CHALMERS



# Projektering av vägbro över Backavägen

## Framtagning och preliminär dimensionering av en samverkansbro

Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik


JAKOB BRINKMANN
LUCAS HANSSON
SOFIA KLASSON
SIMON MAGNUSSON
HAYK SARGSYAN
NAREK SARGSYAN

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2022
www.chalmers.se

KANDIDATARBETE

# Projektering av vägbro över Backavägen

Framtagning och preliminär dimensionering av en samverkansbro

*Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik*

JAKOB BRINKMANN
LUCAS HANSSON
SOFIA KLASSON
SIMON MAGNUSSON
HAYK SARGSYAN
NAREK SARGSYAN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2022

Projektering av vägbro över Backavägen
Framtagning och preliminär dimensionering av en samverkansbro

*Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik*

JAKOB BRINKMANN

LUCAS HANSSON

SOFIA KLASSON

SIMON MAGNUSSON

HAYK SARGSYAN

NAREK SARGSYAN

© JAKOB BRINKMANN, LUCAS HANSSON, SOFIA KLASSON, SIMON MAGNUSSON, HAYK SARGSYAN, NAREK SARGSYAN, 2022

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola, 2022

Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Sverige
Telefon: + 46 (0)31-772 1000

Omslag:
Modell av den framtagna samverkansbron.
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Göteborg 2022

PROJEKTERING AV VÄGBRO ÖVER BACKAVÄGEN
Framtagning och preliminär dimensionering av samverkansbron

*Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik*

JAKOB BRINKMANN

LUCAS HANSSON

SOFIA KLASSON

SIMON MAGNUSSON

HAYK SARGSYAN

NAREK SARGSYAN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

I rapporten presenteras en preliminär projektering av bron över Backavägen i Göteborg. Bron ska ansluta till nya Kvillemotet som är en del av ombyggnation av Lundbyleden. Under bron kommer Backavägen konstrueras med krav på en minsta fri höjd om 5,7 meter upp till underliggande kant på broöverbyggnaden. Kravet på fri höjd har präglat urvalet av brokoncept samt den preliminära dimensioneringsprocessen då konstruktionshöjden för överbyggnaden begränsats till 1,6 meter.

Val av brokoncept har gjorts genom två olika urvalsprocesser. I första urvalsprocessen har många brotyper beaktats. De som ansetts vara mest lämpliga utifrån tekniska förutsättningar, däribland möjlig konstruktionshöjd, har gått vidare till nästa urvalsprocess. I andra urvalsprocessen har brokoncepten analyserats utifrån olika utvärderingskriterier för att urskilja fördelar och nackdelar. Urvalsprocess två visade att en samverkansbro med fyra I-balkar var den brotyp som ansågs vara det mest lämpliga brokonceptet.

Efter urvalsprocesserna har en preliminär dimensionering av brokonceptet gjorts i bruks- och brottsgränstillstånd utifrån normer och krav från Trafikverket och Eurokoder. Den preliminära dimensioneringen utgick endast från Lastmodell 1 i SS-EN 1991-2.

Den resulterande analysen av brokonceptet har påvisat att en samverkansbro md I-balkar är möjlig att uppföra vid den aktuella platsen. Dock behöver brodelarna optimeras för att minska materialåtgången och en grundligare analys av fler Lastmodeller i SS-EN 1991–2 hade behövt utföras för en mer komplett analys.

Nyckelord: bro, brokoncept, Backavägen, kontinuerlig samverkansbro med I-balkar, preliminär dimensionering, kandidatarbete brobyggnad, broprojektering

Bridge design of a road bridge over Backavägen
Development and preliminary dimensioning of a composite bridge

*Bachelor's thesis in Civil Engineering*

JAKOB BRINKMANN

LUCAS HANSSON

SOFIA KLASSON

SIMON MAGNUSSON

HAYK SARGSYAN

NAREK SARGSYAN

Department of Architecture and Civil Engineering
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

This report is about the preliminary state of bridge construction. The bridge design is highly dependable of the geographic location where the bridge is supposed to be located. This bridge will be built in Backaplan, Gothenburg, and it will be a part of the connection to Lundbyleden. Due to specific requirements of the under passage of the bridge the construction hight of the superstructure is limited to 1.6 meters. Limiting the construction hight has shown to be a critical aspect when choosing the most compatible bridge concept.

The selection of a suitable bridge concept has been done in two selections. In the first one, many different types of bridges are being evaluated. The ones that suit the requirements continued to the next selection phase. In this phase the bridge concepts were ones again evaluated, but from different kinds of criteria that would set the concepts apart. The analysis shows that the most suitable bridge concept for Backaplan is a composite bridge with steam beams and a concrete slab.

The preliminary calculations of the bridge shows that it would be possible to construct a composite bridge with steel beams in the given location although the calculations are only based on LM1 in SS-EN-1991-2. The finale bridge presented in this report is not optimised and a more thorough analysis can be made to achieve a more material efficient design.

Key words: bridge, bridge concept, Backavagen, continuous composite bridge with steel beams, preliminary dimensioning, bachelor's thesis bridge engineering, bridge design

# Innehållsförteckning


1 INLEDNING 1

1.1 Bakgrund 1

1.2 Syfte och målformulering 2

1.3 Avgränsningar 2

1.4 Metod 2

1.5 Samhälleliga och etiska aspekter 3

2 FÖRUTSÄTTNINGAR OCH KRAV FÖR BROKONSTRUKTION VID BACKAVÄGEN 4

2.1 Relevanta tekniska krav och råd från Trafikverket 4

2.2 Givna förutsättningar från planer och ritningar 4

2.3 Topografi och grundläggning 5

2.4 Sociala förväntningar 5

3 KONSTRUKTIONSMATERIAL FÖR BROBYGGNAD 6

3.1 Stål 6

3.2 Betong 6

3.3 Trä 7

4 OLIKA TYPER AV BROKONSTRUKTIONER 8

4.1 Plattbro 8

4.2 Bågbro 8

4.3 Snedkabelbro 8

4.4 Hängbro 8

4.5 Fackverksbro 9

4.6 Samverkansbro 9

4.7 Balkbro 9

5 BROPROJEKTERING UR ETT HÅLLBARHETSPERSPEKTIV 10

5.1 Ekologisk hållbarhet 10

5.2 Ekonomisk hållbarhet 10

5.3 Social hållbarhet 11

6 URVALSPROCESS 1 12

7 UTVÄRDERINGSKRITERIER FÖR URVALSPROCESS 2 13

8 URVALSPROCESS 2 14
8.1 Analys av bågbro med överliggande båge i stål 14
8.2 Analys av fackverksbro med överliggande fackverk i stål 15
8.3 Analys av samverkansbro med I-balkar i stål 16
8.4 Analys av spännarmerad balkbro i betong 17
8.5 Analys av spännarmerad plattbro i betong 18
8.6 Viktning av utvärderingskriterier 18
8.7 Bedömning av brokoncept utifrån utvärderingskriterierna 19

9 ANALYS OCH VAL AV LANDFÄSTEN OCH MITTSTÖD 20
9.1 Landfäste med vingmur, frontmur och lager 20
9.2 Landfäste med vingmur och ändskärm hopgjuten med brofarbanan 20
9.3 Landfäste med stödmur, frontmur och lager 21
9.4 Val av övergångskonstruktion 21
9.5 Utformning av mittstöd 21

10 BESKRIVNING AV VALT BROKONCEPT 22
10.1 Riskanalys av brukstadiet 22
10.2 Produktion av samverkansbron över Backavägen 22
10.3 Underhåll och förvaltning 23

11 SYSTEMMODELL OCH LASTER 24

12 PRELIMINÄR DIMENSIONERING 25
12.1 Dimensionerat betongtvärsnitt i tvärled 25
12.2 Dimensionerat tvärsnitt i längdled 26
12.3 Detaljutforming av studs 27
12.4 Svetsar för I-balk 28
12.5 Utformning av mittstöd och lager 28

13 DISKUSSION 29

14 SLUTSATS 30

REFERENSER 31

BILAGOR

Bilaga A, Planritningar och höjdprofiler: Underlag från COWI

Bilaga B, Preliminär dimensionering

Bilaga C, Matlabscript

Bilaga D, Utdrag ur GeoPM2: Underlag från COWI

# Förord

Vi i kandidatgruppen vill ta tillfället i akt och tacka alla som har hjälpt oss genom detta kandidatarbete. Ett stort tack till vår handledare Mario Plos på Chalmers och Staffan Lindén med kollegor på COWI som har väglett oss genom arbetets gång. Vi vill även tacka Joosef Leppänen och Ignasi Fernandez som varit till stor hjälp med att besvara frågor om dimensioneringsprocessen av bron. Slutligen vill vi tacka Tabita Nilsson och Peter Lindblom i A-verkstaden för hjälp och vägledning under arbetet med modellbygget.

Göteborg 2022

JAKOB BRINKMANN

LUCAS HANSSON

SOFIA KLASSON

SIMON MAGNUSSON

HAYK SARGSYAN

NAREK SARGSYAN

# Ordlista

| | |
|---|---|
| Anisotropt material | Material som uppvisar olika egenskaper i olika riktningar. |
| Efterspänning | Armeringsstålet i betongen spänns efter att betongen har härdat från gjutning. |
| Fast lager | Horisontella krafter upptas genom detta brolager. |
| Frostsprängning | Skador på betong som uppstår av att vatten samlas i betongens porer då vattnet fryser expanderar vattnet och spränger bort delar av betongen. |
| Förespänning | Armeringsstålet spänns innan gjutningen påbörjas. |
| Förspänd betong | Betongen är förspänd med antingen förespänning eller. efterspänning. |
| GC-bana | Gång- och cykelbana. |
| Halssvets | Svets mellan liv och fläns. |
| Lager | Komponenten mellan stöd och bärverk. |
| Landfäste | Underbyggnad av bro som fungerar som ändstöd. |
| Lansering | Långsam utskjutning av bron från ett landfäste. |
| Lanseringsnos | En uppåtriktad konstruktion som placeras på den. änden av bron som lanseras för att bron ska glida upp på stöden. |
| LCA | Livscykelanalys (Life cycle assessment). |
| LCC | Livscykelkostnad (Life cycle cost). |
| LM1 | Lastmodell 1 |
| Livslängdsklass | En konstruktions avsedda livslängd. |
| Pylon | Bärande bropelare där snedkablar eller hänglinor fästs. |
| Skivstöd | Stöd som har en lång utbredning horisontellt. |
| Spännarmerad | Om betongen är förspänd är den spännarmerad. |
| SLS | Bruksgränstillstånd (Serviceability limit state). |
| Studs | Bultar (skjuvförbindare) som svetsas på stålbalken och gjuts in i betongplattan för att skapa samverkan mellan stålet och betongen. |

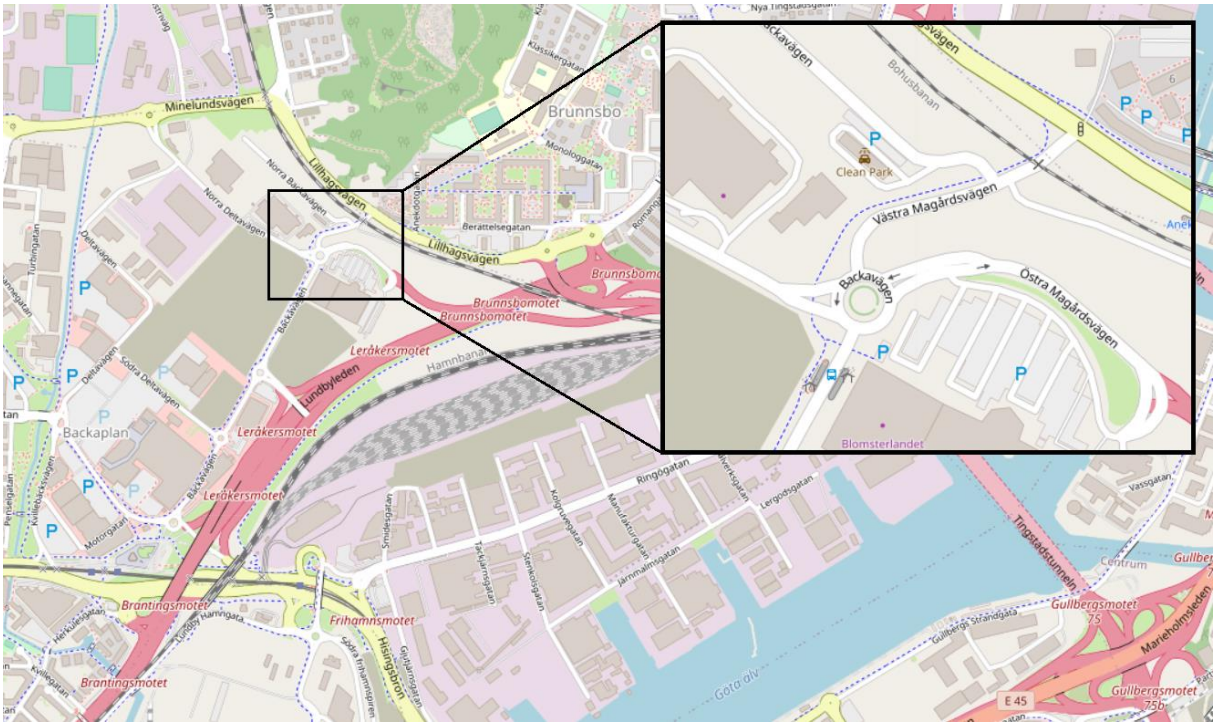
| | |
|---|---|
| Stumsvets | Sammanfogad svets mellan två plåtar i stål. |
| Teknisk livslängd | Avser den tidsperiod som en bro kan uppfylla sin funktion. |
| Täckande betongskikt | Tjocklek på betong som skyddar armering från omgivande miljö. |
| ULS | Brottgränstillstånd (Ultimate limit state). |

# 1 Inledning

Broar är en viktig del i samhällets infrastruktur och används för att möjliggöra passage över hinder. Det finns många olika typer av broar som har olika egenskaper och verkningssätt. Broprojektering är en process som ska ta fram det brokoncept som passar bäst utifrån givna förutsättningar och beställarens intressen. I denna rapport analyseras vilken brotyp som är mest lämplig vid passagen över Backavägen i Göteborg. På det valda brokonceptet utförs även en preliminär dimensionering.

