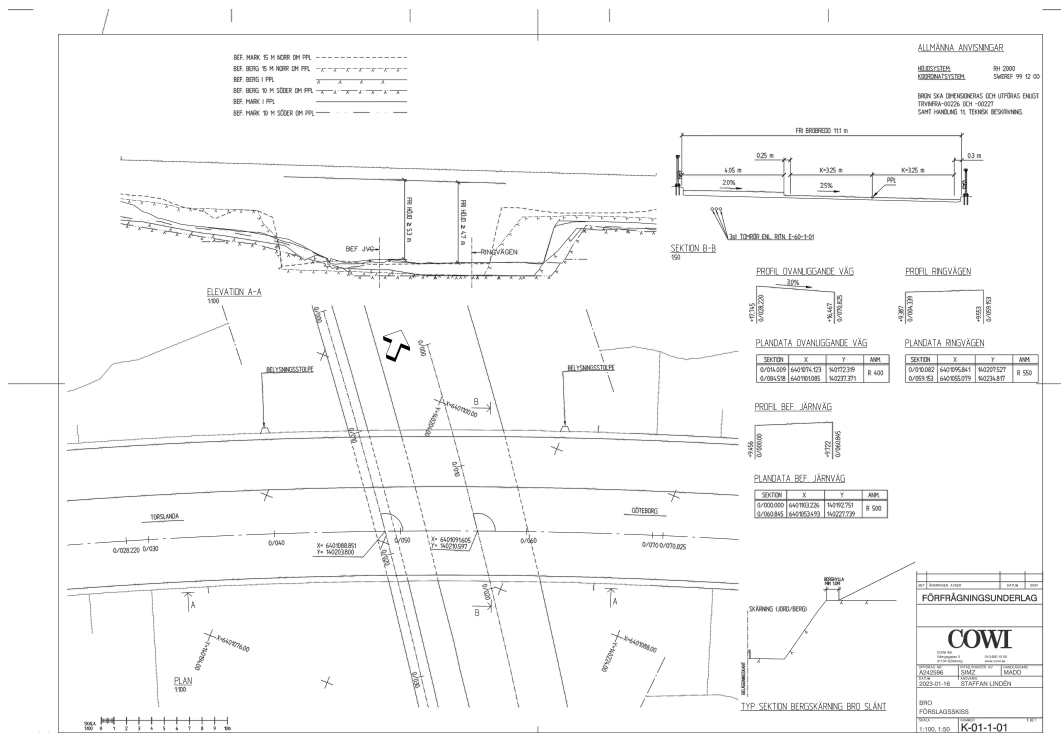
- Al-Emrani, M., & Engström, B. (2011). *Bärande konstruktioner, del 2*. Chalmers Tekniska Högskola.
- Al-Emrani, M., & Engström, B. (2013). *Bärande konstruktioner, del 1*. Chalmers tekniska Högskola.
- Cowi. (2023). Teknisk Beskrivning, handling 6.2.
- Hammervold, J., Reenaas, M., & Brattebø, H. (2013). Environmental Life Cycle Assessment of Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 18(2), 153–161.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000328](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000328)
- Lebet, J.-P., & Hirt, M. A. (2013). *Steel Bridges*. Taylor; Francis Group, LLC.
- Lin, W., & Yoda, T. (2017). *Bridge Engineering: Classifications, Design Loading, and Analysis Methods*. ELSEVIER.
- Naturskyddsföreningen. (2022). Cement, klimat och miljö.
- Ritter, M. A. (1990). *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. United States Department of Agriculture Forest Service.
- Svenska Institutet för Standarder. (2004). *Bärande lager – Del 4: Rullager* (SS-EN 1337-4:2004). Svenska Institutet för Standarder.  
<https://www.sis.se/api/document/get/41033>
- Svenska Institutet för Standarder. (2008). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader* (SS-EN 1992-1-1:2005). Svenska Institutet för Standarder.  
<https://www.sis.se/api/document/get/66965>
- Svenska Institutet för Standarder. (2009a). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 2: Broar* (SS-EN 1993-2:2006). Svenska Institutet för Standarder. <https://www.sis.se/api/document/get/68624>
- Svenska Institutet för Standarder. (2009b). *Rostfria stål – Del 5: Tekniska leveransbestämmelser för stång, valstråd, tråd, profiler och blanka produkter för byggprodukter av korrosionshårdiga stål* (SS-EN 10088-5:2009). Svenska Institutet för Standarder. <https://www.sis.se/api/document/get/69367>
- Svenska Institutet för Standarder. (2010a). *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk* (SS-EN 1990). Svenska Institutet för Standarder. <https://www.sis.se/api/document/get/71967>
- Svenska Institutet för Standarder. (2010b). *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 2: Trafiklast på broar* (SS-EN 1992-1). Svenska Institutet för Standarder.  
<https://www-sis-se.eu1.proxy.openathens.net/api/document/get/72046>
- Svenska Institutet för Standarder. (2014). *Rostfria stål – Del 1: Förteckning över rostfria stål* (SS-EN 10088-1:2014). Svenska Institutet för Standarder.  
<https://www.sis.se/api/document/get/103361>

- Svenska Institutet för Standarder. (2017). *Eurokod 4 – Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong – Del 2: Broar* (SS-EN 1994-2:2005). Svenska Institutet för Standarder.  
<https://www.sis.se/api/document/get/68884>
- Svenska Kommunförbundet, . (1998). *Träbroar - Ett alternativ till stål och betong*. Svenska kommunförbundet.
- Trafikverket. (2017). *BESLUTSUNDERLAG FÖR VAL AV ALTERNATIV, BYGGNADSVERK Lillån vandringshinder*. Trafikverket.  
[https://bransch.trafikverket.se/contentassets/6fb3819c29174b60bd411df3f676a59d/01\\_beslutsunderlag-for-val-av-alternativ-byggnadsverk.pdf](https://bransch.trafikverket.se/contentassets/6fb3819c29174b60bd411df3f676a59d/01_beslutsunderlag-for-val-av-alternativ-byggnadsverk.pdf)
- Trafikverket. (2022). Broprojekteringsbok, utgåva 1-2.
- Trafikverket. (2023a). *KRAV TRVINFRA-00227: Bro och broliknande konstruktion, Byggande* (Version 4.0). Trafikverket.
- Trafikverket. (2023b). Transport av odelbar last utan dispens.
- Troive, S. (2000). *Optimala nya broar: Förstudie till FoU-ramprojekt*. Vägverket.  
[https://bransch.trafikverket.se/contentassets/8425704897db43059cb747ece4421b95/forstudie\\_till\\_fou\\_ramprojekt\\_optimala\\_nya\\_broar.pdf](https://bransch.trafikverket.se/contentassets/8425704897db43059cb747ece4421b95/forstudie_till_fou_ramprojekt_optimala_nya_broar.pdf)
- Troive, S., & Ronnebrant, R. (1999). *LCC-Modeller (Bro): Förstudie till FoU-ramprojekt*. Vägverket. [https://bransch.trafikverket.se/contentassets/8425704897db43059cb747ece4421b95/forstudie\\_till\\_fou\\_ramprojekt\\_lcc\\_modeller\\_bro.pdf](https://bransch.trafikverket.se/contentassets/8425704897db43059cb747ece4421b95/forstudie_till_fou_ramprojekt_lcc_modeller_bro.pdf)
- Vägverket. (1996). Broprojektering - En handbok.

# A Bilaga A



Figur A.1: Karta över området runt bron. Röd markering visar brons placering.



Figur A.2: Planritning

# B Bilaga B

## B.1 Beräkning laster i tvärled

### B.1.1 Lastfält

Bron har fyra möjliga lastfält enligt Eurokods krav, SS-EN-1991-2 (SIS, 2010b). Varje lastfält antas vara 3 meter brett. Den totala bredden på bron är 11,1 meter, det ger tre hela lastfält och ett lastfält som är 70% av ett helt lastfält.

### B.1.2 Laster för dimensionering i tvärled

För att kunna genomföra beräkningarna har en egentyngd hos brobanan samt beläggningen uppskattats. Tjockleken på plattan har i första skede antagits till 0,3 meter och 0,1 meter för beläggningen. Kantbalkarna antas vara 0,6 meter höga och 0,4 meter breda, de placeras längst med brobanan. Höjden på plattan ändras i takt med att beräkningar utförs.

Beräkningsmodellen LM1 enligt SS-EN 1991-2 (SIS, 2010b) används för de fyra lastfälten. I tvärled har beräkningar gjorts med en meters djup in i brobanan. Lasterna för respektive lastfält erhålls i Tabell B.1 och är tagna från SS-EN 1991-2 (SIS, 2010b). De korrigeras med Trafikverkets anpassningsfaktor och visas i Tabell B.2. Egentyngderna har beräknats med tunghet  $25kN/m^3$  för betong och  $22kN/m^3$  för asfalt.

**Tabell B.1:** Lasternas storlek för tvärledsanalys

Namn last	Benämning	Storlek	Enhet	Lasttyp
Lastfält 1, boggilast	Q1	300	[kN]	punktlast
Lastfält 2, boggilast	Q2	200	[kN]	punktlast
Lastfält 3, boggilast	Q3	100	[kN]	punktlast
Lastfält 4, boggilast	Q4	0	[kN]	punktlast
Lastfält 1	q1	9	[kN/m]	utbredd last
Lastfält 2	q2	2,5	[kN/m]	utbredd last
Lastfält 3	q3	2,5	[kN/m]	utbredd last
Lastfält 4	q4	2,5	[kN/m]	utbredd last
Egentyngd brobana + kantbalk	G	26,7	[kN/m]	utbredd last

**Tabell B.2:** Korrigerade laster med Trafikverkets anpassningsfaktor

Benämning last	$\alpha$ - faktor	Storlek $\alpha$ [-]	Korrigerad last	Enhet
Q1	$\alpha$ Q1	0,9	270	[kN]
Q2	$\alpha$ Q2	0,9	180	[kN]
Q3	$\alpha$ Q3	0	0	[kN]
Q4	$\alpha$ Q4	0	0	[kN]
q1	$\alpha$ q1	0,8	7,2	[kN/m]
q2	$\alpha$ q2	1	2,5	[kN/m]
q3	$\alpha$ q3	1	2,5	[kN/m]
q4	$\alpha$ q4	1	2,5	[kN/m]

### B.1.3 Beräkning av moment och tvärkraft i tvärled

De olika lastkombinationerna illustrerar vilka lastfall som bron dimensioneras för med avseende på tvärkraft. Följande kapitel beräknas med hänsyn till de mest kritiska lastfallen för brobanan och används för att dimensionering i tvärled. Trafiklasterna är variabla laster vilket gör att alla lastfält ansätts till huvudlaster. De olika lastkombinationerna som användes är brottgränstillstånd, karakteristisk lastkombination, frekvent lastkombination och kvasipermanent lastkombination. Lastkombinationerna utgår från SS-EN 1990 (SIS, 2010a) och redovisas nedanför. Tabell B.3 och tabell B.4 visar vilka faktorer som används i de olika lastfallen.

*Bruksgränstillstånd, ULS*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * \psi_{0,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad \text{ekv 6.10a i SS-EN 1990}$$

$$\sum_{j \geq 1} \varepsilon_j * G_{k,j} * \gamma_{G,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad \text{ekv 6.10b i SS-EN 1990}$$

*Karateristisk lastkombination, SLS*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad \text{ekv 6.14b i SS-EN 1990}$$

*Frekvent lastkombination, SLS*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad \text{ekv 6.15b i SS-EN 1990}$$

*Kvasipermanent lastkombination, SLS*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad \text{ekv 6.16b i SS-EN 1990}$$

**Tabell B.3:** Korrigeringsfaktorer för olika lastkombinationer enligt SS-EN 1990

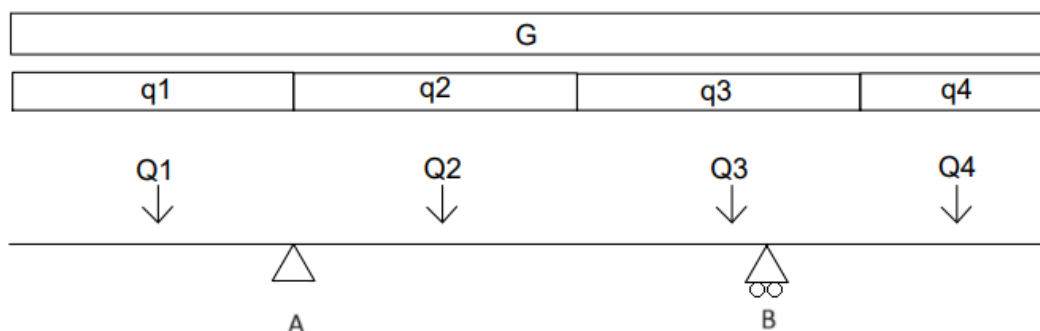
Lastreduktionstal	Ψ0	Ψ1	Ψ2
Boggilast	0,75	0,75	0
Utbredd trafiklast	0,4	0,4	0

**Tabell B.4:** Lasternas storlek för tvärledsanalys

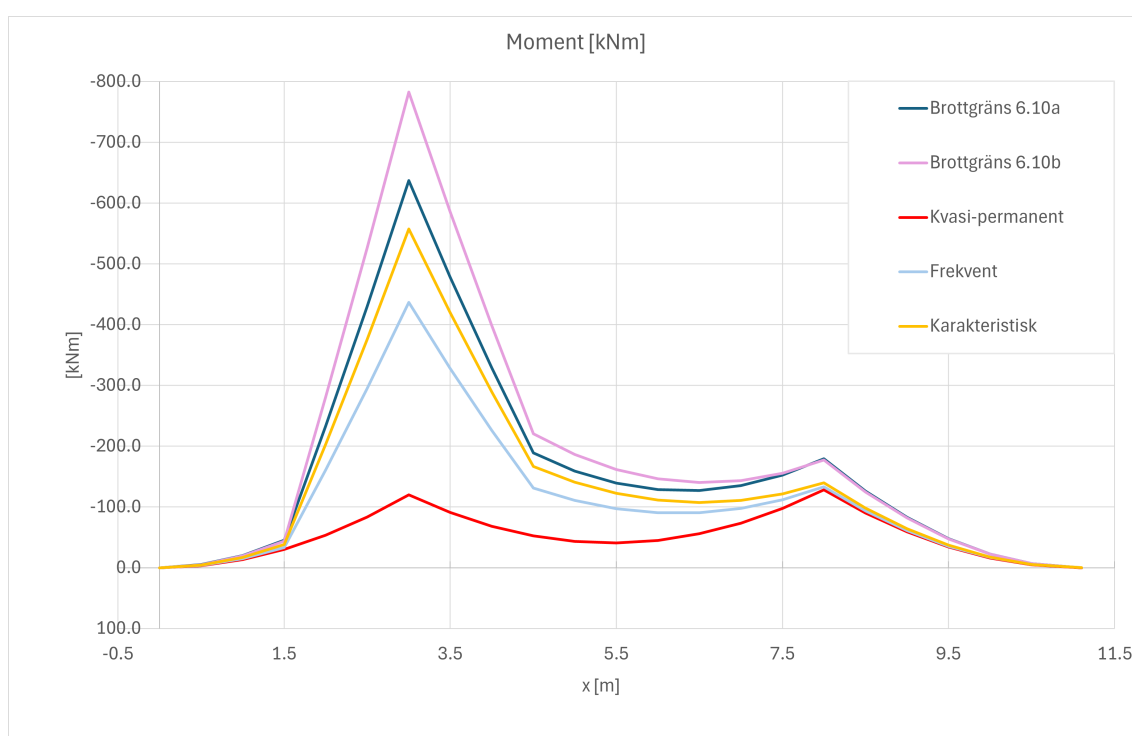
Säkerhetskoefficient	Faktor
γG	1,35
γQ	1,5
ε1	0,296

### B.1.3.1 Beräkning 1 i tvärled, maximalt moment och tvärkraft över stöd

I följande avsnitt redovisas beräkningarna för maxmoment som kan inträffa över stöd samt utfallet för tvärkraften. Lastfallet visas i figur B.1. Maxlast är placerad vid stöd A. Bron är symmetrisk, det gör att om maxlast placeras på vid stöd B blir resultaten spegelvänt. Momentdiagrammet i B.2 visar utfallen för de olika lastkombinationerna. Tabell B.5 visar hur stort maxmomentet blir över stödet för vardera lastkombination.



**Figur B.1:** Beräkningsmodell 1 i tvärlid, maxmoment i stöd

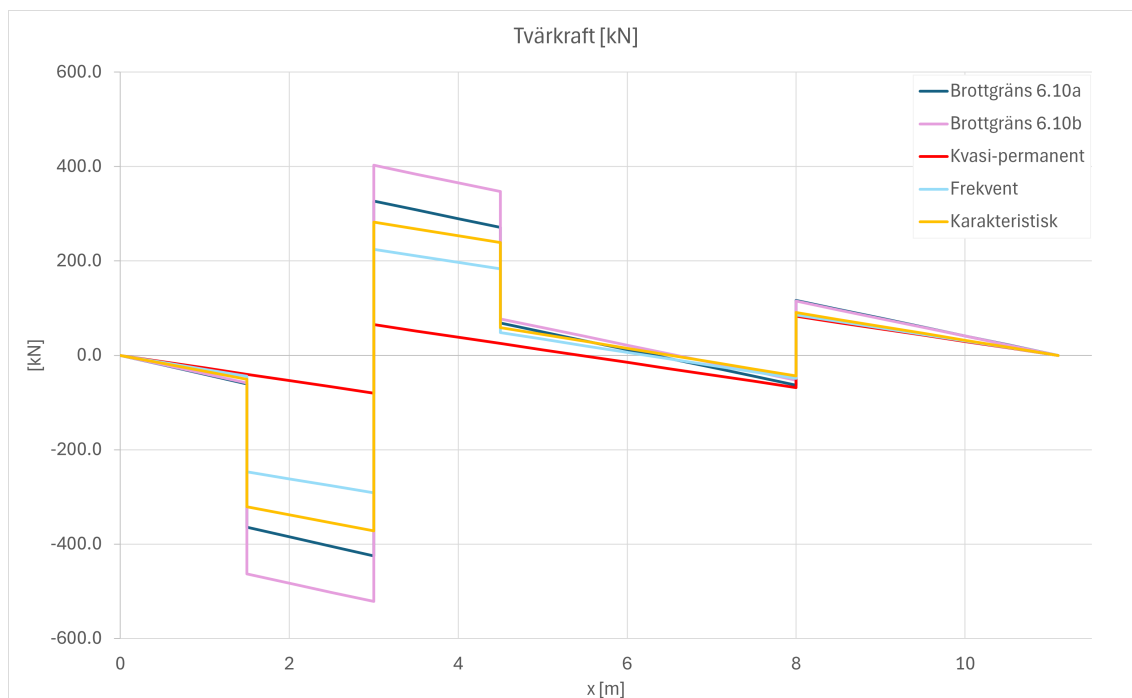


**Figur B.2:** Momentfördelning för beräkningsmodell 1 i tvärlid

**Tabell B.5:** Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i tvärlid

Lastkombination	X-koordinat [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a	3	-637,3
Brottgräns 6.10b	3	-782,7
Karakteristisk	3	-557,6
Frekvent	3	-436,9
Kvasi-permanent	8	-128,3

Tvärsnittsdiagrammet i B.3 visar utfallen för de olika lastkombinationerna. Tabell B.6 visar hur stor samt var maximal tvärkraft inträffar för de olika lastkombination.



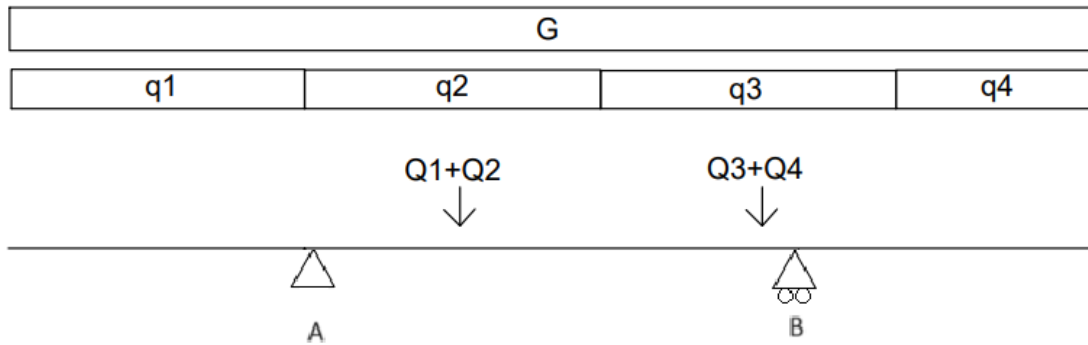
**Figur B.3:** Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 1 i tvärled

**Tabell B.6:** Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i tvärled

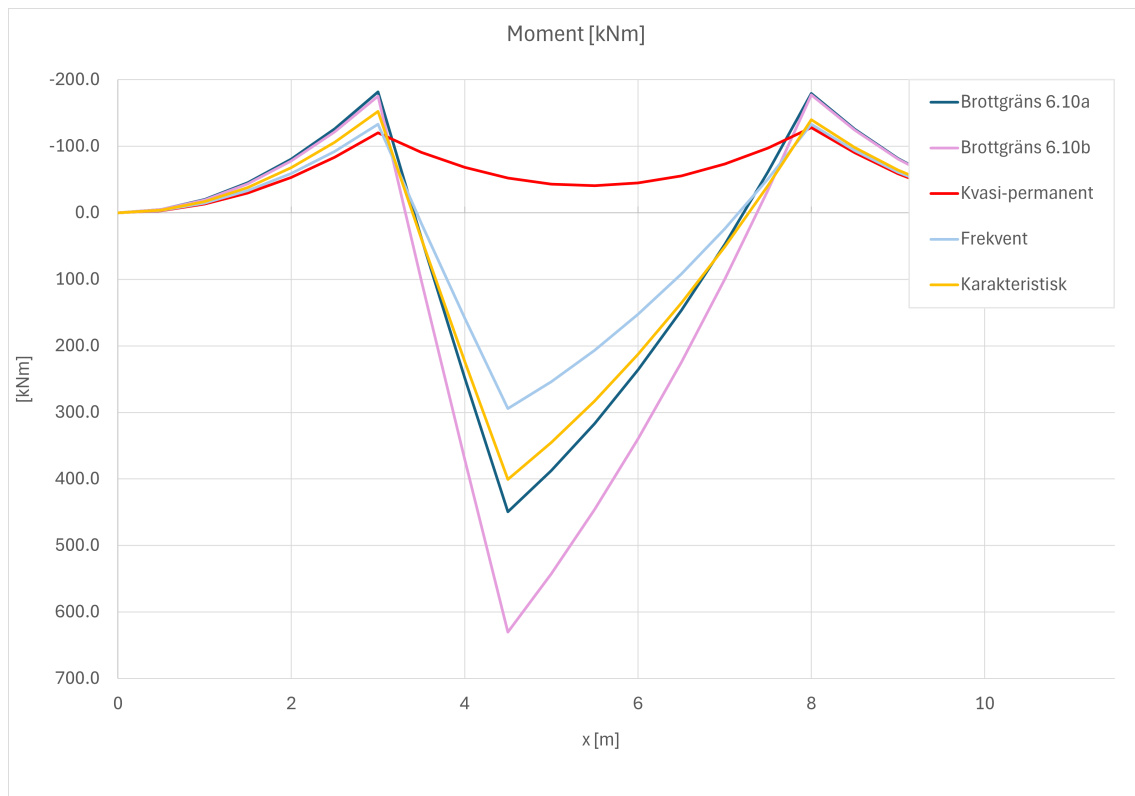
Lastkombination	X-koordinat [m]	Max tvärkraft [kN]
Brottgräns 6.10a	3	-424,8
Brottgräns 6.10b	3	-521,8
Karakteristisk	3	-371,7
Frekvent	3	-291,2
Kvasi-permanent	8	82,8

### B.1.3.2 Beräkning 2 i tvärled, maximalt moment och tvärkraft i fält

I följande avsnitt redovisas beräkningarna för maxmoment som kan inträffa över fält samt utfallet för tvärkraften. Lastfallet visas i figur B.4. Maxlast är placerad i fält. Momentdiagrammet i B.5 visar utfallen för de olika lastkombinationerna. Tabell B.7 visar hur stort maxmomentet blir över stödet för vardera lastkombination.



**Figur B.4:** Beräkningsmodell 2 i tvärled, maxmoment i fält

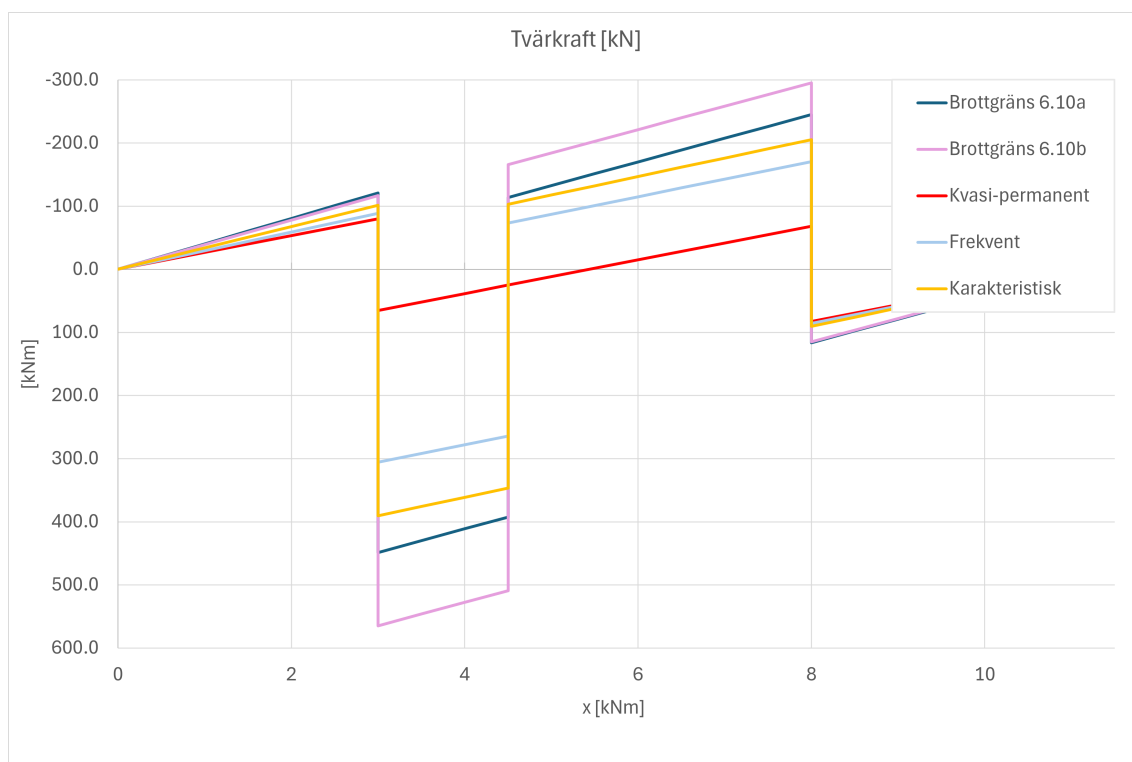


**Figur B.5:** Momentfördelning för beräkningsmodell 1 i tvärled

**Tabell B.7:** Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i tvärled

Lastkombination	X-koordinat [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a	4,5	449,2
Brottgräns 6.10b	4,5	630,2
Karakteristisk	4,5	400
Frekvent	4,5	294,0
Kvasi-permanent	8	-128,3

Tvårsnittdiagrammet i B.6 visar utfallen för de olika lastkombinationerna. Tabell B.8 visar hur stor samt var maximal tvärkraft inträffar för de olika lastkombination.

**Figur B.6:** Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 2 i tvärled

**Tabell B.8:** Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i tvärled

Lastkombination	X-koordinat [m]	Max tvärkraft [kN]
Brottgräns 6.10a	3	448,7
Brottgräns 6.10b	3	564,7
Karakteristisk	3	390,6
Frekvent	3	305,5
Kvasi-permanent	8	82,8

## B.2 Dimensionering av betongfarbanan i tvärled

I följande avsnitt redovisas beräkningar för dimensionering i tvärled för brottgränstillstånd, ULS och bruksgränstillstånd, SLS. I alla beräkningar används en meter av körbanan i djupled. Ekvationer och data är tagna från Bärande konstruktioner del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013), Bärande konstruktioner del 2 (Al-Emrani & Engström, 2011) samt standarder hämtade från Eurocode.

### B.2.1 Dimensionering i ULS

#### Dimensionerande laster

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

#### Stöd:

$V_{EDs} = 564,7$  [kN] Dimensionerande tvärkraft, Tabell B.6, kapitel B.2  
 $M_{EDs} = 782,7$  [kNm] Dimensionerande moment, Tabell B.5, kapitel B.2

#### Fält:

$M_{EDf} = 630,2$  [kNm] Dimensionerande moment, Tabell B.7, kapitel B.2

#### Materialegenskaper betongplatta

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

#### Betong C50/60

$f_{ck} = 50$  [MPa] Tabell (B2.1)  
 $f_{ctm} = 58$  [MPa] Tabell (B2.1)  
 $\gamma_c = 1,5$  Partialkoefficient  
 $E_{cm} = 37$  [GPa] Elasticitetsmodul. Tabell (B2.3)

#### Armering B500B

$f_{yk} = 500$  [MPa] Tabell (B2.11)  
 $\gamma_s = 1,15$  Partialkoefficient  
 $E_s = 210$  [GPa] Elasticitetsmodul. (B2.26)

**Dimensionerande materialegenskaper***Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$f_{cd} = 33,33$ [MPa]	Dimensionerande hållfasthet betong (B2-3)
$f_{yd} = 434,78$ [MPa]	Dimensionerande hållfasthet stål (B2-25)

**B.2.2 Armeringens placering och anordning i stöd***Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)***Minsta täckande betongskikt**

$c_{min} = 25$ [mm]	Minsta tillåtna täckskikt, (B4-25)
$c_{dev} = 10$ [mm]	(B4-26)
$c_{nom} = 35$ [mm]	Nominellt värde på täckskikt, (B4-26)

**Centrumavstånd mellan armeringstänger**

$d_g = 0,02$ [mm]	Största storlek ballast
$k_1 = 1,0$ [-]	Nationell parameter
$k_2 = 5,0$ [mm]	Nationell parameter
$a_{min} = \max(k_1 * \emptyset; d_g + k_2; 20) = 25$ [mm]	Minsta centrumavstånd, (B4-27)

**Uppskattad armeringsmängd vid stöd**

$A_{si} = 0,0004906$ [m <sup>2</sup> ]	Area per armeringsstång
$A_s = \frac{M_{Ed}}{(f_{yd} * z)} = 0,006241$ [m <sup>2</sup> ]	(B4-19)
$n = \frac{A_s}{A_{si}} = \frac{M_{Eds}}{(f_{yd} * 0,9 * d * A_{si})} = 14$ [st]	Totalt antal armeringstänger i drag
$n = 4$ [st]	Totalt antal armeringstänger i tryck