## 1.1 Bakgrund

Backavägsbron är planerad att ligga i östra delen av Backaplan cirka 2 km från Göteborgs centrum. Idag är området ett industri- och handelsområde. De kommande 20 åren kommer det ske en omfattande utveckling av området. Blandstad ska byggas med 140 000 kvm handel, 7500 bostäder och service (Göteborgs Stad, 2019). Bron ska ligga i den nordöstra utkanten av planområdet se Figur 1.




*Figur 1 Kartvy över området för den tilltänkta bron, © OpenStreetMaps bidragsgivare, https://www.openstreetmap.org/copyright.*

Backavägsbron är en del av ombyggnationen av Lundbyleden mellan Brantingsmotet och Ringömotet. Brunnsbomotet kommer att rivas och ersättas med Kvillemotet (Göteborgs Stad, 2019). Målet med ombyggnationen är att anpassa Lundbyleden till framtidens krav och behov. Bron är planerad att ansluta till Kvillemotet, se Figur 1 i Bilaga A. Brons syfte är att leda trafiken till och från Lundbyleden, över Backavägen (Trafikverket, 2021).

## 1.2 Syfte och målformulering

Syftet med uppsatsen är att presentera ett broförslag med en preliminär dimensionering för den tilltänkta vägbron som ska gå över Backavägen.

Arbetet delas upp i följande delsteg med delmål:

*Urvalsprocess 1* – Målet syftar till att utifrån planbeskrivningar, tekniska förutsättningar samt olika brotypers utformning välja bort de brokoncept som är irrelevanta att fortsätta utveckla.

*Urvalsprocess 2* – Målet syftar till att göra så kvalitativa analyser av de brokoncept som ansågs vara relevanta i urvalsprocess 1. Detta genom att dela upp gruppen i tre fokusområden som beställare/konstruktions-ansvarig, produktions-ansvarig samt den tredje gruppen som ansvarade för aspekterna förvaltning och underhåll.

*Preliminär dimensionering* – Målet syftar till att göra beräkningar utifrån förkunskaper inom konstruktion för att erhålla ett så komplett broförslag som möjligt.

## 1.3 Avgränsningar

Broprojekteringen utförs med vissa avgränsningar för att anpassa arbetsprocessen till rapportens omfattning och nuvarande kunskapsnivå.

Följande avgränsningar görs:

- Grundläggningsmetoder behandlas i begränsad utsträckning.
- Mindre vikt läggs vid ekonomiska förutsättningar.
- Materialval begränsas till de tre vanligaste materialen betong, stål och trä.
- Ingen LCA- och LCC-analys utförs.
- Den preliminära dimensioneringen utifrån LM1 i SS-EN 1991-2

## 1.4 Metod

Projektarbetet har huvudsakligen uppdelats i två olika faser. I den första fasen har fokus lagts på att ta fram ett lämpligt brokoncept utifrån krav, förhållanden och förutsättningar som råder i planområdet. För att åstadkomma detta har inledningsvis relevanta mål formulerats och information om olika brotyper och dess projekteringsprocesser inhämtats från relevanta handböcker och föreskrifter från Trafikverket. Genom en första urvalsprocess har ett flertal möjliga brokoncept framtagits. Därefter har de framtagna koncepten studerats mer noggrant för fortsatt urvalsprocess.

Utvärderingskriterier definierades i syfte att utvärdera och jämföra de olika koncepten vilka framtogs utifrån tre olika fokusområden, *beställare och konstruktion*, *produktion* och *underhåll och förvaltning*. Kriterierna utgjordes av olika aspekter, exempelvis underhållsbehov och produktionsmetod som gruppen har ansett vara relevanta i urvalsprocessen. I en andra urvalsprocess har de alternativa brokoncepten viktats utifrån de framtagna utvärderingskriterierna. Med utgångspunkt i gruppens målsättning har aspekterna i viktningen fått olika prioritet. Urvalet har därefter resulterat i ett slutligt brokoncept som bäst återspeglar projektets målbild. Slutligen har förstudien avslutats genom framtagning av en systemmodell som har varit grunden för den andra fasen.

I den andra delen av projektarbetet har en preliminär dimensionering av det valda brokonceptet genomförts. Dimensioneringen har till exempel involverat skildring av

modellens bärande system och dess randvillkor samt utarbetning av laster och lastkombinationer. En riskanalys har gjorts samt val av stödkonstruktioner och beskrivning av produktionsmetod har utförts på det slutgiltiga brokonceptet. De beräkningarna som innehåller bestämning av snittkrafter och kritiska punkter har genomförts i datorprogrammet MATLAB med finita element-tillägget CALFEM. Konstruktionsberäkningarna har baserats på eurokoder, normer och krav från myndigheter som Trafikverket. Som ett sista steg i denna fas har rimligheten av brokonceptet analyserats och modifieringar gjorts. Avslutningsvis har projektet färdigställts genom visualisering och modellbyggande av det framtagna brokonceptet.

Valet av denna metodik har dels baserats på rekommenderat arbetsgång från handledare, dels överenskommelse i projektgruppen om hur arbetet på ett smidigt och systematiskt sätt kan genomföras. Med detta tillvägagångsätt har arbetet succesivt kunnat fortskrida och underlättat utvecklandet av det valda brokonceptet.

## 1.5 Samhälleliga och etiska aspekter

Byggandet av en ny vägbro över Backavägen medför både samhälleliga och etiska konsekvenser. Brons byggnation möjliggör dels bättre förutsättningar för att orientera trafiken på Lundbyleden, dels en ökning av trafikkapaciteten (Trafikverket, 2017). Den slutliga utformningen kan därför innebära bättre sammankoppling mellan områdets olika delar. Det förekommer inte några höga naturvärden i planområdet och således medför projektet inte direkta inskränkningar på naturen.

För samhällets del innebär byggskedets olika moment såsom pålning risk för störningar i form av vibrationer och buller (Trafikverket, 2017). Detta kan upplevas obehagligt för de bosatta och trafikanterna i närområdet och därför måste lämpliga åtgärder vidtas för att förebygga detta. Produktionen kan också medföra omledning eller tillfällig avstängning av trafik vilket kan försvåra framkomligheten och rörelsemöjligheterna i området.

Byggandet av bron ger en ökning av trafikkapaciteten och därmed även en ökning av trafikflödet vilket leder till en sämre närmiljö för de boende i området med avseende på buller och luftkvalitet. Ett möjligt alternativ hade varit en bro med enbart ett körfält i varje riktning. Det hade gett minskade störningar av trafik för de boende i området men med en minskad framkomlighet som följd.

# 2 Förutsättningar och krav för brokonstruktion vid Backavägen

Förutsättningarna för brokonstruktioner är alltid beroende av området där broarna ska uppföras. Tillsammans med krav och riktlinjer från Trafikverket kan förutsättningarna användas för att i ett tidigt skede utesluta brokoncept som inte är lämpliga för området. I följande avsnitt beskrivs de förutsättningar och krav som påverkar valet av brotyp.

## 2.1 Relevanta tekniska krav och råd från Trafikverket

En bro dimensioneras med en teknisk livslängd på 40, 80 eller 120 år med avseende på underhållskrav, möjligheter till ombyggnation och inspektion (Trafikverket, 2019). Järnvägar dimensioneras specifikt för en teknisk livslängd på 120 år medan den tekniska livslängden för en vägbro i urban miljö bör minst vara 80 år.

Brokonstruktioner med avseende för bil, gång och cykeltrafik får ha en maximal nedböjning på 4 ‰ av den teoretiska spännvidden samt maximal uppböjning om 5 mm vid brostöden (Trafikverket, 2019). Specifikt för betong är att långtidsscenariot för krypning med RH = 80% ska beaktas vid dimensionering.

Brodesignen ska vara så materialeffektiv som möjligt, förhållandet mellan mängd material och konstruktions funktion ska vara avvägda (Trafikverket, 2022b). Kravet på fri höjd för en gång och cykelbana som går under annan infrastruktur är 2,5 meter.

## 2.2 Givna förutsättningar från planer och ritningar

Bron kommer att gå längs med Bohusbanan vilken planeras att byggas ut med en dubbelspårig järnvägsbro som går över Backavägen. Under bron planeras nya gång- och cykelbanor. Backavägen som är tänkt att utformas med två körfält i varje riktning kommer att sänkas. Den underliggande vägen ska ha en fri höjd på minst 5,7 meter. Cykel- och gångvägen på vardera sida om Backavägen bör också förses med en fri höjd som uppfyller kraven i Kapitel 2.1.

Den kritiska höjden för överbyggnationen är placerad i den nordvästra delen av underfarten och den kritiska höjden för gång och cykelbana är i den sydvästra delen av underfarten. Den lägsta höjden mellan underfarten och toppen av brobanan är 7,3 meter samt 5,2 meter för gång- och cykelbanan. Höjderna är framtagna med mätningar i planritningarna och höjdprofilerna, se Figurerna 2–6 i Bilaga A. Då den fria höjden för gång- och cykelbanor minst ska uppgå till 2,5 meter kan en maximal brotjocklek antas vara 2,7 meter. För körfälten under bron, med en minimal fri höjd om 5,7, meter kan en maximal konstruktionshöjd för bron antas vara 1,6 meter. Konstruktionshöjden 1,6 meter blir därmed dimensionerande.

Utifrån planritningarna kan brostöden placeras någonstans inom konstruktionens längd om 134,7 meter, se Figur 2 i Bilaga A. De mest materialeffektiva stödpositionerna är i anslutning till gång- och cykelbanorna då brobanan får en så liten spännvidd som möjligt. Alternativt kan ett mittstöd placeras i mitten av underfarten mellan körfälten. Den totala spännvidden blir då ungefär 60 meter där varje spann utgör hälften av den totala spännvidden.

Under brons byggskede och när markarbetet för att sänka Backavägen ska genomföras finns möjlighet att utnyttja det befintliga vägnätet för att leda om befintlig trafik utan att det ger allt för stora trafikstörningar. Det finns utrymme att etablera en avgränsad byggarbetsplats på vardera sidor om brons ändstöd.

## 2.3 Topografi och grundläggning

Markytans nivå i området varierar mellan +1.5 och +5 meter, se Bilaga D. Jordlagren i området består överst av fyllnadsmaterial, 0,5–4,5 meter, och därefter lera. Djupet till berg varierar mellan 4 och 71 meter. På grund av jordlagerföljden måste grundläggning i form av pålning utföras då det finns risk att leran konsoliderar.

## 2.4 Sociala förväntningar

Valet av brotyp påverkas av sociala förväntningar. Bron måste passa in i det sociala sammanhanget, samtidigt som den uppfyller de tekniska kraven. Dessa sociala förväntningar kan till exempel vara brons utseende samt hur den uppfattas av de som befinner sig kring bron. I området finns det handel och det förväntas byggas bostäder under brons livstid. Användningen av området kring bron talar för en diskret utformning av bron, som har som huvuduppgift att uppfylla behovet och de tekniska kraven.

# 3 Konstruktionsmaterial för brobyggnad

I detta avsnitt beskrivs de tre vanligaste byggnadsmaterialen, stål, betong och trä. Dessa material används i stor utsträckning inom brobyggnad. De olika materialen medför olika verkningssätt för konstruktionerna.

## 3.1 Stål

Kännetecknande för stål är dess höga hållfasthet i både tryck och drag, vilket möjliggör att stålbroar kan utformas med både långa spännvidder och slanka dimensioner (BE Group, 2016). Stålbrons lätta egenvikt, i jämförelse med en betongbro, medför att grundläggningen blir enklare eftersom det utövade marktrycket blir mindre. Därutöver är det vanligt förekommande att stål kombineras med betong för att erhålla ett brokoncept där båda materialen samverkar i omhändertagandet av laster.

Generellt sett har materialet en lång teknisk livslängd och är mycket beständigt då det inte påverkas av långtidseffekter som krypning och krympning. Däremot är stål korrosionsbenäget och därför fordras olika ytbehandlingar och inspektioner vars syfte att förebygga detta (BE Group, 2016). Vidare är utmattning ett annat aktuellt fenomen som resulterar i att materialet successivt bryts ned och bärförmågan försämras.

En fördel med stålkonstruktioner är att de smidigt kan demonteras och återvinnas (BE Group, 2016). En annan fördel med konstruktionselement i stål är att de kan tillverkas i fabrik för att sedan levereras till byggplatsen för montering. Detta resulterar i en kortare byggtid på arbetsplatsen då entreprenörernas platsarbete minimeras vilket även kan reducera produktionskostnaderna för konstruktionen.

## 3.2 Betong

Betong karaktäriseras av en hög tryckhållfasthet och en låg draghållfasthet (Al-Emrani et al., 2013). Draghållfastheten motsvarar cirka 10% av tryckhållfastheten. I konstruktions-sammanhang läggs armering i betongens dragzon för att öka dragkraftskapaciteten och förhindra växandet av sprickor som uppkommer. Vad gäller broar förekommer det lösningar som är baserade på förspänd betong. Med denna utformning senareläggs balkens sprickbildning.

Trots att betong är ett beständigt material kan korrosion av armeringen i armerad betong uppstå. Som följd av korrosion kan konstruktionen få en minskad bärande kapacitet. De bakomliggande orsakerna till korrosion är kloridinträngning och karbonatisering (Svensson, 2002). Graden av exponering för klorider och karbonater är direkt kopplad till miljön där konstruktionen uppförs. Frostsprängning är en annan företeelse som bryter ner materialet. Följaktligen behövs olika former av ingripanden för att skydda betongen. Exempelvis behöver täckskiktens mått vara tillräckliga för att klara miljöförhållandena vid konstruktionens position för att skydda armeringen från korrosion.

I betong utvecklas även långtidseffekterna krypning och krympning vilket måste beaktas vid dimensioneringen. I en förspänd konstruktion leder krympningen till minskad spänning i spännlinorna. Långtidseffekterna bidrar således till en ökad sprickbildning över tid. Detta måste beaktas under dimensioneringsprocessen för att försäkra konstruktionens bärande kapacitet under hela dess livslängd.

Eftersom materialet kan formas på många olika sätt och dessutom har hög hållfasthet i tryck kan betongbroar byggas med långa spännvidder, vilket är estetiskt tilltalande. Betong har likt stål en lång livslängd och därmed bra förutsättningar för att kunna uppfylla kraven för teknisk livslängd på brobyggnationer, framtagna av Trafikverket (Betongföreningen, 2013). Vid produktion av broar i Sverige gjuts vanligtvis konstruktionsdelar i betong på plats.

Cementtillverkning, som utgör en process i betongtillverkningen står för det mesta av processens koldioxidutsläpp (Tinnerstedt & Winsnes Sunnemark, 2020). Ur ett livscykelperspektiv kan dock den negativa miljöpåverkan till viss del kompenseras tack vare betongens förmåga att binda koldioxid. Betong kan även återvinnas som fyllnadsmaterial vilket är gynnsamt både för miljön och ekonomin.

## 3.3 Trä

Trä är ett anisotropt material och har förhållandevis hög hållfasthet i förhållande till sin låga egenvikt (Al-Emrani et al., 2013). Högst och lägst hållfasthet erhålls vid dragning parallellt respektive vinkelrätt av fibrerna. Byggtiden för broar i trä är vanligtvis kort på grund av att de flesta konstruktionselement behandlas och färdigställs i fabrik, för att sedan monteras på byggplatsen (Hussein et al., 2011).

Träbroar lämpar sig mycket bra för gång- och cykelbroar med längre spännvidder då trafiklasten är liten i jämförelse med exempelvis väg- och järnvägsbroar (Lundström, 2005).
Materialet är organiskt och kan utsättas för flera kapacitetsnedsättande processer. Exempel på sådana är röta och insektsangrepp. Vilka kan förkorta livslängden för träkonstruktioner (Abelsson et al., 1998). Genom utformning med hänsynstagande till träets beteende kombinerat med ordentligt utfört underhåll kan en längre livslängd uppnås.

Miljöpåverkan är en aspekt som urskiljer träkonstruktioner från betong- och stålkonstruktioner. Trä är precis som stål och betong ett återvinningsbart material. Materialet ingår även i ett naturligt kretslopp vilket medför att broar byggda av trä ger upphov till en mindre miljöpåverkan under sin livscykel än vad betong- och stålbroar gör (Abelsson et al., 1998). En av fördelarna med trä som konstruktionsmaterial är dess lätta vikt. Med ett lättare material minskar energiåtgången under transport. Däremot har trä en lägre E-modul vilket ökar materialåtgången. För att skydda bärande träkonstruktioner är det viktigt att träet inte utsätts för direkt vatten såsom regn samt ges möjlighet att torka ut. Är konstruktionen utsatt för fukt under en längre tid, finns det risk för röta. Slutligen är trä likt betongen påverkad av krypning vilket måste beaktas vid dimensioneringen av det utvalda brokonceptet.

# 4 Olika typer av brokonstruktioner

I detta avsnitt beskrivs de vanligaste brotyperna som anses vara relevanta för aktuellt broläge. Brotyperna indelas i olika grupper beroende på deras verkningssätt och användningsområde.

## 4.1 Plattbro

Plattbron har en överbyggnad bestående av en betongplatta som utgör huvudbärverket (Trafikverket, 2014). Vid betongkonstruktioner kan plattan var slak- eller spännarmerad. Är den slakarmerad kan spännvidder upp mot 25 meter uppnås medan en spännarmerad platta för vägtrafik uppnå spännvidder mot 35 meter. Är den spännarmerade betongplattan kontinuerlig över mittstöd kan spännvidden uppgå till 25 meter (Brosamverkan, 2022). Används trä i stället för betong kan spännvidder på cirka 17 meter erhållas. Är bron fritt upplagd är den utförd i ett spann och upplagd på ändstöd medan i en kontinuerlig bro vilar bärverket på änd- och mittstöd. Gestaltningen av änd- och mittstöd utförs som pelare eller skivor.

## 4.2 Bågbro

Bågbroar består av bågar som är sammankopplade med tvärbalkar. Vägbanan är förbunden med bågarna via vertikala stänger eller linor (Trafikverket, 2014). Vägbanan kan vara överliggande, underliggande eller mellanliggande. Detta innebär att bärverket placeras över eller under vägbanan, vilket gör att bron i viss mån kan anpassas till befintliga förhållanden. Stängerna eller linorna överför brolasterna till bågen genom tryck- eller dragkrafter där bågens geometri gör att bågen kommer leda lasterna till stöden.

Möjliga spännvidder för en bågbro är mellan 50–260 meter (Trafikverket, 2014). Finns det möjlighet att minska spännvidden med ett stöd kan flera bågar sammankopplas, där varje båge har en spännvidd på upp till cirka 100 meter. Bågbroar kan bestå av trä, stål eller armerad betong. Bågbroar byggs idag ofta av estetiska skäl (Trafikverket, 2022a).

## 4.3 Snedkabelbro

Det som kännetecknar denna brotyp är dess lämplighet i förhållanden där större spännvidder krävs (Trafikverket, 2014). Erfordrande av stora spännvidder kan vara kopplade till krav från underliggande farled eller grundläggningsförhållanden. Dessa broar är oftast utformade i tre spann och aktuella för spännvidder från omkring 100 meter.

Huvudbärverket består av snedkablar, avstyvningsbalkar och pylontorn. System bygger på att brobanan är upphängd i kablar vilka är förankrade i pylonerna (Trafikverket, 2014). Krafterna som uppstår på grund av lasterna som verkar på bron omhändertas av snedkablarna genom rena dragkrafter. Krafterna förs upp till pylonerna, som blir utsatta för tryckkrafter, där de förs ned i marken. Optimala höjder för pylonerna motsvarar storleksordningen cirka 25% av spännvidden (Brosamverkan, 2022). Pylonerna är vanligtvis gjorda av betong men varianter av stål i mindre broar förekommer.

## 4.4 Hängbro

Denna brotyp är lämplig för spännvidder upp mot 2000 meter (Trafikverket, 2014). Dess storskaliga utformning kan bidra till en vacker gestaltning. Hängbrons verkningssätt bygger på att brobanan hängs upp i vertikala kablar som är förankrade i två huvudkablar.

Huvudkablarna som bär brobanan löper över tornen och förankras i brons ankare. Ankarna utgörs antingen av betonglandfästen eller bergrum.

Gällande lastöverföringen kan de vertikala hängarna tillsammans med huvudkablarna endast överföra dragkrafter medan pylonerna är de som medverkar i trycköverföringen (Trafikverket, 2014). De optimala pylonhöjderna brukar motsvara cirka 10–15% av det största spannets spännvidd. Stål och betong är de vanliga material för brobanan och pylonerna.

## 4.5 Fackverksbro

Fackverksbroar är mest lämpliga för järnvägstrafik (Trafikverket, 2014). De kan konstrueras i ett eller flera spann där de kopplas samman med exempelvis skruvförband. Som namnet antyder utgörs brons huvudbärverk av fackverksbalkar vilka är uppbyggda av stänger eller balkar. Fackverksbalken som omfattas av en under- och överarmstång är sammankopplad genom diagonala och vertikala stänger. Stångverkan är det dominerande verkningssättet hos denna brotyp vilket innebär att stängerna överför normalkrafter i drag eller tryck.

Fackverkets överbyggnad har låg egenvikt och byggs därför främst med en minsta höjd på 5–10 meter över körbanan (Glans & Ronnebrant, 1996). För vägtrafik kan broarna gjorda av stål uppnå spännvidder 50–100 meter och ca 30 meter med trä som material. Dock medför stålfackverksbroar högre kostnader för underhåll och av denna anledning är de inte vanligt förekommande som permanenta konstruktioner.

## 4.6 Samverkansbro

Gemensamt för samverkansbroar är att de är uppbyggda av två huvudkomponenter och förekommer i olika varianter. Samverkansbroar är lämpliga vid exempelvis passager över vattendrag samt när de rådande grundförhållandena är dåliga. Principen bygger på att ett material som är dragtåligt placeras i underkant och ett som är trycktåligt placeras i överkant. Materialens egenskaper medför en materialeffektiv utformning i brospannens fält med avseende på spänningar som uppkommer på grund av momentet.

En samverkansbro med I-balkar är uppbyggd av en vägbana i betong som vilar på stålbalkar. Lastöverföringen och samverkan mellan dessa sker med hjälp av så kallade studs. Dessa är bultar som svetsas ihop med balkarnas överflänsar (Trafikverket, 2014). En annan variant är samverkansbro med lådbalk. Då vridstyvheten för lådkonstruktionen är stor är det en optimal lösning om bron har en kurva (Brosamverkan, 2022). Av inspektionsskäl är kravet på den minsta fria höjden i lådbalkar 1,5 meter för konstruktioner under 50 meter och 1,9 meter för konstruktioner över 50 meter (Trafikverket, 2019).

## 4.7 Balkbro

Primärbärverket i en balkbro utgörs av en eller flera balkar i brons längsgående riktning. Används flera balkar sammankopplas dessa med hjälp av tvärbalkar. Huvudbalkarna kan utgöras av alla de tre konstruktionsmaterialen som benämns i Kapitel 3 men vanligast är balkar i stål eller betong (Brosamverkan, 2022).

Farbanan placeras ovanpå eller mellan balkarna. Den enklaste balkbron kräver två stöd, ett i vardera änden av bron. Vid längre spännvidder behöver ändstöden kompletteras med vertikala pelare utmed bron. En balkbro används främst för broar mes spännvidder från 18 meter och uppåt (Ronnebrant & Glans, 1996).

# 5 Broprojektering ur ett hållbarhetsperspektiv

I tidigt stadie i broprojektering är det svårt att ur ett hållbarhetsperspektiv jämföra olika broar utifrån ekologisk, social och ekonomisk hållbarhet. LCA- och LCC-analyser beror på flertalet olika faktorer vilket gör att exempelvis samma bro kan ha varierande utsläpp och kostnad beroende på var och hur den produceras (Crenna et al., 2019). Däremot kan aspekterna beaktas till viss mån genom reflektioner och grundidéer trots att ingen ingående kvalitativ jämförelse av brotyperna kan utföras.

## 5.1 Ekologisk hållbarhet

Valet av broutformning och materialval har en tydlig inverkan på brons klimatpåverkan. Där en minskad materialåtgång reduceras klimatpåverkan. För en korrekt analys krävs en jämförelse av hela livscykeln, då utsläppen av växthusgaser sker under olika delar av olika broars livscykel. Ett tydligt exempel på detta är konstruktionsmaterialen trä och betong. Den största delen av utsläppet av $CO_2$-emissioner sker under rivningen för en träkonstruktion och under produktionsstadiet för en konstruktion av betong (Westbom & Lundgren, 2018). Generellt utgör materialet samt underhållsåtgärder de största delarna av konstruktionernas inverkan på klimatet (Pousette et al., 2014).

Idag finns det resurser för att reducera klimatpåverkan genom skillnader i framställningen av materialen. Genom att använda alternativa bindemedel såsom slagg och flygaska går det i dagsläget att ersätta upp till 35 - 65 % av cementet i betong beroende på konstruktionsdel (Svensk Betong, 2021). Forskning sker även på konstruktionsmaterialet stål. Bildandet av Joint Venture-bolaget HYBRIT är ett sådant initiativ med målet att göra stål fossilfritt (Vattenfall, 2022), genom att ersätta kokskolet i stålframställningen mot väte tillverkat av fossilfri el. Detta gör att samma brotyp kan skilja i klimatpåverkan beroende på vart materialet är köpt (Crenna et al., 2019). Även utsläpp för transport har en påverkan på klimatet, vilket gör att materialet med det lägsta utsläppet av CO2-emissionerna ur en produktionsaspekt inte alltid är det mest klimatsmarta.

Det finns ytterligare faktorer som spelar in vid avgörandet av vilket material eller vilken utformning som har den lägsta inverkan på miljön, till exempel livslängd och möjlighet till återanvändning av material. För att göra en konsekvent och korrekt analys krävs därför en utvärdering av alla bidragande aspekter.

## 5.2 Ekonomisk hållbarhet

Vid analys av brons ekonomiska hållbarhet är det viktigt att ta hela brons livscykelkostnad i beaktande. En bro med låg investeringskostnad är inte nödvändigtvis det bästa alternativet ur ett ekonomiskt perspektiv då den skulle kunna medföra höga underhållskostnader.

Gestaltningen av bron har stor inverkan på materialåtgången och således även investeringskostnaden. Exempelvis vid jämförelse av två balkbroar där den ena bron har tre stöd och den andra har två, påverkas balkarnas konstruktionshöjd (Trafikverket, 2022a). Spännvidderna dikterar således materialåtgången för bärverket, där överbyggnaden för bron med tre stöd kan konstrueras med mindre material men samtidigt behöver tre stöd i stället för två.

Underhållskostnaderna är kopplade till underhållsbehovet som främst beror på materialvalet samt brons utformning. Har bron en komplexare utformning uppstår fler kritiska punkter som måste underhållas och inspekteras (Trafikverket, 2014). Exempelvis konstrueras fackverksbron i trä eller stål och utformningen är komplexare jämfört med en plattbro i betong, se Kapitel 4. Resultatet blir att fackverksbron får högre underhållskostnader än plattramsbron (Trafikverket, 2014).

I samråd med handledare från COWI har schablonmässiga värden för att uppskatta investeringskostnaden erhållits för broprojektering i ett tidigt stadium, se Tabell 1 (Staffan Lindén, personlig kommunikation, 2022-02-23).

*Tabell 1 Schablonmässiga investeringskostnader för olika brotyper.*

| **Brotyp** | **Schablonvärde [kr/m$^2$]** |
|---|---|
| Bågbro | 45 000 |
| Fackverksbro, överliggande båge | 50 000 |
| Spännarmerad bro | 40 000 |
| Samverkansbro | 40 000 |

Lindén nämnde även att investeringskostnaden för ett byggprojekt är svårt att fastslå i ett tidigt stadium då det inte finns några globala standardpriser för att bestämma produktionskostnaden, materialåtgången beror på utformningen av bron samt att byggtiden kan variera utifrån produktionsmetoder.