**B.2.3 Tvärsnitt och kontroller över stöd**

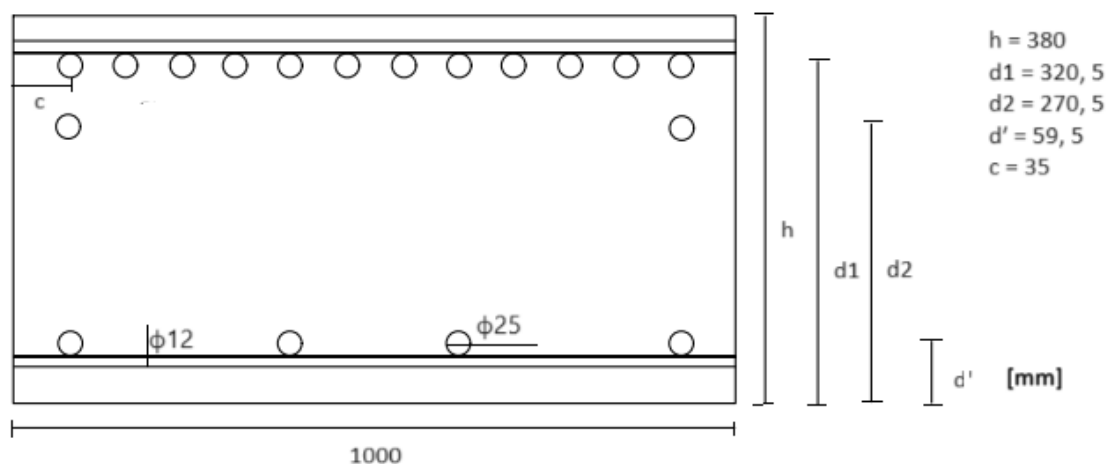
Ett betongtvärsnitt med 14 armeringsstänger ansätts. Kapaciteten beräknas och jämförs med dimensionerande moment. En kontroll genomförs av flytgräns för armering. I figur B.9 visas tvärsnittet som ansätts. Kapaciteten är tillräcklig

om:  $M_{Rd} > M_{Ed}$

$b = 1000$ [mm]	Betong tvärsnittets bredd
$h = 380$ [mm]	Betong tvärsnittets höjd
$d' = 59,5$ [mm]	Avstånd till tryckarmering från underkant
$d_1 = 320,5$ [mm]	Avstånd till första lager dragarmering från underkant
$d_2 = 270,5$ [mm]	Avstånd till andra lager dragarmering från underkant

$\phi = 25$ [mm]	Diameter en armeringsstång
$\phi_{tvarkraft} = 12$ [mm]	Diameter tvärkraftsarmering

$A'_s = 0,001256$ [m <sup>2</sup> ]	Area armering tryck
$A_s = 0,007049$ [m <sup>2</sup> ]	Area armering drag



Figur B.7: Brobanep Plattans tvärsnitt i stöd

### Jämvikt

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\alpha * f_{cd} * b * x + \sigma'_s * A'_s = a_s * \sigma_s \quad \text{Jämviktsekvation (B5-23)}$$

$$M_{Rd} = \alpha * f_{cd} * b * x * (d - \beta * x) + \sigma'_s * A'_s * (d - d') \quad \text{Momentkapacitet (B5-24)}$$

$$\alpha = 0,81, \beta = 0,416 \quad \text{Faktorer (Tabell B5.3)}$$

### Deformationsvillkor

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} \quad \text{Töjning tryckarmering (B5-25)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_{cu} \quad \text{(Töjning dragarmering B5-26)}$$

### Stålpänningar

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\sigma' = E_s * \varepsilon'_s \text{ för } \varepsilon'_s \leq \varepsilon'_{sy} \quad \text{Linjärelastisk respons}$$

$$\sigma = E_s * \varepsilon_s \text{ för } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad \text{Linjärelastisk respons}$$

$$\sigma' = f_{yd} \text{ för } \varepsilon'_s \geq \varepsilon'_{sy} \quad \text{Ej linjärelastisk respons, stålet flyter}$$

$$\sigma = f_{yd} \text{ för } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \quad \text{Ej linjärelastisk respons, stålet flyter}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{Dimensionerande värde på flyttöjning}$$

#### B.2.3.1 Kontroll av momentkapacitet

##### Antagande: all armering flyter

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\varepsilon_{sy} = 0,0022$$

$$\alpha * f_{cd} * b * x + f_{yd} * A'_s = a_s * f_{yd}$$

$$\text{Löser ut } x \rightarrow x = 76,8 \text{ [mm]}$$

$$\varepsilon'_s = 0,0012 \leq \varepsilon_{sy} \rightarrow \text{Antagande EJ OK}$$

Deformationsvillkor

$$\varepsilon_s = 0,0068 \geq \varepsilon_{sy} \rightarrow \text{Antagandet OK} \quad \text{Deformationsvillkor}$$

**Nytt antagande: endast dragarmeringen flyter, tryckarmering är linjärelastisk**

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$\varepsilon_{sy} = 0,0022$$

$$\alpha * f_{cd} * b * x + E_s * \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} * A'_s = a_s * f_{yd}$$

Löser ut x  $\rightarrow$  x=91,58 [mm]

$$\varepsilon'_s = 0,0012 \leq \varepsilon_{sy} \rightarrow \text{Antagande OK}$$

Deformationsvillkor

$$\varepsilon_s = 0,0068 \geq \varepsilon_{sy} \rightarrow \text{Antagandet OK}$$

Deformationsvillkor

**Antagande stämmer  $\rightarrow$  momentkapacitet beräknas**

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$M_{Rd} = \alpha * f_{cd} * b * x * (d - \beta * x) + E_s * \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} * A'_s * (d - d') = 1391,9 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} = 823,9 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Ed} = 782,7 \text{ [kNm]}$$

### **Kontroll**

$$M_{Rd} > M_{Ed} \rightarrow \text{Momentkapacitet tillräcklig}$$

### **B.2.3.2 Kontroll av tvärkraftskapacitet**

Kapaciteten beräknas och jämförs med dimensionerande tvärkraft. Kontroll genomförs av livtryckskapacitet och skjuvglidbrott. Kapaciteten är tillräcklig

$$\text{om: } V_{Rd} > V_{Ed}$$

### **Livtryckskapacitet**

*Bärande konstruktioner, kapitel B6.3, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$V_{Rd} = 0,5 * v * f_{cd} * b * d =$$

Tvärkraftskapacitet (B6-11)

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} \text{ i [MPa]}$$

Nationell parameter

$$V_{Rd} = 2564 \text{ [kN]}$$

$$V_{Ed} = 564,7 \text{ [kN]}$$

### **Kontroll**

$$V_{Rd} > V_{Ed} \rightarrow \text{Kapacitet tillräcklig}$$

### **Skjuvglidbrott**

*Bärande konstruktioner, kapitel B6.3.3, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2011)*

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100\rho_l * f_{ck}^{1/3} * b * d) \quad \text{(B6-14)}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

Nationell parameter

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ di [mm]}$$

$$k = 1,79 \leq 2 \text{ OK!}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b*d} \leq 0,02 [m^2]$$

$$A_{sl} = 0,006732 [m^2]$$

Armering dragzon

$$\rho_l = 0,0149 \leq 0,02 \text{ OK!}$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,593$$

$$V_{Rd,c} = 324,8 \text{ [kN]} \text{ (Krav minst: } v_{min} * b * d = 190 \text{ [kN])}$$

$$z = 288,45 \text{ [mm]}$$

$$a = 500 \text{ [mm]}$$

Antar HEA1000

$$z = 750 \text{ [mm]}$$

$$V_{Ed,red(3+x)} = 536,9 \text{ [kN]}$$

B.8

### **Kontroll**

$V_{Rd} < V_{Ed} \rightarrow$  Kapacitet EJ tillräcklig, tvärkraftsarmering behövs

### **B.2.3.3 Dimensionering av tvärkraftsarmering**

*Bärande konstruktioner, kapitel B6.4.2, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$V_{Rd,max} = \alpha_c * b * z * v_l * f_{cd} * \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} [kN] \quad (B6-19)$$

$$\theta = 30\%$$

Rekommenderad vinkel

$$f_{cd} = 33,33 \text{ [MPa]}$$

$$V_{Rd,max} = -703,4 \text{ [kN]}$$

### **Kontroll**

$V_{Rd} > V_{Ed} \rightarrow$  Kapacitet tillräcklig

Centrumavstånd efter stöd

$$V_{Rd,s} = A_w * f_{ywd} * \frac{z * \cot\theta}{s} [kN] \quad (B6-30)$$

$$f_{ywd} = 434,783 \text{ [MPa]}$$

Tvärkraftsarmeringens draghållfasthet vid flytning

$$A_{sw} = 0,00011304 [m^2]$$

Tvärsnittsarea hos en tvärarmeringsenhet

$V_{Rd}$  ansätts till  $V_{Ed} = 536,9 \text{ kN}$  för att lösa ut  $s$

$$s = 91,5 \text{ [mm]}$$

Centrumavstånd mellan tvärarmeringsenheter

Kontroll av minsta mängd armering och armeringsintensitet

$$\rho_w = \frac{A_s}{s*b} \geq \rho_{w,min} \quad (B6-25)$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (B6-24)$$

$$\rho_w = 0,00247012$$

$$\rho_{w,min} = 0,00113137$$

$$\rho_w > \rho_{w,min} \text{ OK!}$$

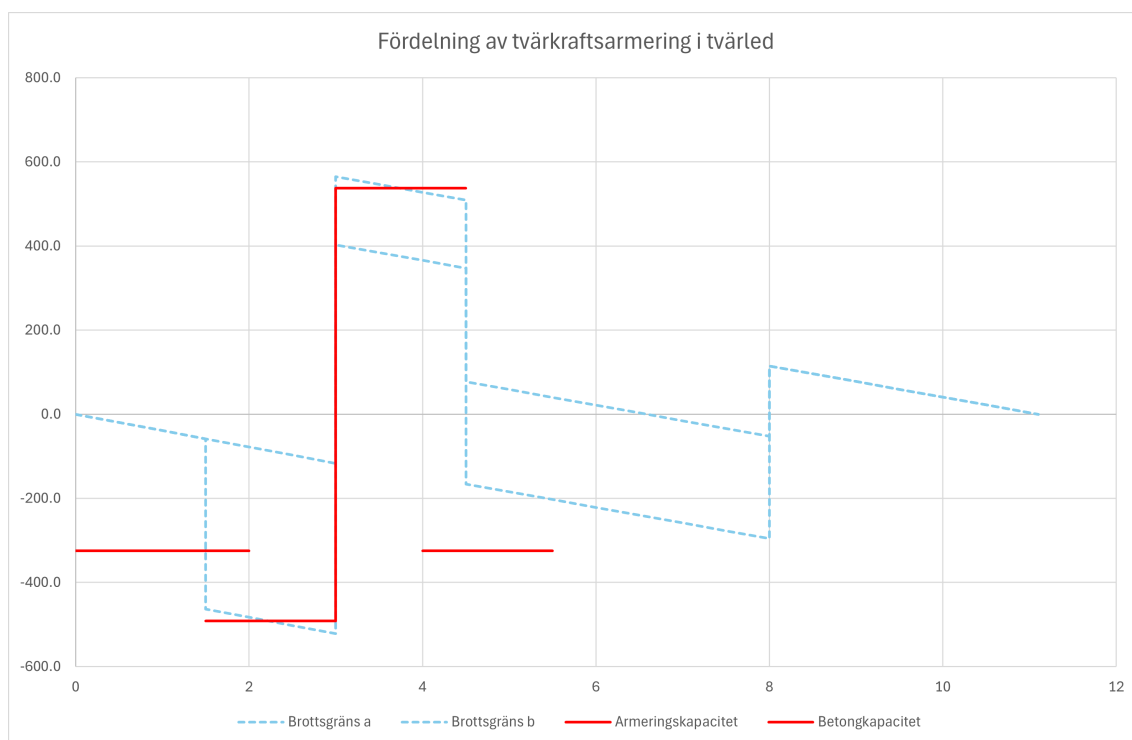
Löser ut  $s$ ,  $s = 200 \text{ [mm]}$

Maximalt centrumavstånd mellan byglar

$$s_{l,max} = 0,75 * d * (1 + \cot(\alpha)) = 241 \text{ [mm]} \quad (B6-26)$$

Tvärkraftskapacitet genom byglar

$$V_{Rd,s} = A_w * f_{ywd} * \frac{z * \cot \theta}{s} = 123,0 \text{ [kN]}$$



Figur B.8: Tvärkraftens placering

### B.2.3.4 Armeringsmängd och verkningsätt

#### Kontroll av seghet

Bärande konstruktioner, kapitel B5.4, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\frac{x}{d1} = 0,2858 < 0,35 \text{ OK!}$$

Tvärsnittet har segt verkningsätt (B5.22)

$$\frac{x}{d2} = 0,3388 < 0,35 \text{ OK!}$$

Yvärsnittet har segt verkningsätt (B5.22)

#### Kontroll av armeringsmängd

Bärande konstruktioner, kapitel B4.3.2, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d = 0,000683[m^2] \quad \text{Krav: inte mindre än } b_w * d * 0,0013 \text{ (B4-21)}$$

$$A_{s,max} = 0,04 * b * h = 0,014[m^2] \quad \text{(B4-22)}$$

$$A_s = 0,006241[m^2]$$

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max} \text{ OK!} \quad \text{(B4-20)}$$

### B.2.4 Armeringens placering och anordning i fält

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

### Minsta täckande betongskikt

$$c_{min} = 25 \text{ [mm]} \quad \text{Minsta tillåtna täckskikt, (B4-25)}$$

$$c_{dev} = 10 \text{ [mm]} \quad \text{(B4-26)}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ [mm]} \quad \text{Nominellt värde på täckskikt, (B4-26)}$$

### Centrumavstånd mellan armeringstänger

$$d_g = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Största storlek ballast}$$

$$a_{min} = \max(k_1 * \varnothing; d_g + k_2; 20) = 25 \text{ [mm]} \quad \text{Minsta centrumavstånd, (B4-27)}$$

### Uppskattad armeringsmängd vid stöd

$$A_{si} = 0,0004906 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Area per armeringsstång}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{(f_{yd} * z)} = 0,005025 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{(B4-19)}$$

$$n = \frac{A_s}{A_{si}} = \frac{M_{Eds}}{(f_{yd} * 0,9 * d * A_{si})} = 10 \text{ [st]} \quad \text{Totalt antal armeringstänger i drag}$$

$$n = 4 \text{ [st]} \quad \text{Totalt antal armeringstänger i tryck}$$

#### B.2.4.1 Tvärsnitt och kontroller i fält

Ett betongtvärsnitt med 14 armeringsstänger ansätts. Kapaciteten beräknas och jämförs med dimensionerande moment. En kontroll genomförs av flytgräns för armering. I figur B.9 visas tvärsnittet som ansätts. Kapaciteten är tillräcklig om:  $M_{Rd} > M_{Ed}$

$$b = 1000 \text{ [mm]} \quad \text{Betong tvärsnittets bredd}$$

$$h = 380 \text{ [mm]} \quad \text{Betong tvärsnittets höjd}$$

$$d' = 59,5 \text{ [mm]} \quad \text{Avstånd till tryckarmering från underkant}$$

$$d_1 = 320,5 \text{ [mm]} \quad \text{Avstånd till första lager dragarmering från underkant}$$

$$d_2 = 270,5 \text{ [mm]} \quad \text{Avstånd till andra lager dragarmering från underkant}$$

$$\phi = 25 \text{ [mm]} \quad \text{Diameter en armeringsstång}$$

$$\phi_{tvarkraft} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Diameter tvärkraftsarmering}$$

$$A'_s = 0,001256 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Area armering tryck}$$

$$A_s = 0,005025 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Area armering drag}$$