## 5.3 Social hållbarhet

Projekteringen och utformningen av bron kan påverka hur trivsam och trygg bron upplevs. Har bron ett underliggande bärverk minskas den fria höjden under bron för så väl vägtrafik som för gång- och cykeltrafik jämfört med en bro med överliggande bärverk. Inskränkningen på den fria höjden kan bidra till att underpassagen upplevs trång (Trafikverket, 2022a). Även det fria utrymmet runt väg och GC-bana påverkar trivsamhetskänslan. Placeras stöden längre ifrån körbanan eller GC-banan kan underpassagen upplevas som luftigare och bron blir således mer behaglig att passera under. Däremot, placeras stöden med längre avstånd ökar investeringskostnaden för bron då mer material behövs för överbyggnaden då spännvidden blir längre.

Är GC-banan upphöjd i jämförelse med vägen blir den säkrare då risken för påkörning minimeras (Trafikverket, 2022a). Fordon förhindras då att köra upp på GC-banan vid en eventuell olycka. För biltrafikanter på bron stärks säkerheten av att det är räcken både mellan vägens färdriktningar samt ut med brons kanter. Belysning på och under bron ökar tryggheten och säkerheten på både vägen och GC-banan under kvällstid.

En viktig aspekt under produktionsstadiet är arbetsmiljö. År 2020 uppskattades det att 1–2% av de sysselsatta inom byggindustrin i Sverige fått någon form av arbetsskada (Samuelsson, 2020). Enligt Trafikverket kan frågor ställas tidigt i projekteringsstadiet (Trafikverket, 2022a). Frågorna kan handla om huruvida arbetarna behöver jobba på höga höjder, hur man minskar arbetsuppgifter i oergonomiska positioner eller hur tunga lyft som utförs under en arbetsdag kan reduceras.

# 6 Urvalsprocess 1

I detta avsnitt presenteras lämpliga brotyper med olika utformningar som anses vara relevanta för urval 1. Koncepten är sammanställda i Tabell 2 i vilken det framgår om de olika broförslagen uppfyller de tidigare beskrivna förutsättningarna och kraven från Kapitel 2 samt om de är aktuella för nästa urvalsprocess.

*Tabell 2 Utvärdering av brokoncepten utifrån förutsättningar och krav.*

| Typ av bro | Typ av utformning | Typ av material | Mått på spännvidd [m] | Uppnår spännvidden | Uppnår krav på fri höjd | Uppnår övriga förutsättningar | Aktuell för urval 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bågbro | Överliggande båge | Stål | ≤260 | Ja | Ja | Ja | Ja |
| | Underliggande båge | Stål | ≤260 | Ja | Nej | | Nej |
| | Underliggande bågskiva | Stål | ≤260 | Ja | Nej | | Nej |
| | Mellanliggande brobaneplatta | Stål | ≤260 | Ja | Nej | | Nej |
| Fackverksbro | Överliggande fackverk | Stål | 50-100 | Ja | Ja | Ja | Ja |
| | Överliggande fackverk | Trä | ≤30 | Nej | Ja | | Nej |
| | Underliggande fackverk | Stål | 50-100 | Ja | Nej | | Nej |
| | Underliggande fackverk | Trä | ≤30 | Nej | Nej | | Nej |
| Samverkansbr | Balk | Stål | 20-70 | Ja | Ja | Ja | Ja |
| | Balk | Trä | ≤40 | Ja | Ja | Nej | Nej |
| | Lådbalk | Stål | 20-70 | Ja | Nej | | Nej |
| Balkbro | Slakarmerad | Betong | ≤25 | Nej | Ja | | Nej |
| | Spännarmerad | Betong | ≤200 | Ja | Ja | Ja | Ja |
| | | Trä | ≤30 | Nej | Ja | | Nej |
| Plattbro | Slakarmerad | Betong | ≤25 | Nej | Ja | | Nej |
| | Spännarmerad | Betong | ≤35 | Ja | Ja | Ja | Ja |
| | | Trä | ≤17 | Nej | Ja | | Nej |
| Hängbro | | Stål & betor | ≤2000 | Ja | Ja | Nej | Nej |
| Snedkabelbro | | Stål & betor | 100-410 | Ja | Ja | Nej | Nej |

**Broar som studeras vidare i urvalsprocess 2**

- *Bågbro med överliggande båge i stål*
- *Fackverksbro med överliggande fackverk i stål*
- *Samverkansbro med I-balkar i stål*
- *Spännarmerad balkbro i betong*
- *Spännarmerad plattbro i betong*

**Broar som inte är aktuella för urvalsprocess 2**

*Bågbro* - Bågbroar med underliggande båge, underliggande bågskiva och mellanliggande brobaneplatta uppnår inte kravet på fri höjd för den underliggande vägen.

*Fackverksbro* - Fackverksbroarna med underliggande konstruktion väljs bort på grund av att det finns risk att den fria höjden för underliggande väg inte uppfylls. Alla träkonstruktioner väljs bort på grund av den kortare tekniska livslängden.

*Hängbro och snedkabelbro* - Broarna väljs bort på grund av konstruktionernas storlek. Brotyperna lämpar sig för större spännvidder och kommer kräva stora mängder material.

*Samverkansbro* - Samverkansbron av balkar i trä väljs bort på grund av att den inte anses ha tillräckligt lång teknisk livslängd. Samverkansbron med lådbalkar är inte aktuella på grund av att det inte uppfyller förutsättningen om fri höjd över Backavägen på grund av kravet för inspektionsmöjligheter i lådkonstruktionen, se Kapitel 4, samverkansbroar.

*Plattbro* - Plattbro av slakarmerad betong och trä väljs bort på grund av att de inte uppnår minsta möjliga spännvidd.

# 7 Utvärderingskriterier för urvalsprocess 2

Utvärderingskriterierna avser att ligga till grund för bedömning och utvärdering av de brokoncept som anses lämpliga från urvalsprocess 1. Framtagningen av utvärderingskriterierna grundas i de tre fokusområdena. Kriterierna *gestaltning* och *investeringskostnad* ingår i ansvarsområde som beställare och konstruktion. Kriterierna *produktionsmetoder*, *byggtid* och *arbetsmiljö och säkerhet* ingår i ansvarsområde produktion. Kriterierna *underhållsbehov* och *förutsättningar för underhållsarbete och inspektion* ingår i ansvarsområde underhåll och förvaltning.

**Gestaltning**
Kriteriet ämnar till att bedöma de olika brokonceptens estetiska karaktär, hur väl de kan smälta in och integreras med omgivningen. Gestaltningen bör i första hand passa in i miljön snarare än att vara estetisk tilltalande.

**Investeringskostnad**
Investeringskostnaden bör vara så låg som möjligt samtidigt som bron ska fylla sin funktion. Antal kvadratmeterbrobana för varje brokoncept är samma, därav utförs analysen utifrån schablonmässiga kvadratmeterpriser.

**Produktionsmetoder**
Avsikten med kriteriet är att utvärdera de aktuella broarnas möjliga produktionsmetoder.
Vissa tillvägagångsätt fordrar mer komplexa tekniker och avancerade utrustningar vilka kan ge upphov till större störningar som i sin tur kan ha en negativ inverkan på omgivningen. Dessutom ställer vissa produktionsmetoder högre krav på kunskap och kompetens.

**Byggtid**
Kriteriets syfte är att utvärdera brokoncepten utifrån byggtid. Ett brokoncept som möjliggör en hög grad av prefabricering har möjlighet att korta byggtiden på arbetsplatsen. En lösning som är enklare att uppföra minimerar byggtiden vilket ur ekonomiskt perspektiv kan resultera i reducerade byggkostnader. Kortare byggtid medför färre störningar på byggarbetsplatsen.

**Arbetsmiljö och säkerhet**
Kriteriet syftar till att beskriva specifika arbetsförhållanden och risker på byggarbetsplatsen under produktion för de olika brokoncepten. Det är väsentligt att hög säkerhet kan tillförsäkras på arbetsplatsen för att skapa trygghet för arbetarna samt minska risken för att olyckor uppstår vid produktionens olika moment.

**Underhållsbehov**
Kriteriet bedömer brotypernas underhållsbehov. Ommålning, reparationer och byten av komponenter är några vanliga underhållsåtgärder. En komplex bro med olika material och fler anslutningar mellan olika komponenter ger ett större underhållsbehov. Ett stort underhållsbehov ger högre underhållskostnader och trafikstörningar (Trafikverket, 2022a).

**Förutsättningar för underhållsarbete och inspektion**
Kriteriet utvärderar möjligheten att utföra underhållsarbeten och inspektion. Vid utförande av underhållsarbeten bör inverkan på trafikflödet minimeras, samtidigt som man säkerställer att underhållsåtgärderna kan genomföras på ett säkert sätt (Trafikverket, 2022a). Arbetsmiljön och möjligheten för underhåll och reparationer underlättas genom att förse bron med tillräckligt utrymme runt underhållskrävande komponenter.

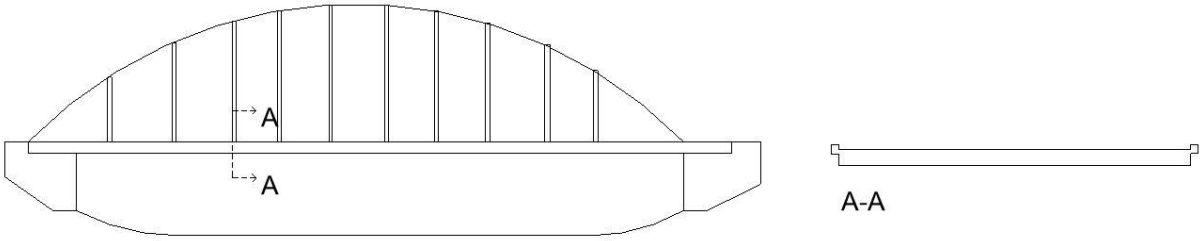
# 8 Urvalsprocess 2

I detta avsnitt skildras de fem brokoncepten som har gått vidare från urvalsprocess 1. Analyserna av koncepten har utförts i de tre fokusområdena utifrån tillhörande utvärderingskriterier i Kapitel 7. Efter analysen viktas utvärderingskriterierna mot varandra i en viktningstabell för att erhålla en procentsats som beskriver hur högt varje utvärderingskriterium prioriteras. Slutligen betygssätts de olika brokoncepten med de viktade kriterierna utifrån analyserna för att utse det mest lämpliga brokonceptet.

## 8.1 Analys av bågbro med överliggande båge i stål

**Beställare och konstruktion**

Den huvudsakliga anledningen till att bågbroar är ett alternativ vid brokonstruktion är av estetiska skäl (Trafikverket, 2014). Gestaltningen av bågen bidrar till en ökad konstruktionshöjd över vägbanan vilket medför att bron kan anses vara ett lokalt landmärke för området, se Figur 2 för principiell utformning av bron. Av beständighetsskäl måste stålkonstruktionen målas. Beroende på färgval kan brons karaktär stärkas.




*Figur 2 Principiell skiss av en bågbro.*

Uppskattning av den förväntade investeringskostnaden kan utföras med schablonmässiga värden. Bågbron uppskattas ha en investeringskostnad på 45 000 kr/m$^2$, se Kapitel 5 Tabell 1.

**Produktion**

Produktionsmetoden för denna typ av lösning inleds med att brodäcket konstrueras på temporära konstruktioner (Hirt & Lebet, 2013). När brodäcket är på plats kan den verka som en plattform för att bygga bågarna. För att underlätta uppförandet av bågarna används ofta tornliknande tillfälliga stödkonstruktioner.

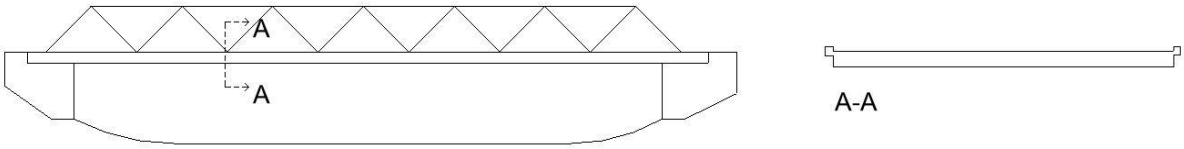
Bågen är förtillverkad i fabrik som mindre delelement och levereras till arbetsplatsen där de lyfts upp med hjälp av kranar för att sedan svetsas samman. Fördelarna med stålelement är att de är lätta som följd av sin slanka utformning och därav fordras små lyftkranar som är enklare att manövrera. Vad gäller brodäcket utgörs den i huvudsak av en armerad betongplatta som kan vara prefabricerad eller platsgjuten. Bågen och brodäcket förbinds sedan genom montering av vertikala kablar eller linor.

Ur säkerhetssynpunkt leder denna produktionsmetod till risker då det förekommer många temporära konstruktioner, som kan leda till olycksfall på byggarbetsplatser. Vid montering av bågarna utförs arbeten på höga höjder vilket ökar risken för olyckor. Verktyg, byggnadsmaterial eller personer riskerar att falla ned och skada sig själva eller andra.

**Förvaltning och underhåll**
Bågbrons konstruktion är uppbyggd av många komponenter som kräver underhåll, till exempel den överliggande bågen, kopplingspunkter och linor. Utöver det tillkommer underhåll av brofarbana och sekundärbärverkets tvär- och längsgående balkar. Brotypen är konstruerad av olika material och många olika komponenter som kräver olika former av underhåll, vilket leder till att underhållsarbetet blir komplext och kostsamt. Om bågen byggs i stål behöver den regelbunden ytbehandling, se Kapitel 3.1. Bron byggs i ett spann vilket medföra att det inte krävs underhåll av ett mittstöd. Arbetsmiljön är utmanande då arbetet för bågarna och linorna utförs på hög höjd. Utrymmet för att utföra underhåll och reparationer på brobanan kan vara begränsat av linor och båge.

## 8.2 Analys av fackverksbro med överliggande fackverk i stål

**Beställare och konstruktion**
Bron började tillämpas under industriella revolutionen i samband med att stålproduktionen ökade i Europa. Bron kan därför upplevas som industriell där funktion prioriterats över dess estetik, se Figur 3 för principiell utformning av bron. Likt bågbron behöver även fackverksbrons stålkonstruktioner målas av beständighetsskäl, vilket kan resultera i ett modernare intryck.




*Figur 3 Principiell skiss av en fackverksbro.*

Uppskattning av den förväntade investeringskostnaden kan utföras med schablonmässiga värden. Fackverksbron med överliggande båge uppskattas ha en investeringskostnad på 50 000 kr/$m^2$, se Kapitel 5 Tabell 1.

**Produktion**
Stängerna till fackverket produceras i fabrik där de också svetsas samman till mindre enheter. På byggarbetsplatsen kan de antingen lyftas upp av kranar för att sedan svetsas samman alternativt lanseras bron som en färdig struktur. Begränsning av plats har inverkan på val av produktionsmetod. För att tillgängliggöra svetsarbete på hög höjd är temporära konstruktioner nödvändiga. När fackverket är färdigställd kan betongfarbanan gjutas.

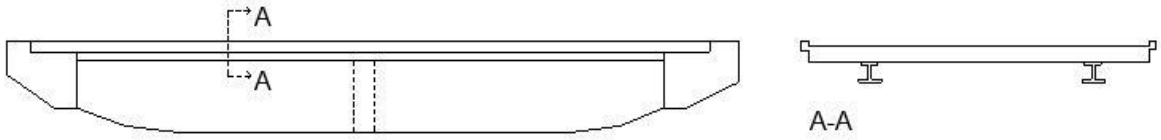
Produktionen för en fackverksbro är komplex även om de mindre fackverkselementen prefabriceras. Detta på grund av att det är många komponenter som måste sammanlänkas där även varierande geometrier kan komplicera svetsarbetet. Därav ställs det högre krav på kompetens hos svetsarbetarna. I samma led blir tidsåtgången relativ lång för monteringen.

Vid montering kan, likt bågbron, arbeten på hög höjd förekomma. Som nämnts tidigare behöver ett flertal svetsarbeten utföras vilket medför risker. Exempelvis kan svetsarbeten i oergonomiska positioner behöva utföras.

**Förvaltning och underhåll**
Fackverksbron har likt bågbron många underhållskrävande komponenter. Fackverk har många kopplingspunkter med förband som kräver extra underhåll (Boverket, 2007). Utöver fackverket tillkommer underhåll av brofarbanan och sekundärbärverkets tvär- och längsgående balkar. Stålelementen behöver regelbunden ytbehandling, se Kapitel 3.1. Bron byggs vanligtvis i ett spann vilket gör att det inte krävs underhåll av ett mittstöd. Arbetsmiljön för inspektion och underhåll av fackverket sker på hög höjd och den tillgängliga arbetsytan är begränsad av fackverket.

## 8.3 Analys av samverkansbro med I-balkar i stål

**Beställare och konstruktion**
Brons gestaltning kan ge ett subtilt intryck beroende på de längsgående balkarnas utformning, se Figur 4 för principiell utformning av bron. Går bron över en underliggande väg samtidigt som balkarna är höga kan bron uppfattas som klumpig (Trafikverket, 2022a). Används flera balkar kan balkhöjden reduceras och på så sätt upplevs bron gracil. Likt bågbron behöver även samverkansbrons stålelement målas av beständighetsskäl. Färgvalet kan ge bron ett stilrent intryck.




*Figur 4 Principiell skiss av en samverkansbro.*

Uppskattning av den förväntade investeringskostnaden kan utföras med schablonmässiga värden. Samverkansbron med I-balkar uppskattas ha en investeringskostnad på 40 000 kr/m$^2$, se Kapitel 5 Tabell 1.

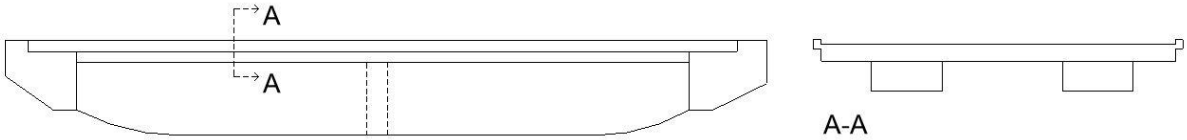
**Produktion**
För samverkansbroar är lansering den vanligaste produktionsmetoden. De färdigtillverkade I-balkarna transporteras till byggarbetsplatsen där de svetsas samman i ena änden av det planerade broläget i linje med dess axel (Hirt & Lebet, 2013). Den monterade enheten skjuts ut med hjälp av domkrafter från landfästen för att ge plats för ett nytt element. Eftersom processen innebär längre konsolutbyggnad för varje etapp, ökar tyngden och därför förses stålelementen med en uppvinklad lanseringsnos i syfte att kompensera detta. Betongfarbanan gjuts på I-balkarna och samverkan utvecklas med hjälp av studs som är fastsvetsade på överflänsen.

Genom att uppföra bron med de prefabricerade stålelementen reduceras arbetstiden. Komplexiteten i denna utformning är låg. Det krävs att konstruktionsberäkningar görs under produktionsskede kopplade till konsolutbyggnaden med avseende på böjningen av lanseringsänden. Lanseringsprocessen utgör ett kritiskt moment under produktionen av bron. Säkerställandet av stabilitet är avgörande för att lanseringen ska kunna utföras på ett säkert sätt.

**Förvaltning och underhåll**
Samverkansbron är mindre komplex än fackverk- och bågbron. Brotypen har inget överliggande bärverk som kräver underhållsarbeten. Den består av flera material som behöver olika typer av inspektioner och tillsyn. Underhållsbehovet för denna brotyp är låg då den, till skillnad från bågbron och fackverksbron, har få kopplingspunkter mellan olika brodelar. Stålbalkarna behöver regelbundet ytbehandlas för att skyddas mot korrosion, se Kapitel 3.1. Att utföra underhållsarbeten på brobanan begränsas inte av andra brodelar. Alla brodelar är lättåtkomliga. Detta medför att det är enklare att genomföra underhållsarbeten på denna brotyp.

## 8.4 Analys av spännarmerad balkbro i betong

**Beställare och konstruktion**
Balkbrons gestaltning uppfattas liknande en samverkansbro med I-balkar, se Kapitel 8.3.1. Dock målas inte balkbroar i betong men balkelementen kan votas (Trafikverket, 2014). Voterna bidrar till att balkarna får en bågliknande form där konstruktionshöjden kan variera längs brolängden. Balkbron blir då estetiskt tilltalande samtidigt som bron upplevs gracil, se figur 5 för principiell utformning av bron.




*Figur 5 Principiell skiss av en balkbro.*

Uppskattning av den förväntade investeringskostnaden kan utföras med schablonmässiga värden. Den spännarmerade balkbron uppskattas ha en investeringskostnad på 40 000 kr/m$^2$, se Kapitel 5 Tabell 1.

**Produktion**
Produktionen för denna typ av bro kan variera beroende på hur balkarna är tillverkade. Den förspända betongen kan utformas med förespänning eller efterspänning. Farbanan kan gjutas etappvis och när bron är uppförd kan alla formar och ställningar rivas. Vid kontinuerliga balkbroar med höga pelare kan exempelvis klätterform användas för att gjuta betongpelare som verkar som stöd.

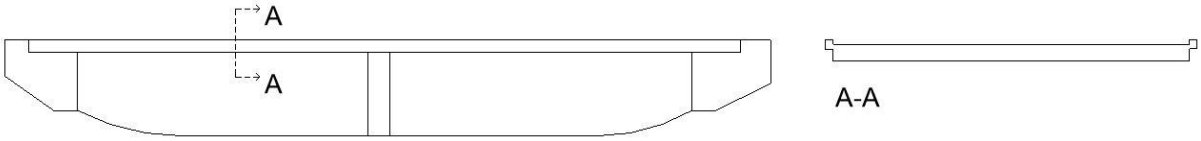
Arbetsförhållandena på byggplatsen kan inte likställas med de i fabrik, inte minst på grund av att arbetarna behöver gå i gjutformarna där oergonomiska positioner erfordras samt påverkan av vibrationer när betongen vibreras. Då mycket av arbetet sker på byggplatsen förväntas också mer störningar uppstå i området genom exempelvis tillfällig avstängning av trafik på vägbanan under bron.

**Förvaltning och underhåll**
Dess enkla design och att den enbart består av armerad betong medför att det är enkelt att genomföra inspektioner och reparationer på denna bro. Brotypen kräver likt samverkansbron väldigt få kopplingspunkter mellan olika brodelar. Armeringen i betongen måste skyddas från korrosion och det krävs regelbunden inspektion av det täckande betongskiktet. Att utföra underhållsarbeten på brobanan begränsas inte av andra brodelar. Alla brodelar är lättåtkomliga. Detta innebär att det är enkelt att genomföra underhållsarbeten på denna bro.

## 8.5 Analys av spännarmerad plattbro i betong

**Beställare och konstruktion**

Plattbron och balkbron har likartad gestaltning (Trafikverket, 2014). Det som skiljer plattbron från balkbron är konstruktionshöjden, då broplattan är det bärande elementet i stället för de längsgående balkarna i balkbron. Den reducerade konstruktionshöjd gör att underfarten upplevs raffinerad samtidigt som bron i sin helhet kan uppskattas för sin enkelhet, se Figur 6 för principiell utformning av bron.




*Figur 6 Principiell skiss av en plattbro.*

Uppskattning av den förväntade investeringskostnaden kan utföras med schablonmässiga värden. Plattbron uppskattas ha en investeringskostnad på 40 000 kr/m$^2$, se Kapitel 5 Tabell 1.

**Produktion**

Plattbroar byggs med samma princip som balkbroar. Skillnaden är att balkarna är ersatta med en armerad betongplatta. Med hjälp av gjutformar och temporära konstruktioner kan gjutningen av plattan initieras från ändstöden och spännas upp vid varje omgång av gjutningen. Den förspända plattan som utgör huvudbärverket verkar som farbana. Vidare finns det även lösningar av plattbroar där broplattan är förtillverkad i fabrik.
Tillfälliga stödkonstruktioner och gjutformar som används för att möjliggöra gjutning av farbanan ökar risken för olyckor såsom kollaps av temporära konstruktioner. Gjutning är en tidskrävande process vilket har en negativ inverkan på byggtiden. Ur arbetsmiljösynpunkt är hanteringen av betongen och armeringen vid platsgjutning betungande för arbetarna.

**Förvaltning och underhåll**

Till skillnad från balkbron har plattbron inga balkar som kräver underhåll men i övrigt finns det samma underhållsbehov som vid en balkbro i spännarmerad betong. Förutsättningar för inspektion och underhållsarbeten är också samma som för en balkbro, se Kapitel 8.4.3.

## 8.6 Viktning av utvärderingskriterier

Viktningen av utvärderingskriterierna illustreras i Tabell 3 nedan och är baserade på exempel från Trafikverket (Trafikverket, 2022a). I tabellen redovisas hur utvärderingskriterierna prioriteras i jämförelse med varandra. Prioriteras ett kriterium lägre än ett annat erhålls en 1:a, en 2:a om de är lika betydelsefulla och en 3:a om kriteriet prioriteras högre. Procentsatsen i sista kolumnen i tabellen beskriver hur stor andel respektive utvärderingskriterium utgör av den totala analysen

*Tabell 3 Viktning av utvärderingskriterier.*

| | | | Jämförelse av kriterier | | | | | | | Poäng | Rankning | | | Viktning |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Kravområde | | Utvärderingskriterier | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | | | α | β | α*β |
| I | 1 | Gestaltning | | 3 | 2 | 1 | 1 | 2 | 1 | 10 | 6 | 53% | 22.6% | 11.9% |
| I | 2 | Investeringskostnader | 1 | | 2 | 2 | 1 | 1 | 2 | 9 | 7 | 47% | | 10.7% |
| II | 3 | Produktionsmetoder | 2 | 2 | | 2 | 1 | 2 | 2 | 11 | 4 | 27% | 48.8% | 13.1% |
| II | 4 | Byggtid | 3 | 2 | 2 | | 1 | 2 | 2 | 12 | 3 | 29% | | 14.3% |
| II | 5 | Arbetsmiljö och säkerhet | 3 | 3 | 3 | 3 | | 3 | 3 | 18 | 1 | 44% | | 21.4% |
| III | 6 | Underhållsbehov | 2 | 3 | 2 | 2 | 1 | | 3 | 13 | 2 | 54% | 28.6% | 15.5% |
| III | 7 | Förutsättningar för inspektion och underhållsarbete | 3 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | | 11 | 4 | 46% | | 13.1% |
| | | | | | | | | Summa | | **84** | | | **100%** | **100%** |

α, poäng/områdets poäng (%)
β, områdets poäng/Total (%)

Jämförelse av kriterier:
1 - mindre
2 - lika
3 - mer betydelsefull

Resultatet av viktningen påvisar på att kriteriet *Arbetsmiljö och säkerhet* har prioriterats högst och därmed anses vara viktigast. Däremot har *Investeringskostnader* erhållit lägst viktning och således fått den lägsta prioriteten.

## 8.7 Bedömning av brokoncept utifrån utvärderingskriterierna

Inom fokusområdena graderas respektive brokoncept, se Tabell 4, utifrån analyserna av utvärderingskriterierna. Brokoncepten erhåller en poäng mellan 0 och 4 på huruvida konceptet anses uppfylla varje viktat utvärderingskriterium. Desto högre viktat genomsnitt ett brokoncept erhåller desto lämpligare är brokonceptet att uppföras vid Backavägen.