### Jämvikt

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$\alpha * f_{cd} * b * x + \sigma'_s * A'_s = a_s * \sigma_s \quad \text{Jämviktsekvation (B5-23)}$$

$$M_{Rd} = \alpha * f_{cd} * b * x * (d - \beta * x) + \sigma'_s * A'_s * (d - d') \quad \text{Momentkapacitet (B5-24)}$$

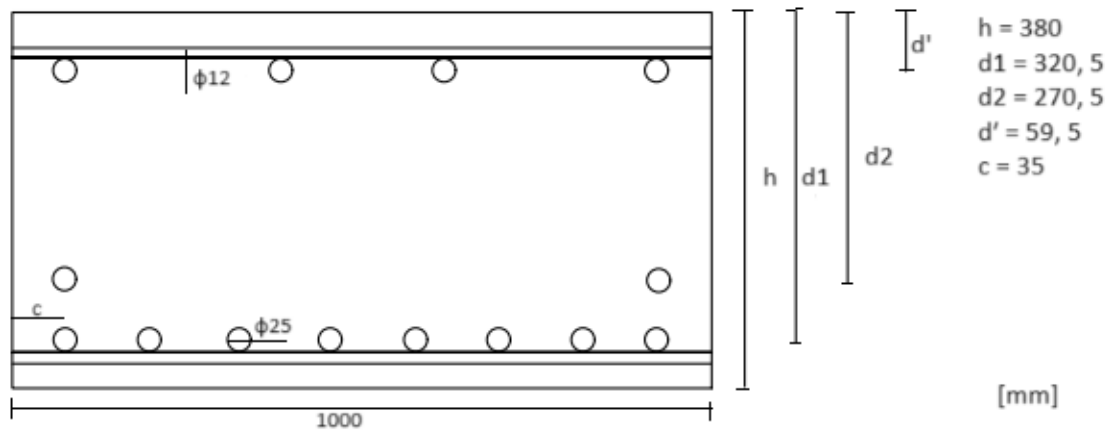
$$\alpha = 0,81, \beta = 0,416 \quad \text{Faktorer (Tabell B5.3)}$$

### Deformationsvillkor

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$\varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} \quad \text{(B5-25)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_{cu} \quad \text{(B5-26)}$$



Figur B.9: Brobanep Plattans tvärsnitt i fält

### Stålspänningar

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$\sigma' = E_s * \epsilon'_s$ för $\epsilon'_s \leq \epsilon'_{sy}$	Linjärelastisk respons
$\sigma = E_s * \epsilon_s$ för $\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$	Linjärelastisk respons
$\sigma' = f_{yd}$ för $\epsilon'_s \geq \epsilon'_{sy}$	Ej linjärelastisk respons, stålet flyter
$\sigma = f_{yd}$ för $\epsilon_s \geq \epsilon_{sy}$	Ej linjärelastisk respons, stålet flyter
$\epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$	Dimensionerande värde på flyttöjning

#### B.2.4.2 Kontroll av momentkapacitet

##### Antagande: all armering flyter

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\epsilon_{sy} = 0,0022$$

$$\alpha * f_{cd} * b * x + f_{yd} * A'_s = a_s * f_{yd}$$

Löser ut x -> x=49,3 [mm]

$\epsilon'_s = 0,0007 \leq \epsilon_{sy}$ -> Antagande ej OK	Deformationsvillkor
$\epsilon_s = 0,0157 \geq \epsilon_{sy}$ -> Antagandet OK	Deformationsvillkor

##### Nytt antagande: endast dragarmeringen flyter, tryckarmering är linjärelastisk

Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

$$\epsilon_{sy} = 0,0022$$

$$\alpha * f_{cd} * b * x + E_s * \frac{x-d'}{x} * \epsilon_{cu} * A'_s = a_s * f_{yd}$$

Löser ut x -> x=75,34 [mm]

$\epsilon'_s = 0,0007 \leq \epsilon_{sy}$ -> Antagande OK	Deformationsvillkor
---	---------------------

$$\varepsilon_s = 0,0091 \geq \varepsilon_{sy} \rightarrow \text{Antagandet OK}$$

Deformationsvillkor

**Antagande stämmer**  $\rightarrow$  momentkapacitet beräknas *Bärande*

*konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$M_{Rd} = \alpha * f_{cd} * b * x * (d - \beta * x) + E_s * \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} * A'_s * (d - d') = 1391,9 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} = 663,6 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Ed} = 630,2 \text{ [kNm]}$$

### **Kontroll**

$$M_{Rd} > M_{Ed} \rightarrow \text{Momentkapacitet tillräcklig}$$

### **Kontroll av armeringsmängd**

*Bärande konstruktioner, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * t * d = 0,000683[m^2] \quad \text{Krav: inte mindre än } b * d * 0,0013$$

(B4-21)

$$A_{s,max} = 0,04 * b * h = 0,0152[m^2] \quad \text{(B4-22)}$$

$$A_s = 0,005025[m^2]$$

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max} \quad \text{OK!} \quad \text{(B4-20)}$$

## **B.2.5 Dimensionering i SLS**

### **B.2.5.1 Sprickbildning**

*Bärande konstruktioner, kapitel B3.5.3, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$M_{Ed,ka} \geq M_{cr}$$

Sprickkriterie, tvärsnitt spricker

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,fl} * l_c}{h_c - x_{tp}}$$

Sprickmoment

$$f_{ct,fl} = k * f_{ctm} [\text{MPa}]$$

Börjdraghållfasthet (B3-22)

$$k = \max(1, 6; \frac{h_c}{1000}; 1, 0) = 1,22 \quad \text{(B3-22)}$$

$$f_{ct,fl} = 5002 [\text{kPa}]$$

$$l_c = 0,00457 [\text{m}^4]$$

$$x_{tp} = 0,19 [\text{m}]$$

$$\sigma_{c,cr} = \frac{M_{cr}}{l_c} * x_{tp}, \quad \sigma_{c,cr} = f_{ct,fl}$$

$$M_{cr} = 120,4 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Ed,kvasi} = 128,3 \text{ [kNm]}$$

### **Kontroll**

$$M_{Ed,ka} \leq M_{cr} \quad \text{EJ OK}$$

Tvärsnitt spricker

### **Utnyttjandegrader**

#### **Stöd**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,95 = 95\%$$

Moment

#### **Fält**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,95 = 95\%$$

Moment

**B.2.5.2 Långtidseffekter**

Bärande konstruktioner, kapitel B2.1.5-B2.1.6, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013) och Bärande konstruktioner, Del 2 (Al-Emrani & Engström, 2011)

Krypning

$$f_{cm} \approx \frac{f_{cm,cube}}{1.20} = 58 \text{ [MPa]} \quad \text{Betongens medeltryckhållfasthet vid 28 dygns (B2-2)}$$

$$RH = 85\% \quad \text{Relativa fuktigheten}$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 * h_0^{1/3}} * \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7}\right) * \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}$$

$$\beta(f_{cm}) = 2, 21 \quad \text{Faktor för betongens hållfasthetsklass. (Tabell B2.9)}$$

$$\beta(t_0) = 0.48 \quad \text{Faktor för betongens ålder vid pålastning. (Figur B2.20)}$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = 275, 362 \text{ [mm]} \quad \text{Tvärsnittets nominella tjocklek.}$$

$$u = 2, 76 \text{ [m]} \quad \text{Omkrets av delen som utsätts för uttorkning.}$$

$$\varphi_{RH} = 1, 05 \quad \text{Faktor som beaktar relativa fuktigheten.}$$

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1, 114 \quad \text{Slutligt kryptal (B2-23)}$$

$$\alpha_{ef} = \frac{E_s}{E_{cm}} * (1 + \varphi(\infty, t_0)) = 11, 428 \quad \text{(B7-67) Del 2}$$

Krympning

$$k_h = 0, 75 \quad \text{Koefficient beroende av tvärsnittets storlek. (Tabell B2.7)}$$

$$\beta_{RH} = 0, 756 \quad \text{Faktor som beaktar relativa fuktigheten. (Tabell B2.6)}$$

$$\varepsilon_{cdi} = 2.80 * 10^{-4} \quad \text{Grundvärde uttorkningskrympning. (Tabell B2.5)}$$

$$\varepsilon_{cd} = 0, 00015876 \quad \text{Slutligt värde autogen krympning (Tabell B2.8)}$$

$$\varepsilon_{ca} = 1, 0 * 10^{-4} \quad \text{Slutligt värde uttorkningskrympning. (B2-18)}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 2, 59 * 10^{-4} \quad \text{Slutligt krympstal. (B2-17)}$$

**B.2.5.3 Spänningar i SLS****Beräkning av neutrala lagret**Stöd

$$d_1 = 0, 3205 \text{ [m]}$$

$$d_2 = 0, 2705 \text{ [m]}$$

$$d = 0, 0595 \text{ [m]}$$

$$x = 0, 1409 \text{ [m]}$$

Fält

$$d_1 = 0, 3205 \text{ [m]}$$

$$d_2 = 0, 2705 \text{ [m]}$$

$$d = 0, 0595 \text{ [m]}$$

$$x = 0, 1409 \text{ [m]}$$

**Betongspänning**

$$M_{ed,ka} = 557, 6 \text{ [kNm]}$$

$$F' = \varepsilon_{cs} * E_s * A'_s \text{ [kN]}$$

Karakteristisk lasteffekt, tabell B.5

Krympkraft tryckarmering

$$F = \varepsilon_{cs} * E_s * A_s [\text{kN}] \quad \text{Krympkraft dragarmering}$$

### Stöd

$$e_{s1} = d_1 - x = 0,1796 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd till dragarmering från underkant}$$

$$e_{s2} = d_2 - x = 0,1296 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd till tryckarmering från underkant}$$

$$e' = d' - x = -0,0814 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd till betongkant från underkant}$$

$$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * (-x) = -5,5 \text{ [MPa]} \quad \text{Betongspänning i överkant, (B7-42a)}$$

$$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * (e_{s1}) = 11,5 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålsänning i dragarmeringens nivå, (B7-42a)}$$

$$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * e'_s = -2,3 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålsänning i tryckarmeringens nivå, (B7-42a)}$$

### Kontroll

SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2) (SIS, 2008)

$$|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck} = 22,5 \text{ [MPa]} \quad \text{OK!}$$

### Fält

$$e_{s1} = d_1 - x = 0,1805 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd till dragarmering från överkant}$$

$$e_{s2} = d_2 - x = 0,1305 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd till tryckarmering från överkant}$$

$$e' = d' - x = -0,0805 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd till betongkant från överkant}$$

$$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * (-x) = -6,0 \text{ [MPa]} \quad \text{Betongspänning i överkant, (B7-42a)}$$

$$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * (e_{s1}) = 12,0 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålsänning i dragarmeringens nivå, (B7-42a)}$$

$$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * e'_s = -2,3 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålsänning i tryckarmeringens nivå, (B7-42a)}$$

### Kontroll

SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2) (SIS, 2008)

$$|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck} = 22,5 \text{ [MPa]} \quad \text{OK!} \quad \text{Övre gräns för tryckspänning i betong}$$

### Stålsänningar

#### Stöd

$$\sigma_1 = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * e_c = 336,7 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålsänning dragarmering, (B7-63)}$$

$$\sigma' = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka}+F'*e'+F*e}{I_{||,eff}} \right) * e = -194,8 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålsänning tryckarmering, (B7-63)}$$

### Kontroll

SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2) (SIS, 2008)

$$|\sigma_1| \leq 0,8f_{yk} = 400 \text{ [MPa]} \quad \text{OK!}$$

$$|\sigma'| \leq 0,8fyk = 400 \text{ [MPa] OK!}$$

Fält

$$\sigma_1 = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka} + F'*e' + F*e}{I_{||,eff}} \right) * e_c = 268,8 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålspänning dragarmering, (B7-63)}$$

$$\sigma' = \frac{F'+F}{A_{||,eff}} + \left( \frac{M_{ed,ka} + F'*e' + F*e}{I_{||,eff}} \right) * e = -150,8 \text{ [MPa]} \quad \text{Stålspänning tryckarmering, (B7-63)}$$

**Kontroll**

SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2) (SIS, 2008)

$$|\sigma_1| \leq 0,8fyk = 400 \text{ [MPa] OK!}$$

$$|\sigma'| \leq 0,8fyk = 400 \text{ [MPa] OK!}$$

### B.2.5.4 Sprickbredd i SLS

SS-EN 1992-1-1:2005 (7.3.4) (SIS, 2008)

Eftersom dimensionerande moment är större i stöd än i fält görs kontroll av sprickbredd endast i stöd. Om kravet för sprickbredd uppfylls i stöd uppfylls den också i fält.

$$\alpha = 5,41 \text{ [-]}$$

$$c_{nom} = 60 \text{ [mm]}$$

Täckande betongskikt hos längsgående armering

$$k_1 = 0,8$$

Kamstänger

$$k_2 = 0,5$$

Inverkan av töjningsgradient . Ren böjning (B9-12)

$$k_3 = 3,4$$

Nationell parameter, rekommenderat värde

$$k_4 = 0,425$$

Nationell parameter, rekommenderat värde

$$k_t = 0,4$$

Långtidslast

$$\phi = 25 \text{ [mm]}$$

Armeringens diameter

Stöd

$$h_{c,ef} = \min(2,5 * (h - d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}) = 79,69 \text{ [m]} \quad \text{Höjd på effektiv betongarea, (B9-13)}$$

$$A_{c,ef} = h_{c,ef} * b = 0,07969 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Area hos medverkande betong mellan sprickor}$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = 0,01108 \quad \text{(B9-11)}$$

$$s_{r,max} = k_3 * C_{nom} + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\phi}{\rho_{p,ef}} = 242,4 \text{ [mm]} \quad \text{Karakteristiskt sprickavstånd, (B9-11)}$$

$\varepsilon_{sm}$  = Stålets medeltöjning inklusive effekt av påtvingad deformation

$\varepsilon_{cm}$  = Betongens medeltöjning mellan sprickor

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{cm}(t)}{\rho_{p,ef}} (1 + \alpha \rho_{p,ef})}{E_s} = 0,00168 \quad \text{Skillnaden i stålets och betongens medeltöjning, (B9-19)}$$

$$W_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,408$$

Karakteristisk sprickbredd, (B9-18)

$$W_{k,till} = 0,4 \text{ [mm]} \quad \text{Maximal tillåten sprickbredd (antagit exponeringsklass XF1)}$$

### Kontroll

$W_k > W_{k,till}$  **OK!** Klarar sprickbreddsgrad då estetisk inte prioriterats enl Tabell 7.1N (SIS, 2008).