*Tabell 4 Utvärdering av de fem brokoncepten.*

| Utvärderingskriterier | 1. Gestaltning | 2. Investeringskostnader | 3. Produktionsmetoder | 4. Byggtid | 5. Arbetsmiljö och säkerhet | 6. Underhållsbehov | 7. Förutsättningar för inspektion och underhållsarbeten | Viktat genomsnitt |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Viktfaktorer | 11.9% | 10.7% | 13.1% | 14.3% | 21.4% | 15.5% | 13.1% | |
| | | | | | | | | |
| **Broförslag:** | | | | | | | | |
| Bågbro med överliggande båge i stål | 1 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1.38 |
| Fackverksbro med överliggande fackverk i stål | 1 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1.35 |
| Samverkanbro med I-balkar i stål | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 3.13 |
| Spännarmerad balkbro i betong | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 | 4 | 4 | 2.68 |
| Spännarmerad plattbro i betong | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 4 | 4 | 2.93 |

Utvärderingssystem
0 - Icke tillfredsställande
1 - Acceptabel med tvekan
2 - Tillräckligt bra
3 - Bra
4 - Mycket bra

I Tabell 4 framgår det att samverkanbron med I-balkar i stål svarar bäst mot de viktade utvärderingskriterierna. Den har erhållit högst viktat genomsnitt varmed den anses vara mest lämplig som det slutliga brokonceptet.

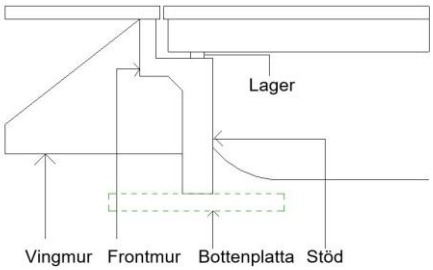
# 9 Analys och val av landfästen och mittstöd

För att uppfylla kraven på maximal nedböjning samt begränsningar av konstruktionshöjden måste spännvidden begränsas. Konstruktionshöjden för en samverkansbro uppskattas vara 3,5–6% av spännvidden och minskas genom att ha ett mittstöd (Vägverket, 1996). Därför kommer brobanan vila på tre stöd, ett landfäste på vardera sida om Backavägen och ett mittstöd mellan underpassagens färdriktningar.

Ändstöden skapar en nivåskillnad mellan Backavägen och överliggande väg. Detta medför att ändkonstruktionerna kommer behöva ta upp laster från bron, men också laster från jordmassor som måste hållas borta från underliggande vägbana. Landfästen kan utformas på olika sätt och nedan presenteras tre förslag som kan vara aktuella vid Backavägen.

## 9.1 Landfäste med vingmur, frontmur och lager

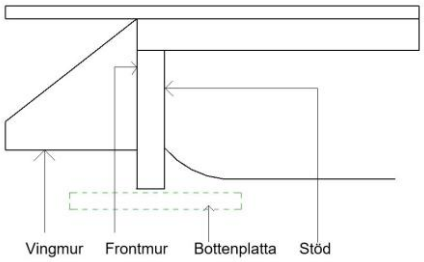
I detta förslag konstrueras vägbankarna, i anslutning till bron, med krossmaterial och jord. Jordmassorna kommer skapa slänter på vardera sida om vägbanan. Vid landfästet, där brofarbanan ansluter, anläggs en vingmur, frontmur, stöd och lager. Vingmurarnas syfte är att förhindra att jordmassor rasar ned som följd av nivåskillnaderna mellan överliggande och underliggande väg (Trafikverket, 2022a). Syftet med lagren är att tillåta brons rörelser i längdled respektive tvärled för att undvika att temperaturlaster tillförs bron. Att ha slänter på vardera sida är en lösning som är enkel att uppföra och materialeffektiv. För principiell skiss av övergångskonstruktionen se Figur 7.




*Figur 7 Utformning av landfäste med vingmur, ändskärm och lager.*

## 9.2 Landfäste med vingmur och ändskärm hopgjuten med brofarbanan

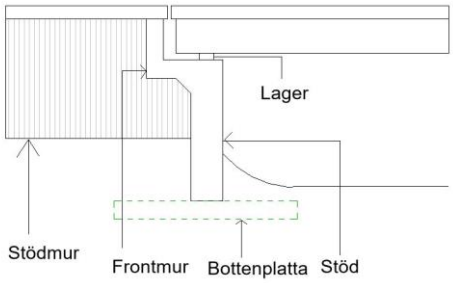
I detta alternativ gjuts brofarbanan ihop med vingmuren och ändskärmen. Utformningen leder till en kostnadseffektiv lösning då den inte behöver lager. Eftersom brobanan saknar lager kommer brons temperaturberoende expansioner leda till påtvingade spänningar i brobaneplattan samt att jorden som ansluter mot vingmuren och frontmuren packas hårdare när bron expanderar. För principiell skiss av övergångskonstruktionen se Figur 8.




*Figur 8 Utformning av landfäste med vingmur och ändskärm hopgjuten med farbanan.*

## 9.3 Landfäste med stödmur, frontmur och lager

Denna utformning bygger på att vägbanken endast höjs upp under vägbanan och hålls på plats av murar parallellt med vägen (Trafikverket, 2022a). Konstruktionen består av frontmur, parallella murar längs vägen, stöd och lager. Till skillnad från de andra alternativen kräver denna lösning ingen vingmur. Att endast höja vägbanken under bron kräver större insatser vid uppförandet av bron då stödmurarna som löper parallellt med vägen riskerar att bli långa för att kompensera nivåskillnader. För principiell skiss av övergångskonstruktionen se Figur 9.




*Figur 9 Utformning av ändstöd med stödmurar.*

## 9.4 Val av övergångskonstruktion

Det alternativ som lämpar sig bäst för bron över Backavägen är alternativet med vingmur, frontmur och lager, se kapitel 9.1. Detta på grund av att det är en materialeffektiv lösning som är enkel att uppföra. Lagren gör att bron inte får temperaturberoende spänningar i brobaneplattan och I-balkarna.

Alternativet med stödmur väljs bort på grund av att den inte är lika materialeffektiv som det valda alternativet och därav blir dyrare att bygga. Alternativet med hopgjuten brofarbana med vingmur och ändskärm väljs bort då den riskerar att leda till stora temperaturberoende spänningar i brobaneplattan och I-balkar.

## 9.5 Utformning av mittstöd

Mittstödet kan utformas på många olika sätt och måste utformas så att det kan leda laster från vägbanan ner till grundläggningen. Stödet är placerat mellan farbanor och utgör en siktbegränsning och påkörningsrisk. I kopplingen mellan brobanan och stödet finns det lager. För en bro i flera spann väljs i de flesta fall fast lager vid mellanstöd och rörliga lager vid ändstöd (Trafikverket, 2022a). Mittstöden ansätts som en pelare under varje balk i vägbanan.

# 10 Beskrivning av valt brokoncept

I följande avsnitt presenteras en översiktlig riskanalys för samverkansbron. I Avsnittet presenteras även en kort beskrivning på hur bron kan anläggas och vilka underhållsarbeten som är aktuella för samverkansbron.

## 10.1 Riskanalys av brukstadiet

Utformningen av samverkansbron medför risker som måste beaktas. För underpassagen är mittstödet särskilt utsatt för påkörningslaster (Trafikverket, 2019). För att undvika skador vid mittstödet placeras ett påkörningsskydd kring stödet. Liknande åtgärder kan göras på brobanan för att minska risken för kollisioner med mötande fordon samt att trafikanter kör av bron. Brostödet begränsar även sikten under bron, vilket bidrar till en ökad risk för olyckor. GC-banan konstrueras med en höjdskillnad till den underliggande vägen vilket medför att vid en eventuell olycka minskar risken att ett fordon hamnar på GC-banan.

I-balkarna kan klassas som slanka konstruktionselement med lägre egenvikt och materialåtgång än exempelvis ett balkelement i betong. Det medför att konsekvenserna vid en eventuell påkörning blir allvarligare för en samverkansbro än en balkbro i betong då bron lättare kan deformeras samt lossna från brostöden (Trafikverket, 2019). Trafikverket har etablerat en minimigräns om 5,2 meter för den fria höjden under bron gällande stålkonstruktioner för att minska påkörningsrisken. Bron ska ha en minsta fri höjd om 5,7 meter och kravet klaras med minst 50 centimeter. Således löper det en minimal risk att överbyggnaden blir påkörd.

Under brons livstid finns det risk för att sprickor uppstår i stöden, brofarbanan och kantbalkarna. Sprickorna kan uppstå av exempelvis frostsprängning, olycksfall eller att bron utnyttjats under en längre period. Sprickorna medför att klorider kan tränga in i betongen under vinterhalvåret då vägarna saltas vilket katalyserar oxidationen av armeringsstålen. Detta är främst ett problem för mittstödet då det är placerat i anslutning till de båda körbanorna. Kloriderna ökar även korrosionsrisken för I-balkarna vilket måste beaktas när tidsintervallen för inspektioner bestäms. Dock ytbehandlas och målas I-balkarna utifrån erforderlig exponeringsklass.

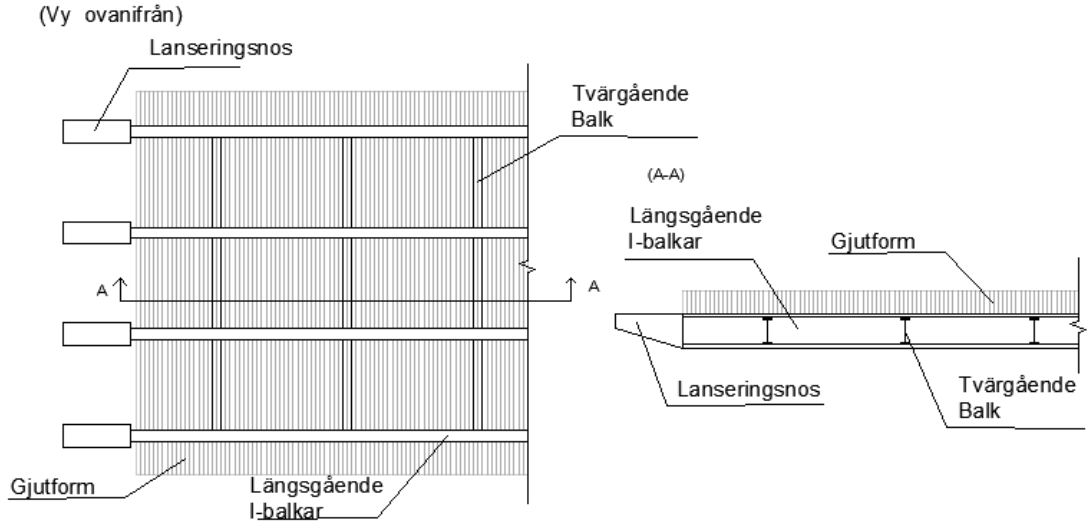
## 10.2 Produktion av samverkansbron över Backavägen

Anläggningen av samverkansbron över Backavägen sker i olika etapper. Första etappen avser markarbeten såsom pålning, landskapsanpassning samt ombyggnation av den nuvarande Backavägen, se Kapitel 2. Arbetsförutsättningarna på platsen säkerställs genom att uppföra arbetsbodar samt plats där nödvändiga arbeten kan utföras på ett säkert sätt med goda arbetsförhållanden. Bland annat krävs ett tält för att utföra svetsningsarbeten.

På pålarna gjuts en bottenplatta som fungerar som grund för brons landfäste och mittstöd. Ändstöd samt mittstöd armeras och gjuts samman med bottenplattan. När ändstöden och mittstöd har här dat kan vingmurar gjutas på vardera sida om ändstöden. Pottlager gjuts fast på landfäste och mittstöd. När vingmurarna har härdat, fylls vägbanken med makadam tills den önskade vägprofilen är uppnådd.

Parallellt med uppförandet av stöden har brons I-balkar svetsats samman och förberetts i fabrik och transporterats till byggarbetsplatsen. Varje I-balk består av tre 20 meter långa element som på arbetsplatsen svetsas ihop till en kontinuerlig balk. På arbetsplatsen svetsas

stålkomponenterna ihop och gjutformar monteras sedan på stålkonstruktionen, se Figur 10. På I-balkarnas ena ände monteras en lanseringsnos vars syfte är att lyfta konstruktionen när denna når stöden.




*Figur 10 Illustration av konstruktion som ska lanseras.*

När underbyggnaden är anlagd kan stålkonstruktionen lanseras ut på stöden och placeras på lagren. Utförandet görs med domkrafter som puttar stålkonstruktionen över landfästet vidare över mittstödet tills konstruktionen ligger i brons slutliga läge.

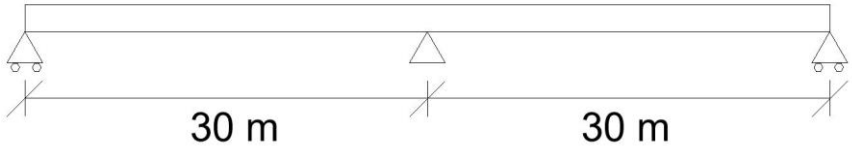
När stålbalkarna placerats i sitt slutliga läge kan gjutningen av farbanan påbörjas. Armeringen placeras i gjutformen och gjutningen sker ett spann i taget. När brobanan har härdat anläggs beläggning och räcken installeras. Brobygget avslutas med att måla stålkomponenter.

## 10.3 Underhåll och förvaltning

Samverkansbron kräver olika typer av underhållsarbeten för att kunna uppfylla sin funktion under hela sin livslängd. Detta är bland annat målning och byten av komponenter. Konstruktionens stålkomponenter och dess korrosionsskydd inspekteras fortlöpande under hela bronslivstid, om det finns risk för korrosion påbättras skyddet. Brons lager förväntas hålla i 50 år. Detta innebär att dessa kommer behöva bytas under det förväntade livslängden. För att kunna identifiera när lagren behöver underhåll eller bytas ut är det viktigt att det finns plats så att det är enkelt att inspektera lagren och dess skruvgrupper. Kantbalkarna är särskilt utsatta för olika former av nedbrytning och kommer därför också att behöva ersättas under livstiden.

# 11 Systemmodell och laster

Den preliminära systemmodellen i längs- och tvärled för det valda brokonceptet framgår av Figur 11 och 12. Vid framtagning av systemmodellen har några förenklingar gjorts för att beräkningar ska kunna genomföras. Brobanan förenklas till att vara rektangulär i analysen.

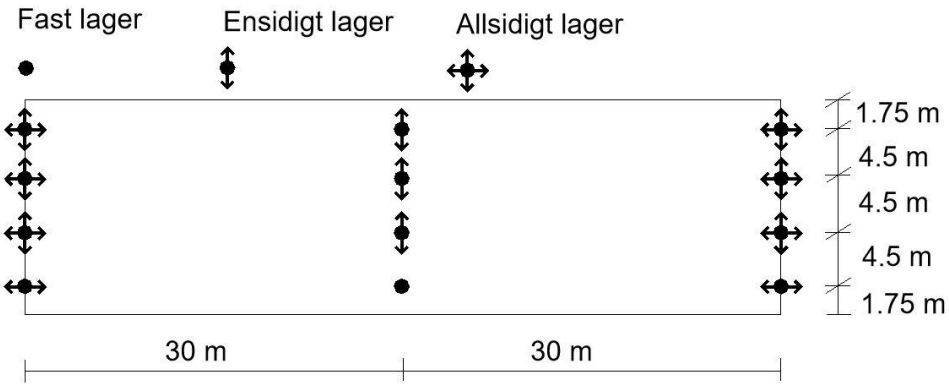



*Figur 11 Upplagsvillkor för längsgående I-balkar.*




*Figur 12 Upplagsvillkor för brobaneplattan i tvärled.*

För att låsa hela konstruktionen har ett fast lager placerats vid mittstödet samt ett ensidigt rörligt lager vid respektive ändstöd. Rörelser orsakade av temperaturförändringar och krympning tillåts genom placeringen av de rörliga lagren. Rörelseriktningarna har valts för att minimera spänningstillskotten i brobaneplattan eller huvudbalkarna. En principiell illustration av vilka lagertyper som kan användas vid de olika stöden för att förhindra samt tillåta möjliga rörelser illustreras i Figur 13.




*Figur 13 Tillåtna rörelseriktningar mellan I-balkar och lager.*

Systemmodellerna i Figur 11 och 12 ligger till grund för beräkningsmodellerna i Bilaga B där endast egenvikt och trafiklast är de lasttyperna som beaktats. Vid dimensionering av mittstöden beaktas även olyckslast.

# 12 Preliminär dimensionering

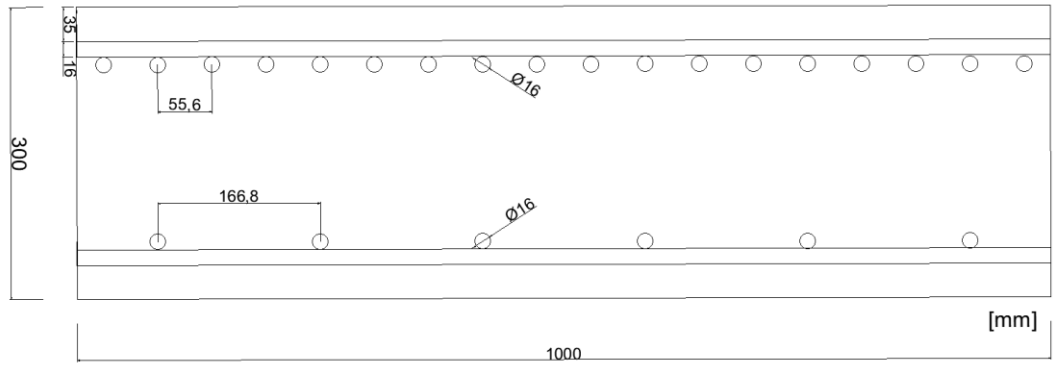
I den preliminära dimensioneringen används beräkningsmodellerna i Bilaga B som baseras på LM1 i SS-EN-1991-2. Beräkningsgång för laster i tvärled och längdled framgår av Kapitel 1 och 3 i Bilaga B. För att beakta för ytterligare laster ansätts en maximal utnyttjandegrad för materialen i konstruktionen till 85%. Kontrollerna som görs vid dimensionering utgår från Trafikverkets krav och riktlinjer i Eurokoder.

Bron dimensioneras för en livslängdsklass på L50 där exponeringsklasserna för den trafikerade betongplattan är XD1/XF2 och för kantbalkarna XD3/XF4 (Trafikverket, 2011). Det minsta täckande betongskikt som fordras är 35 mm och kravet på sprickbredd uppgår maximalt till 0,30 mm. För betongen används hållfasthetsklass C45/55 med cementtypen klass N. För I-balkarna används stålkvalitén S355 och för armeringen används B500B.

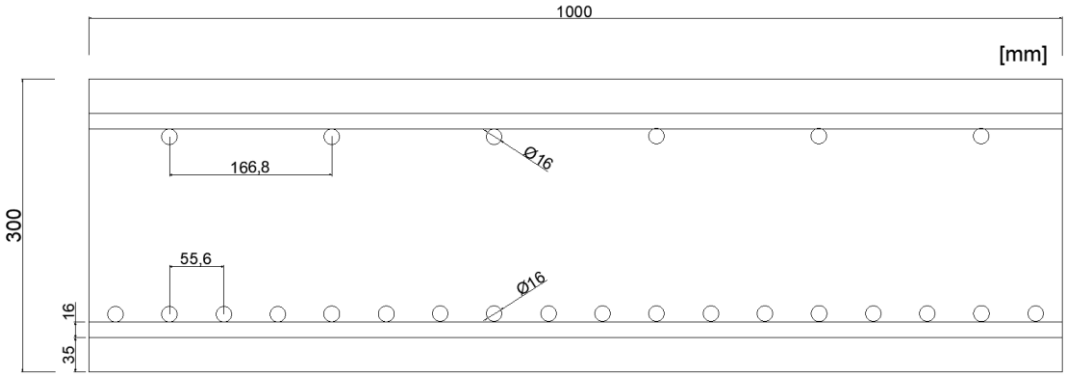
Brobaneplattan förses med typbeläggningen 1IIIA (100 mm) vilken är uppbyggd av 1. Polymermodifierad asfaltmatrix (10 mm), III. Kombinerat bind och skyddslager (50 mm) och A. Slitlager (40 mm). Kantbalkarna som möjliggör uppförande av räcken utformas enligt de minsta dimensionerna angivna i TRVR Bro 11 där bredd och höjd är 400 mm.

## 12.1 Dimensionerat betongtvärsnitt i tvärled

Slutliga dimensioner och armeringens placering för brobaneplattan i tvärled redovisas i Figur 14 och 15. Beräkningar redovisas i Kapitel 2 i Bilaga B. Betongtvärsnittet är dimensionerat över stöd och speglas i fält, över stöd är ovansidan dragen och i fält är undersidan dragen.




*Figur 14 Betongfarbanans tvärsnitt i tvärled över stöd.*




*Figur 15 Betongfarbanans tvärsnitt i tvärled i fält.*

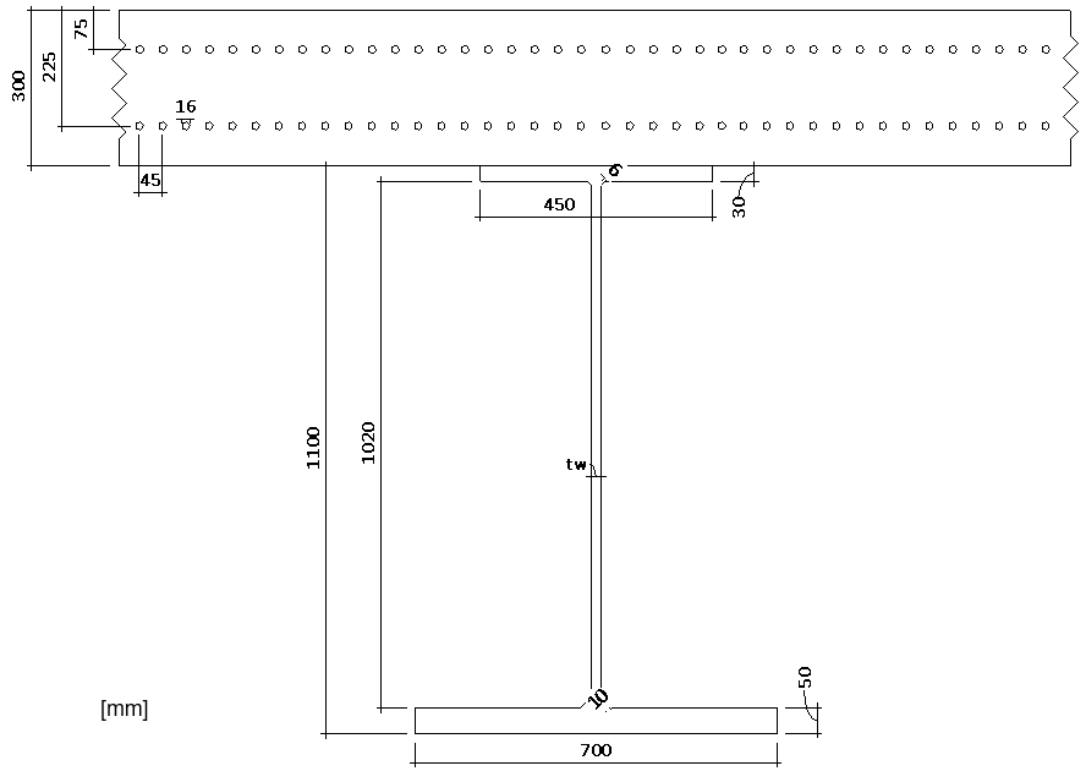
**Kontroller i ULS**
I brottgränstillstånd kontrolleras betongtvärsnittets momentkapacitet och tvärkraftskapacitet. Kapaciteten jämförs med dimensionerande lastfall. Se Bilaga B Kapitel 2.1 för beräkning av kapacitet i brottgränstillstånd. Utnyttjandegraden för moment beräknas till 84% och för tvärkraften 37%. Tvärsnittet förväntas ha ett segt verkningssätt.

**Kontroller i SLS**
I bruksgräns kontrolleras spänningar, sprickbredd och nedböjning. Beräkningar visar att tvärsnittets klarar spänningskrav och sprickbredd, se Bilaga B Kapitel 2.2 för samtliga kontroller.

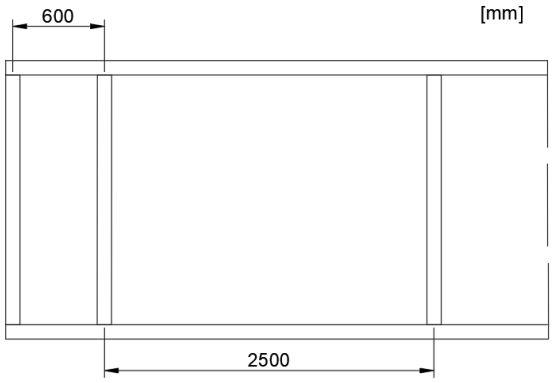
Mellan balkarna klarar tvärsnittet nedböjningskravet. Dock indikerar beräkningarna att konsolen inte klarar nedböjningskravet 5 mm. Nedböjningen för konsolen överstiger kravet med 2 mm.

## 12.2 Dimensionerat tvärsnitt i längdled

Analyserna i längdled är utförda med antagandet om full samverkan mellan betongplattan och stålbalkarna. Det dimensionerade tvärsnittet i längdled redovisas i Figur 16. Livet dimensioneras för att bära tvärkraften och flänsarna momentet. I-balkens överfläns har mindre dimensioner än underflänsen eftersom den samverkar med betongen. Tvärsnittet kompletteras med styva livavstyvningar. Livavstyvningarna illustreras i Figur 17.




*Figur 16 Samverkanstvärsnitt i längdled.*




*Figur 17 Illustration av styva avstyvningar.*

**Kontroller i ULS**
I brottgränstillstånd kontrolleras bärförmåga, tvärsnittsklass, vippning och buckling. Vissa förenklingar har gjorts för att underlätta beräkningar av kapaciteten. I fält antas hela betongtvärsnittet tryckt medan över stöd helt dragen. Momentkapaciteten och tvärkraftskapaciteten beräknas vara större än lasterna och utnyttjandegraden beräknas till 59% för moment och 42% för tvärkraft, se Kapitel 4.1.2–4.1.3 i Bilaga B för beräkningar.

I-balkens tvärsnittsklass bestäms för att beakta tvärsnittets risk för instabilitet, en högre tvärsnittsklass innebär större risk för instabilitet. Tvärsnittsklass har analyserats för både flänsar och livplåten. Tvärsnittet hamnar i tvärsnittsklass 1, vilket innebär att tvärsnittet uppnår full plasticering vid brott. För beräkning se Kapitel 4.1.1 i Bilaga B.

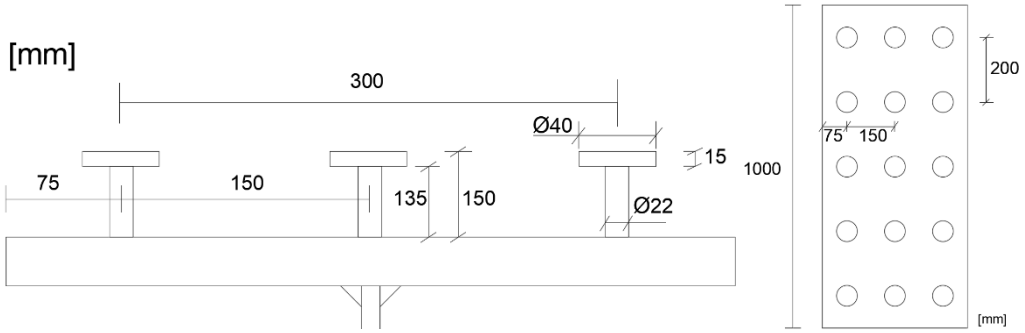
Risken för vippning kontrolleras och beräkningar visar att det inte finns risk för vippning. Balkarnas avstyvningar är utformade så att det inte föreligger risk för buckling. Beräkningarna återfinns i Kapitel 4.1.2–4.1.4 i Bilaga B.