#### B.2.5.5 Nedböjning i SLS

*Bärande konstruktioner, Del 2 (Al-Emrani & Engström, 2011)*

##### Fält

$$a = 2,5 \text{ [m]} \quad \text{Mittavstånd}$$

$$M_{ed, frek} = 204 \text{ [kNm]} \quad \text{Frekvent lasteffekt, se figur B.2.}$$

$$I_{II, ef} = 0,0036 \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{Yttröghetsmoment}$$

$$E_{c, ef} = 175 \text{ [GPa]}$$

$$\frac{1}{r_f} = \frac{M_{ed, frek}}{E_{c, ef} * I_{II, ef}} \text{ [} \frac{1}{m} \text{]} \quad \text{Krökning av last (B7-11b)}$$

$$\frac{1}{r_s} = \frac{F_{cs1} * e_{s1} + F_{cs2} * e_{s2} + F_{cs'} * e_{s'}}{E_{c, ef} * I_{II, ef}} \text{ [} \frac{1}{m} \text{]} \quad \text{Krökning av krympning/krypning (B7-74b)}$$

$$A_f = \frac{2}{3} * a * \frac{1}{r_f} = 0,0063 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Krökningsarea av last (Fig B8.15)}$$

$$A_s = a * \frac{1}{r_s} = 0,00205 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Krökningsarea av krympning/krypning (Fig B8.15)}$$

$$x_{Cf} = \frac{5}{8} * a = 1,5625 \text{ [m]} \quad \text{Avståndet mellan snittet 0 och tyngdpunkten av arean för last}$$

$$x_{Cs} = \frac{a}{2} = 1,25 \text{ [m]} \quad \text{Avståndet mellan snittet 0 och tyngdpunkten av arean för krympning/krypning}$$

$$y_{last} = A_f * x_{Cf} = 9,9 \text{ [mm]} \quad \text{Nedböjning från last för (B8-23)}$$

$$y_{langtid} = A_s * x_{Cs} = 2,56 \text{ [mm]} \quad \text{Nedböjning från krympning/krypning (B8-23)}$$

$$y_{tot} = y_{last} + y_{langtid} = 12,46 \text{ [mm]} \quad \text{Totala nedböjningen (B8-23)}$$

$$\frac{L}{400} = 12,5 \text{ [mm]} \quad \text{Krav för maximal nedböjning (trafikverket- krav Brobyggande 3.0)}$$

$$y_{tot} < \frac{L}{400} \text{ OK!} \quad \text{Klarar nedböjningskrav}$$

##### Konsol

$$a = 3 \text{ [m]} \quad \text{Mittavstånd}$$

$$M_{ed, frek} = 33,3 \text{ [kNm]} \quad \text{Frekvent lasteffekt, se figur B.2.}$$

$$y_{tot} = 10,81 \text{ [mm]} \quad \text{Total nedböjning för konsol}$$

$$\frac{L}{250} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Nedböjningskrav för konsol}$$

$$y_{tot} < \frac{L}{250} \text{ OK!} \quad \text{Klarar nedböjningskrav}$$

## B.3 Filfaktorer

Filfaktorn beräknas för att definiera hur stor andel av lasten som går genom varje balk. Den beräknas från lastfallen i tvärlid och representerar den minst gynnsamma lastfördelningen för balkarna. Lasterna som analyseras delas upp i boggilaster, utbredda laster och egentygnder. I tabell B.9 visas vilken storlek varje last har i längsled.

I tabell B.10 visas filfaktorn för punktlaster och utbredda laster. Filfaktorn beräknas genom att ta stödreaktionen i den ena balken och dividera med den

**Tabell B.9:** Lasternas storlek för längdledssanalys

Namn last	Storlek tvärled	Storlek längdled	Enhet
<b>Boggilast</b>	450	450	[kN/m]
Lastfält 1	7,2	21,6	[kN/m]
Lastfält 2	2,5	7,5	[kN/m]
Lastfält 3	2,5	7,5	[kN/m]
Lastfält 4	2,5	5,25	[kN/m]
<b>Totalt lastfält</b>		41,85	[kN/m]
Egentyngd brobana	11,7	129,87	[kN/m]
Egentyngd kantbalk	15	6	
<b>Totalt egentyngd</b>		135,87	[kN/m]

totala stödreaktionen för respektive lastkombination. Stödreaktionerna räknas ut vid friläggning i tvärled.

**Tabell B.10:** Filfaktor för punktlaster och utbredda laster

<b>Punktlast</b>	<b>Brottgr. a</b>	<b>Brottgr. b</b>	<b>Kvasi</b>	<b>Frekv.</b>	<b>Karakt.</b>
Ra [kN]	536,6	715,5	0	357,8	477
Rb [kN]	-30,4	-40,5	0	-20,3	-27,0
Filfaktor	1,06	1,06	0	1,06	1,06
<b>Utbredd last</b>	<b>Brottgr. a</b>	<b>Brottgr. b</b>	<b>Kvasi</b>	<b>Frekv.</b>	<b>Karakt.</b>
Ra [kN]	21,3	14,2	0	14,2	35,6
Rb [kN]	3,6	2,4	0	2,4	6
Filfaktor	0,86	0,86	0	0,86	0,86

## B.4 Beräkning laster i längdled

För beräkningar i längdled används lasterna som är korrigerade med hjälp av filfaktorerna. Tabell B.11 visar de korrigerade lasterna. Lasterna som multipliceras med filfaktorn är korrigerade med säkerhetskoefficienter, justeringsfaktorer och säkerhetskoefficienter som visas i kapitel B.1.3.

**Tabell B.11:** Korrigerade laster med hjälp av filfaktorn

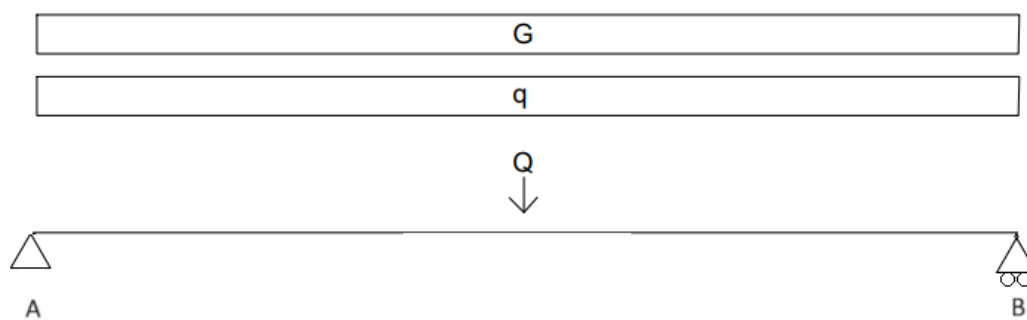
<b>Brottgräns a</b>	<b>Filfaktor</b>	<b>Last</b>	<b>Korrigerad last</b>
Totalt egentyngd	0,5	135,87	67,94
Boggilast	1,06	506,25	536,63
Totalt lastfält	0,86	25,11	21,48
<b>Brottgräns b</b>			
Totalt egentyngd	0,5	135,87	67,94
Boggilast	1,06	675,00	715,5
Totalt lastfält	0,86	5,88	5,03
<b>Karakteristisk</b>			
Totalt egentyngd	0,5	135,87	67,94
Boggilast	1,06	450	477
Totalt lastfält	0,86	14,70	12,57
<b>Kvasi</b>			
Totalt egentyngd	0,5	135,87	67,94
Boggilast	0	0	0
Totalt lastfält	0	0	0
<b>Frekvent</b>			
Totalt egentyngd	0,5	135,87	67,94
Boggilast	1,06	337,50	357,75
Totalt lastfält	0,86	5,88	5,03

### B.4.1 Beräkningsmodeller i längdled

I längdled är två beräkningsmodeller dimensionerande. De utbredda lasterna placeras över hela balkarna och punktlasten placeras mitt i fält eller vid stöd. Momentdiagrammen och tvärkraftsdiagrammen visar var de mest kritiska fallen inträffar.

#### B.4.1.1 Beräkningsmodell 1 i längdled, punktlast placerad i fält

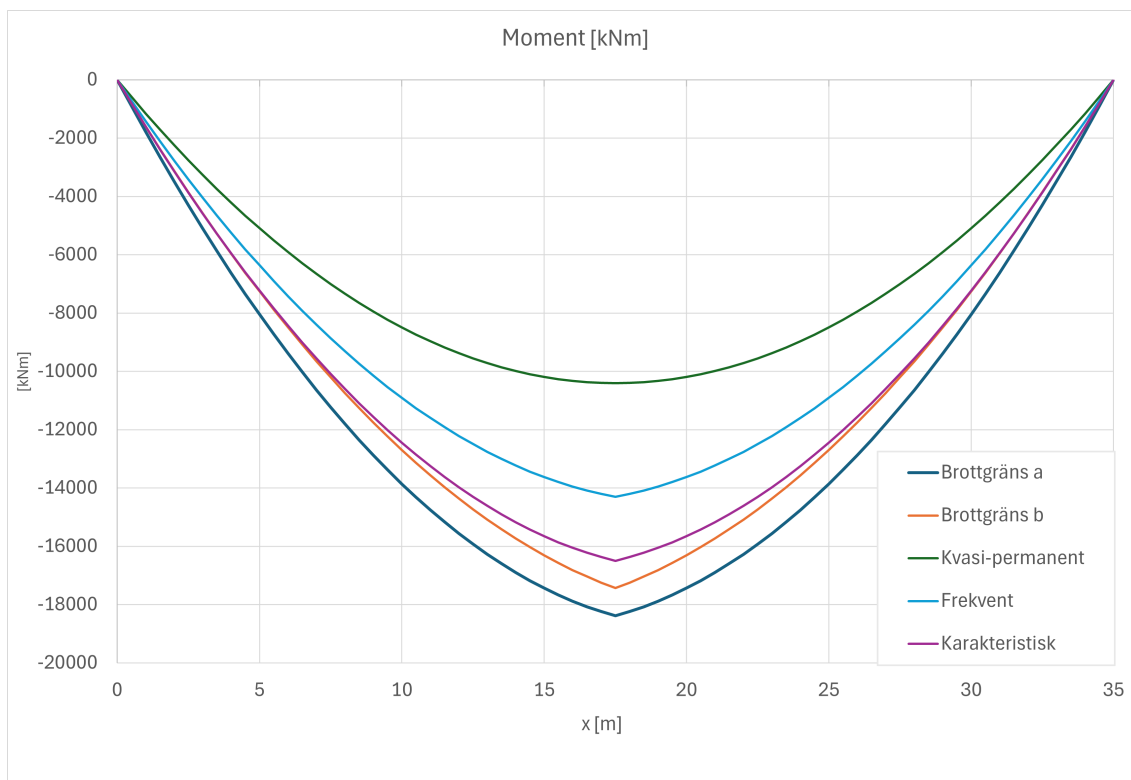
I följande avsnitt redovisas beräkningarna för maxmoment samt utfallet för tvärkraften då punktlasten är placerad mitt i fält. Lastfallet visas i figur B.10 . Momentdiagrammet i B.2 visar utfallen för de olika lastkombinationerna, maxmoment uppstår i stöd. Tabell B.12 visar hur stort maxmomentet blir över stödet för vardera lastkombination.



**Figur B.10:** Beräkningsmodell 1 i längdled, punktlast placerad i fält

**Tabell B.12:** Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i längdled

Lastkombination	X-koordinat [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a	17,5	-18386,57
Brottgräns 6.10b	17,5	-17433,25
Kvasi-permanent	17,5	-10402,55
Frekvent	17,5	-14302,94
Karakteristisk	17,5	-16501,50



**Figur B.11:** Momentdiagram, beräkningsmodell 1

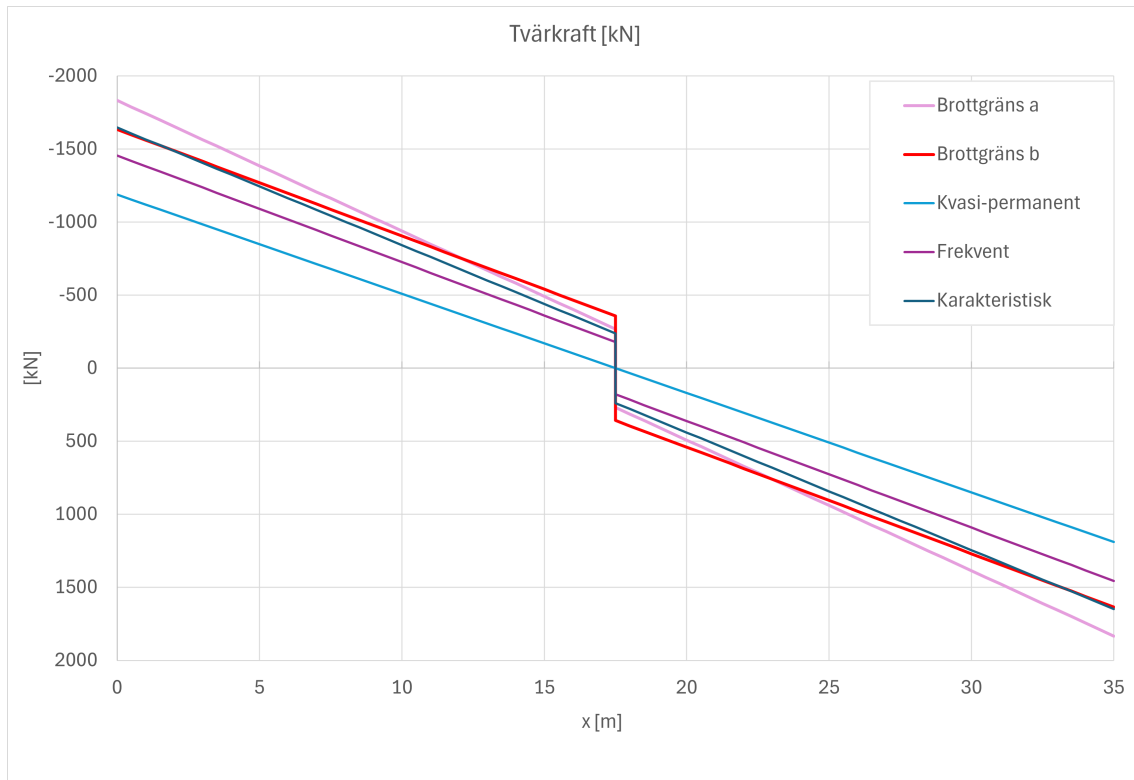
I figur B.12 visas hur tvärkraften fördelas när punktlasten är placerad mitt i fält. I tabell B.13 kan maximal tvärkraft för respektive lastkombination utläsas.

**Tabell B.13:** Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 1 i längdled

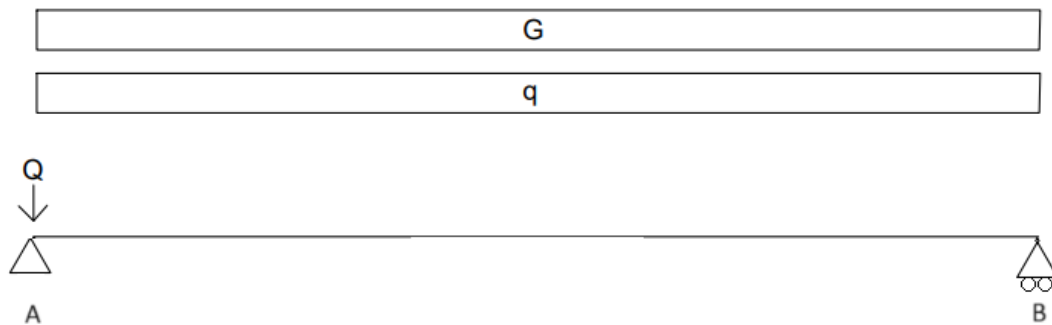
Lastkombination	X-koordinat [m]	Max tvärkraft [kN]
Brottgräns 6.10a	0 ; 35	-1833,01 ; 1833,01
Brottgräns 6.10b	0 ; 35	-1634,63 ; 1634,63
Kvasi-permanent	0 ; 35	-1188,86 ; 1188,86
Frekvent	0 ; 35	-1455,75 ; 1455,75
Karakteristisk	0 ; 35	-1647,39 ; 1647,39

#### B.4.1.2 Beräkning 2 i längdled, punktlast placerad vid stöd

Beräkningarna för maxmoment som kan inträffa över fält samt utfallet för tvärkraften när punktlasten placeras vid stöd. Lastfallet visas i figur B.13. Momentdiagrammet i B.14 visar utfallen för de olika lastkombinationerna. Tabell B.14 visar hur stort maxmomentet blir över stödet för vardera lastkombination.

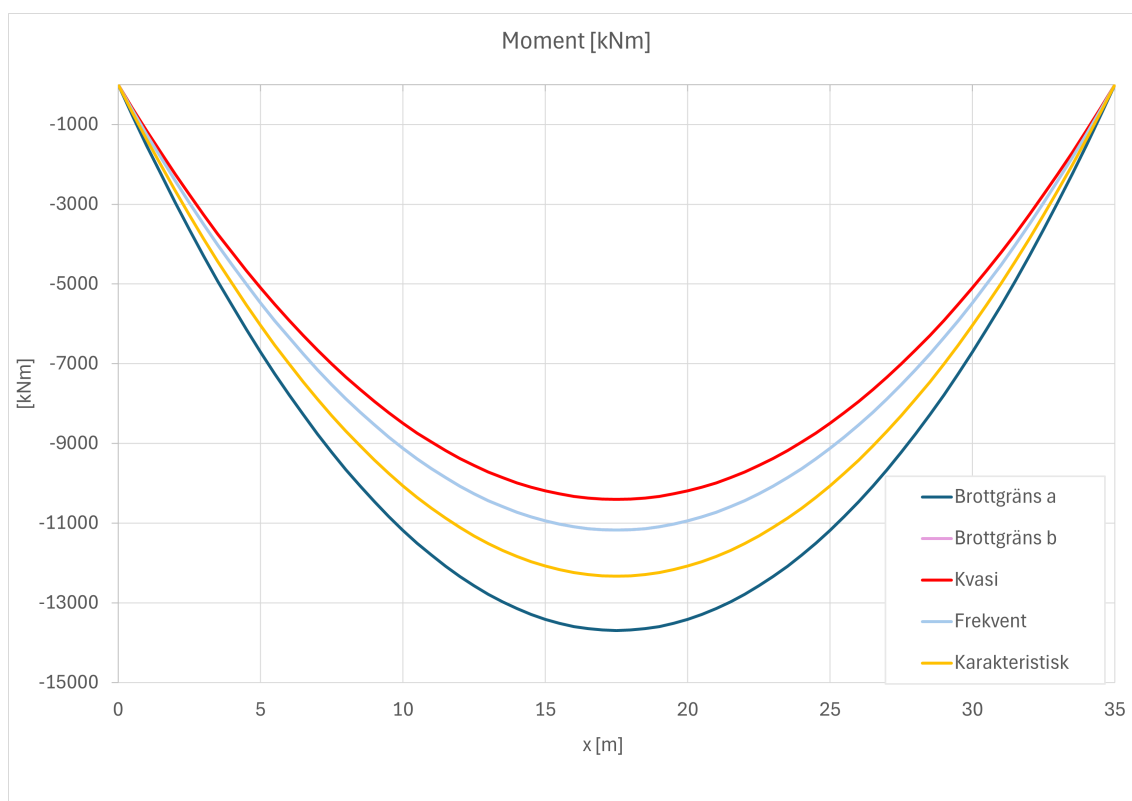


**Figur B.12:** Tvärkraftsdiagram, beräkningsmodell 1



**Figur B.13:** Beräkningsmodell 2 i längdled, punktlast placerad vid stöd

I figur B.15 visas hur tvärkraften fördelas när punktlasten är placerad över stöd. I tabell B.15 kan maximal tvärkraft för respektive lastkombination utläsas.



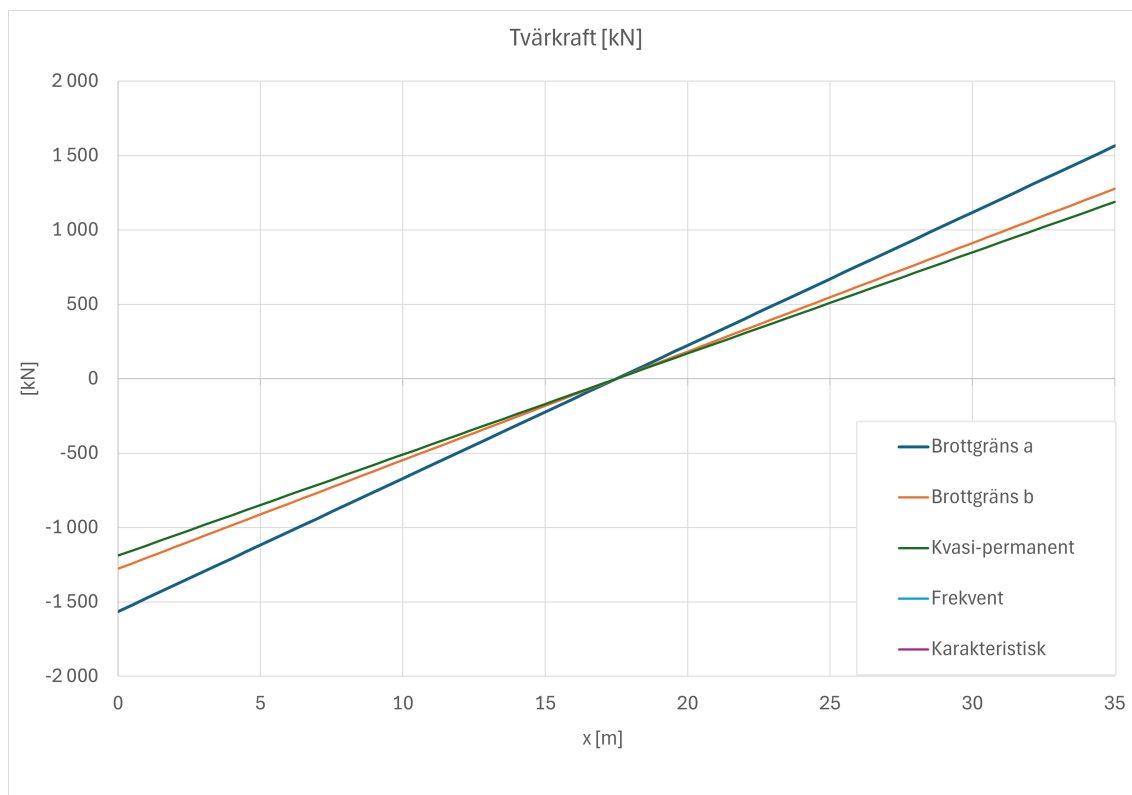
**Figur B.14:** Momentdiagram, beräkningsmodell 2

**Tabell B.14:** Maxmoment med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i längdled

Lastkombination	X-koordinat [m]	Maxmoment [kNm]
Brottgräns 6.10a	17,5	-13691,1
Brottgräns 6.10b	17,5	-11172,62
Kvasi-permanent	17,5	-10402,55
Frekvent	17,5	-11172,63
Karakteristisk	17,5	-12327,75

**Tabell B.15:** Max tvärkraft med tillsvarende x-koordinat för beräkningsmodell 2 i längdled

Lastkombination	X-koordinat [m]	Max tvärkraft [kN]
Brottgräns 6.10a	0; 35	-1564,70 ; 1564,70
Brottgräns 6.10b	0; 35	-1276,87 ; 1276,87
Kvasi-permanent	0; 35	-1188,86 ; 1188,86
Frekvent	0; 35	-1276,87 ; 1276,87
Karakteristisk	0; 35	-1408,89 ; 1408,89



Figur B.15: Tvärkraftsdiagram, beräkningsmodell 1

## B.5 Dimensionering av balkar i längdled

I-balkens tvärsnittsmått har gjorts i en iterativ process där kapaciteter, samverkan, nedböjningar och gjutskede har kontrollerats. Nedböjningar i gjutskede och nedböjningar i bruksgräns blev dimensionerande. Nedan visas tvärsnittsmåttet vid stöd och fält i figur B.17 och B.16 .

### Tvärsnittsmått I-balk

$$h = 1550 \text{ [mm]}$$

$$t_w = 50 \text{ [mm]}$$

$$h_w = 1430 \text{ [mm]}$$

$$t_s = 60 \text{ [mm]}$$

$$b_s = 500 \text{ [mm]}$$

$$t_f = 60 \text{ [mm]}$$

$$b_f = 800 \text{ [mm]}$$

$$a = 12 \text{ [mm]}$$

Höjd I-balk

Tjocklek liv

Höjd liv

Tjocklek fläns stöd

Bredd fläns stöd

Tjocklek fläns fält

Höjd fläns fält

Halssvets a-mått

### Mått betong

$$b_{eff} = 5500 \text{ [mm]}$$

$$h_c = 380 \text{ [mm]}$$

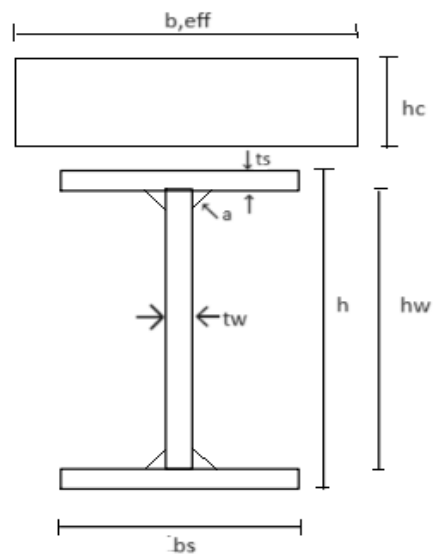
Medverkande flänsbredd

Höjd betong

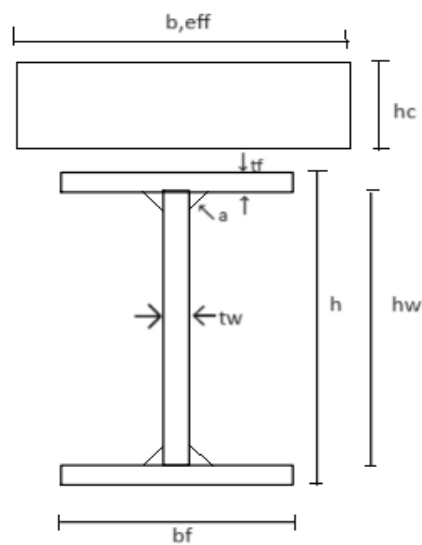
### Mått armering

$$\phi = 25 \text{ [mm]}$$

Dimension armeringsstänger



**Figur B.16:** Tvärsnitt för I-balk i stöd



**Figur B.17:** Tvärsnitt för I-balk i fält

$d_1 = [\text{mm}]$

Avstånd undre armering till överkant betong

$d_2 = [\text{mm}]$

Avstånd övre armering till överkant betong

$cc_s = [\text{mm}]$

Avstånd armeringsstänger

**Materialegenskaper stål**

$f_y = 450 [\text{MPa}]$

Hållfasthetsklass stål

$E_s = 210 [\text{GPa}]$

Elasticitetsmodul stål

### B.5.1 Medverkande flänsbredd

*SS-EN 1994-2:2005 (5.4.1.2) (SIS, 2017)*

$b_0 = 0,3$ [m]	Avstånd mellan skjuvförbindare
$L_1 = 35$ [m]	Spännvidd
$L_I = 5,1$ [m]	Avstånd mellan balkar
$L_k = 3$ [m]	Längd konsol

#### Fält

$L_e = 0,85 * L_1 = 29,75$ [m]	Ekvivalent spännvidd
$b_1 = L_k - \frac{b_0}{2} = 2,85$ [m]	Bredd från skjuvförbinare och kant ena sidan
$b_2 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2,4$ [m]	Bredd från skjuvförbinare och kant andra sidan
$b_{e1} = \min(b_1, \frac{L_e}{8} = 2,85)$ [m]	Medverkande bredd ena sidan av balken
$b_{e2} = \min(b_2, \frac{L_e}{8} = 2,4)$ [m]	Medverkande bredd andra sidan av balken
$b_{eff,1} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 5,55$ [m]	Medverkande flänsbredd

#### Ändupplag

$L_e = 29,75$ [m]	Ekvivalent spännvidd
$b_1 = 2,85$ [m]	Bredd från skjuvförbinare och kant ena sidan
$b_2 = 2,4$ [m]	Bredd från skjuvförbinare och kant andra sidan
$b_{e1} = 2,85$ [m]	Medverkande bredd ena sidan av balken
$b_{e2} = 2,4$ [m]	Medverkande bredd andra sidan av balken
$\beta_1 = \min(0,55 + 0,025 * \frac{L_e}{b_{e1}}, 1) = 0,811$ [-]	
$\beta_2 = \min(0,55 + 0,025 * \frac{L_e}{b_{e2}}, 1) = 0,860$ [-]	
$b_{eff,0} = b_0 + b_{e1} * \beta_1 + b_{e2} * \beta_2 = 4,68$ [m]	Medverkande flänsbredd

### B.5.2 Kontroll tvärsnittsklass

#### Liv

*Tabell S4.2 Bärande Konstruktioner Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$c = h_w - \sqrt{2} * a_f = 1396,6$ [mm]	Höjd mellan flänsar
$\frac{c}{t_w} = 27,92$ [mm]	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,72$ [-]	
Tvärsnittsklass 1: $72 * \varepsilon \geq \frac{d}{t_w}$ <b>OK!</b>	Livplåt i tvärsnittsklass 1

#### Fläns

*Tabell S4.3 Bärande Konstruktioner Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$c = \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - \sqrt{2} * a_f = 208,02$ [mm]	
$\frac{c}{t_f} = 27,92 = 3,47$ [mm]	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,72$ [-]	
Tvärsnittsklass 1: $9 * \varepsilon \geq \frac{c}{t_f}$ <b>OK!</b>	Fläns i tvärsnittsklass 1

### B.5.3 Tvärsnittskonstanter samverkan

#### Areor

##### Stöd

$$h_d = 380 \text{ [mm]}$$

Tjocklek dragen betong

$$A_{c,eff} = b_{eff,1} * (h_c - h_d) = 2,109[m^2]$$

Area dragen betong

$$A_{balk} = 0,1315[m^2]$$

Area I-balk

$$\alpha_{eff} = \frac{E_s}{E_{cm}} * (1 + \psi_L + \varphi_{slut}) = 12,03 \text{ [-]}$$

Faktor

$$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} = 0,1315[m^2]$$

Area balk samverkan

##### Fält

$$h_d = 0 \text{ [m]}$$

Tjocklek dragen betong

$$A_{c,eff} = b_{eff,1} * (h_c - h_d) = 2,109[m^2]$$

Area dragen betong

$$A_{balk} = 0,1675[m^2]$$

Area I-balk

$$\alpha_{eff} = \frac{E_s}{E_{cm}} * (1 + \psi_L + \varphi_{slut}) = 12,03 \text{ [-]}$$

Faktor

$$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} = 0,3428[m^2]$$

Area balk samverkan

#### Tyngdpunkter från ovankant

##### Stöd

$$z_c = \frac{h_c - h_d}{2} = 0 \text{ [mm]}$$

Tyngdpunkt betongfläns

$$z_{balk} = \frac{h}{2} = 775 \text{ [mm]}$$

Tyngdpunkt I-balk

$$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk})}{A_{sam}} = 1155 \text{ [mm]}$$

Tyngdpunkt samverkan

##### Fält

$$z_c = \frac{h_c - h_d}{2} = 190 \text{ [mm]}$$

Tyngdpunkt betongfläns

$$z_{balk} = \frac{h}{2} = 775 \text{ [mm]}$$

Tyngdpunkt I-balk

$$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk})}{A_{sam}} = 661,5 \text{ [mm]}$$

Tyngdpunkt samverkan

#### Hävarmar

##### Stöd

$$a_s = h_c + z_{balk} - z_{sam} = 0 \text{ [mm]}$$

Avstånd från tyngpunkter mellan I-balk och samverkanstvärsnitt

$$a_c = z_{sam} - z_c = 965 \text{ [mm]}$$

Avstånd från tyngpunkter mellan betongfläns och samverkanstvärsnitt

##### Fläns

$$a_s = h_c + z_{balk} - z_{sam} = 852 \text{ [mm]}$$

$$a_c = z_{sam} - z_c = 494 \text{ [mm]}$$

Avstånd från tyngpunkter mellan I-balk och samverkanstvärsnitt

#### Böjmotstånd

##### Stöd

$$z_{ovreflans} = z_{sam} - h_c - \frac{t_{f,stud}}{2} = 745 \text{ [mm]}$$

$$z_{undreflans} = h + h_c - z_{sam} - \frac{t_{f,stud}}{2} = 745 \text{ [mm]}$$

$$z_{undreliv} = \frac{h+h_c-z_{sam}-t_{f,stod}}{2} = 745 \text{ [mm]}$$

$$z_{ovreliv} = \frac{z_{sam}-h_c-t_{f,stod}}{2} = 745 \text{ [mm]}$$

$$A_{ovreliv} = \frac{hw}{2} * t_w = 0,03575[m^2]$$

$$A_{undreliv} = \frac{hw}{2} * t_w = 0,03575[m^2]$$

$$W_{pl} = z_{ovreflans} * A_f + z_{undreflans} * A_f + z_{undreliv} * A_{undreliv} + z_{ovreliv} * A_{ovreliv} = 0,0703[m^3]$$

### Fläns

$$z_{ovreflans} = z_{sam} - h_c - \frac{t_{f,falt}}{2} = 251 \text{ [mm]}$$

$$z_{undreflans} = h + h_c - z_{sam} - \frac{t_{f,falt}}{2} = 1238,5 \text{ [mm]}$$

$$z_{undreliv} = \frac{h+h_c-z_{sam}-t_{f,falt}}{2} = 357,5 \text{ [mm]}$$

$$z_{ovreliv} = \frac{z_{sam}-h_c-t_{f,falt}}{2} = 110,7 \text{ [mm]}$$

$$z_{betong} = z_{sam} - \frac{h_c}{2} = 251 \text{ [mm]}$$

$$A_{ovreliv} = \frac{hw}{2} * t_w = 0,03575[m^2]$$

$$A_{undreliv} = \frac{hw}{2} * t_w = 0,03575[m^2]$$

$$A_{betong} = \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} = 0,1753[m^2]$$

$$W_{pl} = z_{ovreflans} * A_f + z_{undreflans} * A_f + z_{undreliv} * A_{undreliv} + z_{ovreliv} * A_{ovreliv} + z_{betong} * A_{betong} = 0,201[m^3]$$

### Yttröghetsmoment

#### Stöd

$$I_c = \frac{b_{eff}*(h_c-h_d)^3}{12} = 0,0254[m^4]$$

Betong

$$I_{balk} = 2 * \left( \frac{b_f*(t_f^3)}{12} + A_f * z_{balk} - \left( \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) + \frac{b_f*(t_f^3)}{12} + A_f * z_{balk} - \left( \frac{t_f}{2} \right)^2 = 0,0566[m^4]$$

I-balk

$$I_{sam} = I_c + A_{balk} * a_s^2 * \frac{I_c}{\alpha_{eff}} * \frac{A_{c,eff}*a_c^2}{\alpha_{eff}} = 0,0566[m^4]$$

Samverkanstvärsnitt

#### Fält

$$I_c = \frac{b_{eff}*(h_c-h_d)^3}{12} = 0,0254[m^4]$$

Betong

$$I_{balk} = 2 * \left( \frac{b_f*(t_f^3)}{12} + A_f * z_{balk} - \left( \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) + \frac{b_f*(t_f^3)}{12} + A_f * z_{balk} - \left( \frac{t_f}{2} \right)^2 = 0,0765[m^4]$$

I-balk

$$I_{balk} = I_c + A_{balk} * a_s^2 * \frac{I_c}{\alpha_{eff}} * \frac{A_{c,eff}*a_c^2}{\alpha_{eff}} = 0,07656[m^4]$$

Samverkanstvärsnitt

## B.5.4 Kontroll momentkapacitet

Bärande konstruktioner, Kapitel S4.3.2, Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)

#### Stöd

$$W_{pl} = 0,0703[m^3]$$

Böjmotstånd

$$\chi_{LT} = 1 \text{ [-]}$$

Koefficient m.a.p materialets hållfasthet

$$\gamma_{M1} = 1 \text{ [-]}$$

Reduktionsfaktor, ingen risk för vippning

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 31617,6 \text{ [kNm]} \quad \text{Dimensionerande moment (S4-41)}$$

$$M_{ed} = 0 \text{ [kNm]}$$

**Kontroll**

$$M_{b,Rd} > M_{ed} \text{ OK!} \quad \text{Momentkapacitet tillräcklig}$$

Fält

$$W_{pl} = 0,201 \text{ [-]} \quad \text{Böjmotstånd}$$

$$\chi_{LT} = 1 \text{ [-]} \quad \text{Koefficient m.a.p materialets hållfasthet}$$

$$\gamma_{M1} = 1 \text{ [-]} \quad \text{Reduktionsfaktor, ingen risk för vippning}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 90256,9 \text{ [kNm]} \quad \text{Dimensionerande moment (S4-41)}$$

$$M_{ed} = -18386,57 \text{ [kNm]}$$

**Kontroll**

$$M_{b,Rd} > M_{ed} \text{ OK!} \quad \text{Momentkapacitet tillräcklig}$$

**B.5.5 Kontroll tvärkraftskapacitet**

*Bärande konstruktioner, Kapitel S5.3 Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

**Skjuvbuckling**

$$\varepsilon = 0,72 \text{ [-]}$$

$$a = 1,50 \text{ [m]} \quad \text{Avstånd mellan balkarnas avstyvningar}$$

$$d = 1,43 \text{ [m]} \quad \text{Avstyvningar höjd}$$

$$\frac{a}{d} = 1,05 \text{ [-]}$$

$$K_t = 5,34 + \frac{4}{(\frac{a}{d})^2} = 8,98 \text{ [-]} \quad \text{Bucklingskoefficient om } \frac{a}{d} \geq 1$$

$$\eta = 1,2 \text{ [-]} \quad \text{Faktor}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 28,6 \text{ [-]}$$

$$31 * \frac{\varepsilon}{\eta} * \sqrt{K_t} = 55,929 \text{ [-]}$$

$$\frac{h_w}{t_w} < 31 * \frac{\varepsilon}{\eta} * \sqrt{K_t} \text{ OK!} \quad \text{Ingen risk för skjuvbuckling (S5-19)}$$

**Tvärkraftskapacitet**

Ingen risk för skjuvbuckling används ekvation för tvärkraftskapacitet:

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \quad \text{(S5-18)}$$

Stöd

$$A_v = n * h_w * t_w = 0,0858 \text{ [m}^2\text{]} \quad \text{Skjuvarea}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1 \text{ [-]} \quad \text{Koefficient}$$

$$V_{pl,Rd} = 20264,99 \text{ [kN]}$$

$$V_{Ed} = 1833,01 \text{ [kN]}$$

**Kontroll**

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd} \text{ OK!} \quad \text{Tvärkraftskapacitet tillräcklig}$$

Fält

$$A_v = n * h_w * t_w = 0,0858[m^2]$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 [-]$$

Skjuvarea  
Koefficient

$$V_{pl,Rd} = 20264,99 [kN]$$

$$V_{Ed} = 0 [kN]$$

**Kontroll**

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd} \text{ OK!}$$

Tvärkraftskapacitet tillräcklig

**B.5.6 Utnyttjandegrader**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,09 = 9\%$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,2 = 20\%$$

Tvärkraft

Moment

**B.5.7 Ändavstyvningar**

SS-EN 1993-1-5:2006 (9.3.1) (SIS, 2009a)

$$0,1 * h_w = 143 [mm]$$

$$e = 400 [mm]$$

$$e_{min} > 0,1 * h_w \text{ OK!}$$

$$A_{min,plat} = \frac{4 * h_w * t_w^2}{e} = 0,0021[m^2]$$

$$h_{avstyvning} = 1300 [mm]$$

$$t_{avstyvning} = 4 [mm]$$

$$a = 1500 [mm]$$

Antar ett centrumavstånd

Minsta tvärsnittsytta

Höjd avstyvning

Tjocklek avstyvning

Avstånd avstyvningar i resten av balken

**B.5.8 Gjutskede**

Vid gjutskedet beräknas lasterna som summan av betongens- och I-balkarnas egentygnd samt gjutformens egentygnd.

**B.5.8.1 Lastmodell i gjutskedet**

Tabell B.16: Lasternas storlek för analys i gjutskedet

Last	Area tvärsnitt [m <sup>2</sup> ]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Last [kN/m <sup>2</sup> ]	Last [kN/m]
Betong	4,2	2400,0	-	99,3
I-balk	0,1	7850	-	10,2
Gjutform	-	-	0,5	5,6

**B.5.8.2 Nedböjning i gjutskedet**

$$q_{perbalk} = 57,5 [kNm]$$

Största belastningen på en balk enligt tabell B17

**Tabell B.17:** Belastningsfördelning för balkarna

Belastning per balk	Last
Total belastning [kN/m]	115
Andel per I-Balk [%]	50
Största belastning på en balk [kN/m]	57,5

$$E_s = 210 \text{ [GPa]}$$

$$L = 35 \text{ [m]}$$

$$I = 0,066 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$b_{tot} = \frac{q_{perbalk} * 5 * L^4}{384 * E_s * I} = 81,7 \text{ [mm]}$$

elementar fall i diverse utdrag

Elasticitetsmodul för stål

Spännvidden för bron

Yttröghetsmomnet för tvärsnittet

Den totala nedböjningen för en balk enligt

### Kontroll av nedböjning

$$\text{Krav: } \frac{L}{400} = 87,5 \text{ [mm] OK}$$

Från trafikverket- krav Brobyggande 3.0

### B.5.8.3 Momentkapacitet i gjutskedet

**Tabell B.18:** Belastningsfördelning för balkarna

Momentkapacitet	Last
Dimensionerande moment [kN/m]	17607,1
Andel last per I-Balk [%]	50
Dimensionerande moment per I-balk [kN/m]	8803,6

*Bärande konstruktioner Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$\chi_{Lt} = 1,0$  [-] Reduktionsfaktor med avseende på vippning, stadgad mot vippning (S4-41).

$$A_{flans} = 0,048 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_{liv} = 0,036 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$z_{flans} = 745 \text{ [mm]}$$

$$z_{liv} = 358 \text{ [mm]}$$

$$W_{pl} = 0,09708 \text{ [m}^3\text{]} \quad \text{Plastiskt böjmotsånd för tvärsnitt klass 1 och 2 (S4-41).}$$

$$f_y = 450 \text{ [MPa]}$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$
 [-] Partialkoefficient med avseende på materialets hållfasthet (S4-41).

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{Lt} * W_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = 43686,6 \text{ [kNm]} \quad \text{Momentkapacitet (S24-41).}$$

$$M_{Ed} = 8803,6 \text{ [kNm]} \quad \text{Dimensionerande moment enligt tabell B.18 (S24-41).}$$

### Kontroll

$$M_{b,Rd} > M_{Ed}$$

OK!

### B.5.8.4 Tvärkraftskapacitet i gjutskedet

*Bärande konstruktioner Del 1 (Al-Emrani & Engström, 2013)*

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= 1006,1 \text{ [kN]} && \text{Dimensionerande tvärkraft} \\
 \eta &= 1,2 \text{ [-]} && \text{Faktor som beaktar stålets töjningshårdnande} \\
 h_w &= 1430 \text{ [mm]} \\
 t_w &= 50 \text{ [mm]} \\
 A_v &= \eta * h_w * t_w = 0,0858 \text{ [m}^2\text{]} && \text{Skjuvarea} \\
 \gamma_{M0} &= 1100 \text{ [mm]} \\
 f_y &= 450 \text{ [MPa]} \\
 V_{pl,Rd} &= \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 20265 \text{ [kN]} && \text{Tvärkraftskapacitet (S5-18).}
 \end{aligned}$$

### **Kontroll**

$$V_{pl,Rd} > V_{Ed} \quad \text{OK!}$$

## **B.5.9 Kontroll av samverkan**

Beräkningarna kontrolleras i samverkans skede. Kontroller för spänningar, nedböjning, svetsbultar och svetsar görs i följande kapitel.

### **B.5.9.1 Kontroll av spänningar i samverkan**

*SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2) (SIS, 2008)*

Tvärsnittskonstanter från kapitel B.5.3.

#### Fält

$$M_{Ed,ka} = -16501 \text{ [kNm]} \quad \text{Lasteffekt för karakteristisk kombination. Tabell B.12.}$$

$$e_{c,overkant} = -z_{sam} = -661 \text{ [mm]} \quad \text{Hävarm mellan betong underkant och tvärsnittets tyngpunkt}$$

$$e_{c,underkant} = -z_{sam} + h_c = -281 \text{ [mm]} \quad \text{Hävarm mellan betong överkant och tvärsnittets tyngpunkt}$$

$$e_{s,overkant} = -z_{sam} + h_c = -281 \text{ [mm]} \quad \text{Hävarm mellan balkens överkant och tvärsnittets tyngpunkt}$$

$$e_{s,underkant} = h - z_{sam} = 889 \text{ [mm]} \quad \text{Hävarm mellan balkens underkant och tvärsnittets tyngpunkt}$$

$$\sigma_{c,overkant} = \frac{M_{Ed,ka}}{I_{sam} * \alpha_{eff}} * e_{c,overkant} = 11,853 \text{ [MPa]} \quad \text{Spänning överkant betong}$$

$$\sigma_{c,underkant} = \frac{M_{Ed,ka}}{I_{sam} * \alpha_{eff}} * e_{c,underkant} = 5,044 \text{ [MPa]} \quad \text{Spänning underkant betong}$$

$$\sigma_{s,overkant} = \frac{M_{Ed,ka}}{I_{sam}} * e_{s,overkant} = -60,674 \text{ [MPa]} \quad \text{Spänning överkant stål}$$

$$\sigma_{s,underkant} = \frac{M_{Ed,ka}}{I_{sam}} * e_{s,underkant} = -191,516 \text{ [MPa]} \quad \text{Spänning underkant stål}$$

#### *Spänningsbegränsingar*

$$|\sigma_{s,overkant}| \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 450 \text{ [MPa]} \quad \text{OK!}$$

$$|\sigma_{s,underkant}| \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 450 \text{ [MPa]} \quad \text{OK!}$$

$$|\sigma_{c,overkant}| \leq 30 \text{ [MPa]} \quad \text{OK!}$$

**B.5.9.2 Kontroll av nedböjning i samverkan**

$$E_s = 210 \text{ [GPa]}$$

Elastitetsmodul stål

$$L = 35 \text{ [m]}$$

Spännvidd

$$I = 0,1296 \text{ [m}^4\text{]}$$

Yttröghetsmoment

Dimensionerande last, frekvent

$$q = 5,03 \text{ [kN/m]}$$

Utbredd last frekvent. Tabell B.11, kapitel B.4.1.2

$$Q = 357 \text{ [kN]}$$

Boggilast frekvent. Tabell B.11, kapitel B.4.1.2

$$G = 67,94 \text{ [kN/m]}$$

Egentyngd frekvent. Tabell B.11, kapitel B.4.1.2

Nedböjning per lasttyp

*Räknade med elementarfall från diverse utdrag*

$$p_q = \frac{q \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I} = 3,61 \text{ [mm]}$$

Nedböjning utbredd last

$$p_Q = \frac{Q \cdot L^3}{48 \cdot E_s \cdot I} = 11,74 \text{ [mm]}$$

Nedböjning boggilast

$$p_G = \frac{G \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I} = 48,75 \text{ [mm]}$$

Nedböjning egentyngd

$$p_{\text{totalt}} = p_q + p_Q + p_G = 64 \text{ [mm]}$$

Nedböjning totalt

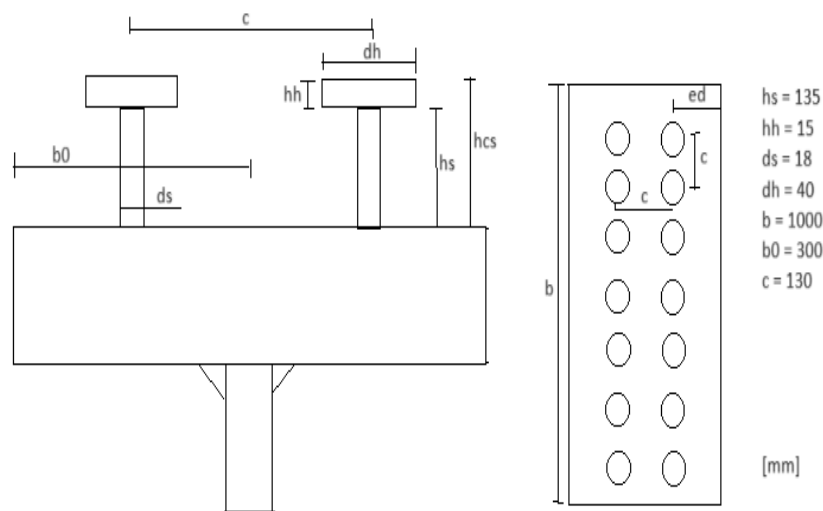
$$L/400 = 0,0875 > p \text{ OK!}$$

Krav nedböjning

## B.5.10 Utformning av svetsbultar i ULS

SS-EN 1994-2:2005 (6.6.3-6.6.5) (SIS, 2017)

### B.5.10.1 Tvärsnitt svetsbultar och kontroller



Figur B.18: Svetsbultarnas utformning och placering

$$hs = 135 \text{ [mm]}$$

$$hh = 15 \text{ [mm]}$$

$$ds = 18 \text{ [mm]}$$

$$dh = 40 \text{ [mm]}$$

$$b = 1000 \text{ [mm]}$$

$$b0 = 300 \text{ [mm]}$$

$$c = 130 \text{ [mm]}$$

$$ed = 100 \text{ [mm]}$$

#### Preliminära svetsbultsdimensioner

$$d_{skaft} = 18 \text{ [mm]} \quad \text{Bultskaftets diameter } 16 \text{ mm} < d < 25 \text{ mm enl. (6.6.3.1)}$$

$$d_{huvud} = 40 \text{ [mm]} \quad \text{Bulthuvudets diameter}$$

$$h_{huvud} = 15 \text{ [mm]} \quad \text{Bulthuvudets höjd}$$

$$h_{skaft} = 135 \text{ [mm]} \quad \text{Bultskaftets höjd}$$

$$h_{sc} = h_{skaft} + h_{huvud} = 150 \text{ [mm]} \quad \text{Nominella totalhöjd för svetsbulten}$$

#### Krav på svetsbultsdimensioner

$$h_{tot,min} = 3 * d_{skaft} \text{ [mm]} \quad \text{Lägsta tillåtna totalhöjden för svetsbulten (1)}$$

$$d_{huvud,min} = 1,5 * d_{skaft} \text{ [mm]} \quad \text{Lägsta tillåtna diameter för bulthuvud (2)}$$

$$h_{huvud,min} = 0,4 * d_{skaft} \text{ [mm]} \quad \text{Lägsta tillåtna höjd för bulthuvud (2)}$$

$$d_{skaft,max} = 1,5 * t_{flans} \text{ [mm]} \quad \text{Högsta tillåtna diameter för bultskaft (3)}$$

#### Kontroll svetsbultsdimensioner

$$h_{tot} > h_{tot,min} \quad \text{OK!}$$

$$d_{huvud} > d_{huvud,min} \text{ OK!}$$

$$h_{huvud} > h_{huvud,min} \text{ OK!}$$

$$d_{skaft} < d_{skaft,max} \text{ OK!}$$

### Antagna centrum- och kantavstånd

$$b_0 = 300 \text{ [mm]} \quad \text{Centrumavstånden mellan svetsbultarna tvärs skjuvriktningen}$$

$$e_D = \frac{b_{flans,stad} - b_0}{2} = 1 \text{ [mm]} \quad \text{Avstånd från flänskant till förbindarens kant}$$

### Krav centrum -och kantavstånd

$$e_{D,min} = 25 \text{ [mm]} \quad \text{Lägsta tillåtna avstånd mellan flänskant och förbindarens kant enligt 6.6.5.6 (2)}$$

$$c_{c,min} = 5 * d_{skaft} = 90 \text{ [mm]} \quad \text{Lägsta tillåtna centrumavstånd mellan skjuvbindare enl 6.6.6.7 (4)}$$

$$c_{c,max} = \min(4 * h_c; 0,8) = 800 \text{ [mm]} \quad \text{Största tillåtna centrumavstånd mellan skjuvbindare enl 6.6.6.5 (3)}$$

$$b_{0,min} = 2,5 * d_{skaft} = 45 \text{ [mm]} \quad \text{Minsta tillåtna centrumavstånden mellan svetsbultarna tvärs skjuvriktningen}$$

$$b_{0,max} = b_{ovre,flans} - 2 * (e_{D,min} + \frac{d_{skaft}}{2}) = 430 \text{ [mm]} \quad \text{Största tillåtna centrumavstånden mellan svetsbultarna tvärs skjuvriktningen}$$

### Kontroll centrum -och kantavstånd

$$b_{0,min} < b_0 < b_{0,max} \text{ OK!}$$

$$e_{D,min} + \frac{d_{skaft}}{2} < e_D \text{ OK!}$$

### Dimensionerande bärförmåga för förbindare

$$f_u = 450 \text{ [MPa]} \quad \text{Svetsbultens brotthållfasthet}$$

$$\gamma_V = 1,25 [-] \quad \text{Partialkoefficient}$$

$$\alpha = 1 [-] \text{ för } \frac{h_{sc}}{d_{skaft}} > 4 \quad \text{Faktor enl. 6.6.3.1 (6.21)}$$

$$P_{rd,1} = \frac{0,8 * f_u * \pi * d_{skaft}^2 / 2}{\gamma_V} = 73,25 \text{ [kN]} \quad \text{Dimensionerande bärförmåga enl. 6.6.3.1 (6.18)}$$

$$P_{rd,2} = \frac{0,29 * \alpha * d_{skaft}^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_V} = 102,24 \text{ [kN]} \quad \text{Dimensionerande bärförmåga enl. 6.6.3.1 (6.19)}$$

$$P_{rd,slut} = \min(P_{rd,1}; P_{rd,2}) = 73,25 \text{ [kN]} \quad \text{Slutlig dimensionerande bärförmåga}$$

### Antal svetsbultar

*Steel Bridges (13.5) (Lebet & Hirt, 2013)*

$$V_{Ed} = 1564,74 \text{ [kN]} \quad \text{Dimensionerande tvärkraft enligt tabell}$$

$$\alpha = 5,41 [-] \quad \text{Elasticitetmodulernas förhållande}$$

$$z_0 = 190 \text{ [mm]} \quad \text{Avstånd mellan betongflänsens tyngdpunkt och samverkanstvärsnittet}$$

$$I_{sam} = 0,10423 \text{ [m}^4] \quad \text{Yttröghetsmoment för samverkanstvärsnitt}$$

$$A_{c,eff} = 2,109 \text{ [m}^2] \quad \text{Ekvivalent area betongtvärsnitt vid mittstöd}$$

$$S_c = A_{c,eff} * z_0 = 0,40 \text{ [m}^3] \quad \text{Statiskt moment för betongfläns}$$

$$v_{el,Ed} = \frac{V_{Ed} * S_c}{I_{sam} * \alpha} = 1112,89 \text{ [kN/m]} \quad \text{Skjuvkraft per längdenhet enl. (13.15)}$$

$$n_{v,el} = \frac{v_{el,Ed}}{V_{Ed}} = 16 \text{ [st]} \quad \text{Antal svetsbultar per meter enl. (13.25)}$$

$$n_{rad} = \frac{n_{v,el}}{2} = 8 \text{ [st]} \quad \text{Antal svetsbultar per meter i rader om två}$$

$$c_c = \frac{1}{n_{rad}} = 130 \text{ [mm]} \quad \text{Avstånd mellan skjuvförbindningar i längsriktning}$$

### Kontroll antal svetsbultar

$$b_{0,min} < \frac{b_0}{2} < b_{0,max} \quad \text{OK!}$$

$$c_{c,min} < c_c < c_{c,max} \quad \text{OK!}$$

## B.5.11 Dimensionering av svetsar

*Bärande Konstruktioner Del 2 (Al-Emrani & Engström, 2011)*

### Balkuppdelning

Balkarna delas upp i tre delar för lättare transport

### Svetsbelastning

Beräkningsförutsättningar: De vertikala -och horisontella svetsarna antas bära tvärkraft respektive momentkraft.

$$M_{Ed}(10m) = 12448,5 \text{ [kNm]} \quad \text{Dimensionerande momentkraft för karakteristiskt lastfall i } x= 10m. \text{ (B.11)}$$

$$V_{Ed}(10m) = 842,3 \text{ [kN]} \quad \text{Dimensionerande tvärkraft för karakteristiskt lastfall i } x= 10m. \text{ (B.12)}$$

$$h_{svets} = 1200 \text{ [mm]} \quad \text{Svetsens höjd}$$

$$b_{svets} = 1500 \text{ [mm]} \quad \text{Svetsens bredd}$$

$$R_{vertikal} = 842,3 \text{ [kN]} \quad \text{Kraften som de vertikala svetsarna utsätts för}$$

$$R_{horisontell} = \frac{M_{Ed}(10m) * V_{Ed}(10m)}{h_{svets} * b_{svets}} = 9141,3 \text{ [kN]} \quad \text{Kraften som de horisontella svetsarna utsätts för}$$

$$f_u = 550 \text{ [MPa]} \quad \text{Grundmaterialets brotthållfasthet}$$

$$\beta_w = 1,0 \text{ [-]} \quad \text{Korrelationsfaktor Tabell S9.1 Stålkvalite S450}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ [-]} \quad \text{Partialkoefficient för svetsförbandets bärförmåga}$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = 254 \text{ [MPa]} \quad \text{Villkor för parallella spänningar i svetsförbandet (S9-12)}$$

Det antas att samtliga svetsar endast kommer att utsättas för parallell skjuvning, vilket resulterar i följande a-mått:

$$a_{vertikal} = \frac{R_{vertikal}}{2 * h_{svets} * \sigma_{Rd}} = 1,4 \text{ [mm]} \quad \text{a-mått för de vertikala svetsarna}$$

$$a_{horisontell} = \frac{R_{horisontell}}{2 * b_{svets} * \sigma_{Rd}} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{a-mått för de vertikala svetsarna}$$

$$a_{dim} = \max(a_{vertikal}, a_{horisontell}) = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Slutligt a-mått för svetsarna}$$

### Kontroll av a-mått

$$150 * a > h_{svets} \text{ och } h_{b_{svets}}$$

$$150 * a = 1799,2 \text{ [mm]} \quad \text{OK!}$$

### Kontroll av källsvetsar

Bärande Konstruktioner Del 2 (Al-Emrani & Engström, 2011)

#### Tvärsnittsdata

$a = 12$ [mm]	a-mått för svetsen
$b_{flans} = 500$ [mm]	Flänsbredd
$t_{flans} = 60$ [mm]	Flänstjocklek
$h_w = 1430$ [mm]	höjd på livet
$I = 0,045504$ [m <sup>4</sup> ]	Ytröghetsmoment
$S = 0,022350$ [m <sup>3</sup> ]	Statiskt ytmoment

#### Belastning på svetsar

$V_{Ed} = 1647,4$ [kN]	Dimensionerande tvärkraft
$L_{stod} = 0,3$ [m]	Stödets längd
$\sigma_{\perp} = \frac{V_{Ed} * a * L_{stod}}{2 * \sqrt{2}} = 161,789$ [MPa]	Vinkelrät spänning (S9-3)
$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 161,789$ [MPa]	Vinkelrät skjuvspänning (S9-3)
$\tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed} * S}{I * 2 * a} = 33,714$ [MPa]	Parallell skjuvspänning (S9-1)
$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 328,804$ [MPa]	Ekvivalent spänning (S9-3)

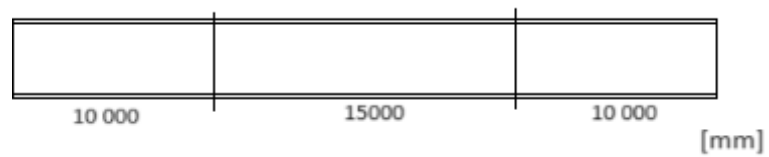
#### Kontroll av kapacitet

$\frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} \geq \sigma_{eq}$	Krav (S9-12)
$0,9 * \frac{f_w}{\gamma_{M2}} \geq \sigma_{\perp}$	Krav (S9-13)
$\frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 440$ [MPa]	Kapacitet
$0,9 * \frac{f_w}{\gamma_{M2}} = 396$ [MPa]	Kapacitet
$\frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} \geq \sigma_{eq}$ <b>OK</b>	
$0,9 * \frac{f_w}{\gamma_{M2}} \geq \sigma_{\perp}$ <b>OK</b>	

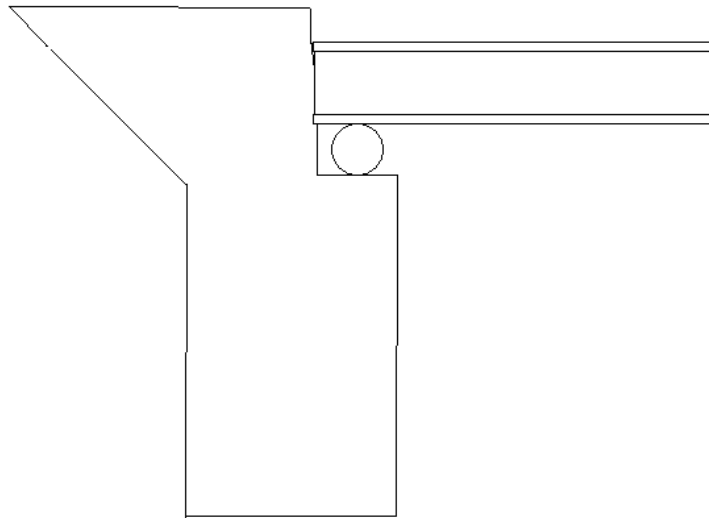
#### Kontroll av stödlängd

$L_{stod} \leq 150 * a$ <b>OK</b>	Kontroll av stödlängd
-----------------------------------	-----------------------

## C Bilaga C



**Figur C.1:** Uppdelning av balk för dimensionering av svetsar.



**Figur C.2:** Underbyggnad utformad som en betongstol

**INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK**  
**CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA**

Göteborg, Sverige

[www.chalmers.se](http://www.chalmers.se)



**CHALMERS**