**Kontroller av I-balkar under gjutskedet**
Stålbalkarna kontrolleras för att klara gjutskedet, vid gjutning råder ingen samverkan mellan balkarna och betongplattan. Två beräkningsmodeller studeras, ett där halva balken har gjutits och ett där hela balken har gjutits. Kapaciteteten för I-balkarna är större än lasten och tvärsnittet förväntas klara att bära lasterna som verkar under gjutskedet, för beräkningar se Kapitel 4.2 i Bilaga B.

**Kontroller i SLS**
I bruksgräns kontrolleras spänningar, sprickbredd och nedböjning. Beräkningar visar att tvärsnittet klarar samtliga krav, se även Kapitel 4.3.1–4.3.3 i Bilaga B.

## 12.3 Detaljutforming av studs

Beräkningen visar att 5 studs per meter i rader om 3 måste svetsats på I-balkarnas överfläns för att motstå skjuvspänningarna, se Bilaga B Kapitel 4.4. Figur 18 illustrerar studsens dimensioner och avstånden mellan dessa. Med denna utformning uppfylls samtliga krav för studsens dimensioner och kant- och centrumavstånd angivna i SS-EN 1994–2:2005.



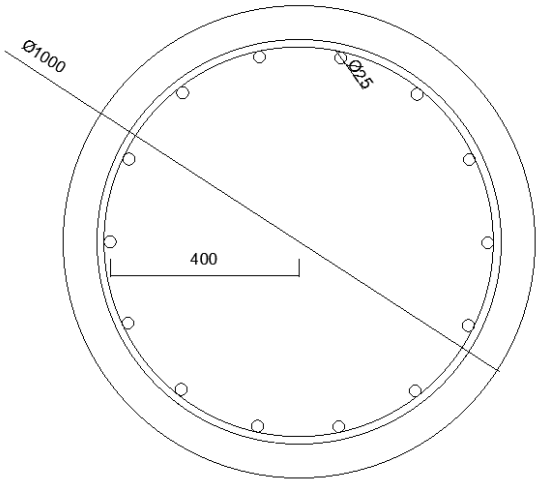
*Figur 18 Studsens dimensioner och placering från två olika vyer.*

## 12.4 Svetsar för I-balk

I-balkarna kommer sammanfogas med stumsvetsar. Hållfastheten för dessa svetsar överstiger stålbalkarnas och behöver inte kontrolleras. Halssvetsarna mellan liv och flänsar behöver däremot kontrolleras. Efter beräkningar väljs halssvetsarnas a-mått till 10 mm för den undre svetsen och 6 mm för den övre svetsen. För beräkning se Kapitel 4.5 i Bilaga B.

## 12.5 Utformning av mittstöd och lager

Stödet dimensioneras för det lastfall som ger störst stödreaktion i mittstödet. Utöver stödreaktionen ansätts en påkörningslast som verkar 1 m över markytan. Stödet är preliminärt dimensionerat för brottgräns. Pelarens tvärsnitt redovisas i Figur 19. Beräkningarna redovisas i Kapitel 5.1 i Bilaga B.



*Figur 19 Illustration av pelartvärsnitt.*

Potlagerna TOBE Type 40 väljs för det fast inspända, de ensidigt rörliga samt de allsidigt rörliga lagren (TOBE, 2011). Utnyttjandegraden för lagren är 80% av den maximala stödkraften. Se Kapitel 5.2 i Bilaga B för framtagning av lager.

# 13 Diskussion

Projektets syfte och mål var formulerat som ett öppet problem där en stor del av projektet har varit att jämföra, diskutera och analysera flera brokoncept. Detta har lett till att vi behövt analysera flera möjliga lösningar som visat sig vara mer eller mindre lämpliga utifrån platsens förutsättningar. Samverkansbron anser vi är mest lämplig och ett realistiskt alternativ vid Backavägen.

Framtagningen av ett lämpligt broförslag har baserats på inläsning av olika brotyper samt analyser av olika utvärderingskriterier. Att göra en rimlig bedömning och skapa kriterier som på ett rättvist sätt jämför brotyperna kräver kompetens inom området. Gruppens begränsade kunskap kan därför ha medfört att felbedömningar och antaganden gjorts vid framtagning av lämpligt brokoncept.

Det var särskilt svårt att bedöma kostnader för respektive brotyp. Då materialåtgång, materialkostnader, anläggning och underhåll tillsammans utgör den totala kostnaden prioriterades ekonomiska aspekten lågt. Dels för att materialpriserna uppdateras i realtid, dels för att investeringskostnaderna och löner varierar beroende på var broelementen tillverkas. Detsamma gäller för den ekologiska hållbarhetsaspekten som vanligtvis beaktas vid brokonstruktion. Utsläppen är beroende av i vilken fabrik broelementen produceras i samt vilka klimatlagar och normer som präglar produktionen i det land där broelementen tillverkas. Ovannämnda anledningar har därför försvårat bedömningen av dessa aspekter och lett till att den ekonomiska och ekologiska hållbarheten har behandlats mer generellt i ett eget avsnitt och uteblivit som ett utvärderingskriterium.

Beräkningsmodellerna har baserats på förenklingar, antaganden och begränsningar som möjliggjort den preliminära dimensioneringen. Detta har också medfört att dimensioneringen bortser från eventuellt kritiska lastfall och beteenden. Till exempel har systemmodellen för bron ansatts att vara rektangulär trots att dess verkliga utformning är skev. Här finns det risker som vi inte kunnat analysera, till exempel lagerlyft.

Den preliminära dimensioneringen ansätter endast kontroller utifrån LM1, där endast egentyngder och trafiklaster har beaktats. För en komplett brodimensionering hade fler lastmodeller och andra typer av brolaster behövts analyseras för att säkerställa att bron uppfyller alla Trafikverkets krav för vägbroar. Specifikt för stålkonstruktioner behöver även utmattning kontrolleras för att säkerställa konstruktionens bärförmåga över längre tid.

Utifrån vår kunskapsnivå uppfattas de framtagna dimensionerna som rimliga. Konstruktionshöjden utgör 4,7% av spännvidden vilket ligger i det spann som anses vara vanligt för en samverkansbro om 3,5–6% (Vägverket, 1996). Med de presenterade dimensionerna erhålls låga utnyttjandegrader i vissa beräkningar vilket indikerar på att det finns utrymme för optimering.

Resultatet visade att betongfarbanans konsoler inte klarar nedböjningskravet i tvärled. Detta kan bero på att betongplattan, i beräkningsmodellen i tvärled, modelleras som en metersstrimla i längdled och inte som en platta. För en mer kvalitativ analys av nedböjningen hade exempelvis finita elementprogram behövt användas på hela elementet. En lösning till problemet hade kunnat vara att antingen öka betongfarbananas höjd eller öka armeringsmängden och på så sätt öka styvheten i betongplattan.

# 14 Slutsats

Syftet med rapporten var att ta fram ett brokoncept och slutligen genomföra en preliminär dimensionering av det valda konceptet. Broförslaget vi presenterar i rapporten är en samverkansbro med fyra I-balkar. Den genomförda preliminära dimensioneringen visar att det är ett genomförbart alternativ även om optimering och justeringar kvarstår innan ett komplett förslag kan presenteras. Därmed anser vi att rapporten svarar mot det uppsatta syftet och målet. Att valet föll på en samverkansbro är starkt beroende på hur vi valde att formulera och vikta våra urvalskriterier i Kapitel 7. Valet av urvalskriterier samt utvärderingen av dessa bygger till stor del på subjektiva bedömningar. Detta innebär att samverkansbron var det bästa alternativet utifrån de kriterier vi satte upp och hur vi bedömde broalternativen.

# Referenser


Abelsson, B., Båge, P., & Westerlund, L. (1998). *Träbroar: ett alternativ till stål och betong.* Svenska Kommunförbundet.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). *Bärande konstruktioner Del 2.* Göteborg: Chalmers tekniska högskola.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner Del 1.* Göteborg: Chalmers tekniska högskola.

Banverket. (2007). *Broprojektering.* Banverket.

BE Group. (2016). *Byggstålshandboken.* Malmö. Hämtat från https://www.begroup.se/storage/9A19F538948B1D3F406053FC922BAB55CF88E97F3F1BE804B4A5A757C1D4B29E/df96bb95a69848b28898ff128687ae3b/pdf/media/ede80f10d305418f9b4e8b537afb6917/BE_Byggstalshandboken_okt_2016.pdf

Betongföreningen. (2010). *Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2.*

Betongföreningen. (2013). *Vägledning för miljöcertifiering enligt Breeam: Breeam se svensk manual för nybyggnad och ombyggnad. (Version 1.0). Stockholm:.* Stockholm. Hämtat från https://www.cementa.se/sv/system/files_force/assets/document/52/86/breeam_se_tryck.pdf?download=1

Boverket. (2007). *Boverketshandbok om stålkonstruktioner .* Karlskrona . Hämtat från boverket.se.

Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge engineering handbook: construction and maintenance.* Boca Raton: CRC Press.

Crenna, E., Secchi, M., Sala, S., & Benini, L. (2019). *Global environmental impacts: data sources and methodological choices for calculating normalization factors for LCA.* online: Springer-Verlag. doi:10.1007/s11367-019-01604-y

Göteborgs Stad. (2019). *Program för Backaplan, inom stadsdelarna Backa, Kvillebäcken, Tuve, Lundby, Tingstadsvassen och Lundbyvassen.* Göteborg: Stadsbygnadskontoret.

Hirt, M., & Lebet, J.-P. (2013). *Steel bridges: conceptual and structural design of steel and steel-concrete composite bridges.* New York: EPFL Press.

Hussein, S., Shaswar, H., & Österberg, T. (2011). *Jämförelse mellan en träbro och en betongbro: En LCA-analys med fokus på koldioxidutsläpp samt en LCC-analys.* Uppsala: Uppsala Universitet.

Lundström, E. (2005). *Projektering av träbroar: tre alternativ för utformning av ny bro vid Fårön, Piteå kommun.* Instutionen för samhällsbyggnad, Avdelningen för träbyggnad, Luleå. Hämtat från https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1025381/FULLTEXT01.pdf

Pousette, A., Norén, J., Peñaloza, D., Wiklund, U., & Pantze, A. (2014). *LCA för vägbro, Analys av en byggd betongöverbyggnad och en alternativ träöverbyggnad.* Borås: SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut.

Ronnebrant, R., & Glans, L.-Å. (1996). *Broprojektering - En handbok.* Borlänge: Vägverket.

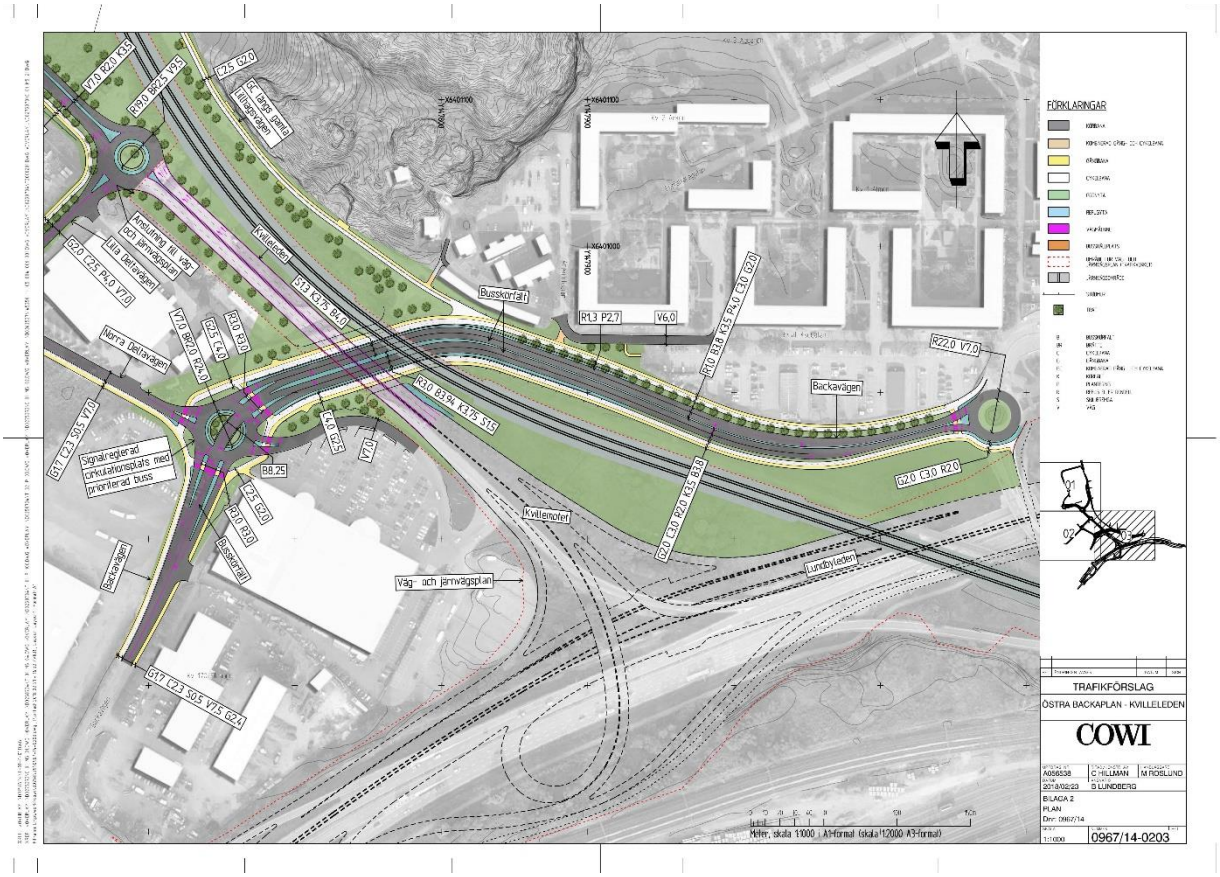
Samuelsson, B. (2020). *Arbetsskador inom byggindustrin 2019, bygg- och anläggning - privat sektor.* Luleå: Byggindustrins centrala arbetsmiljöråd.

Svensk Betong. (12 2021). *svenskbetong.se.* Hämtat från Alternativa bindemedel i betong: https://cms.betongarhallbart.se/wp-content/uploads/2022/01/svenskbetong_faktablad_alternativa_bindemedel_december_2021.pdf

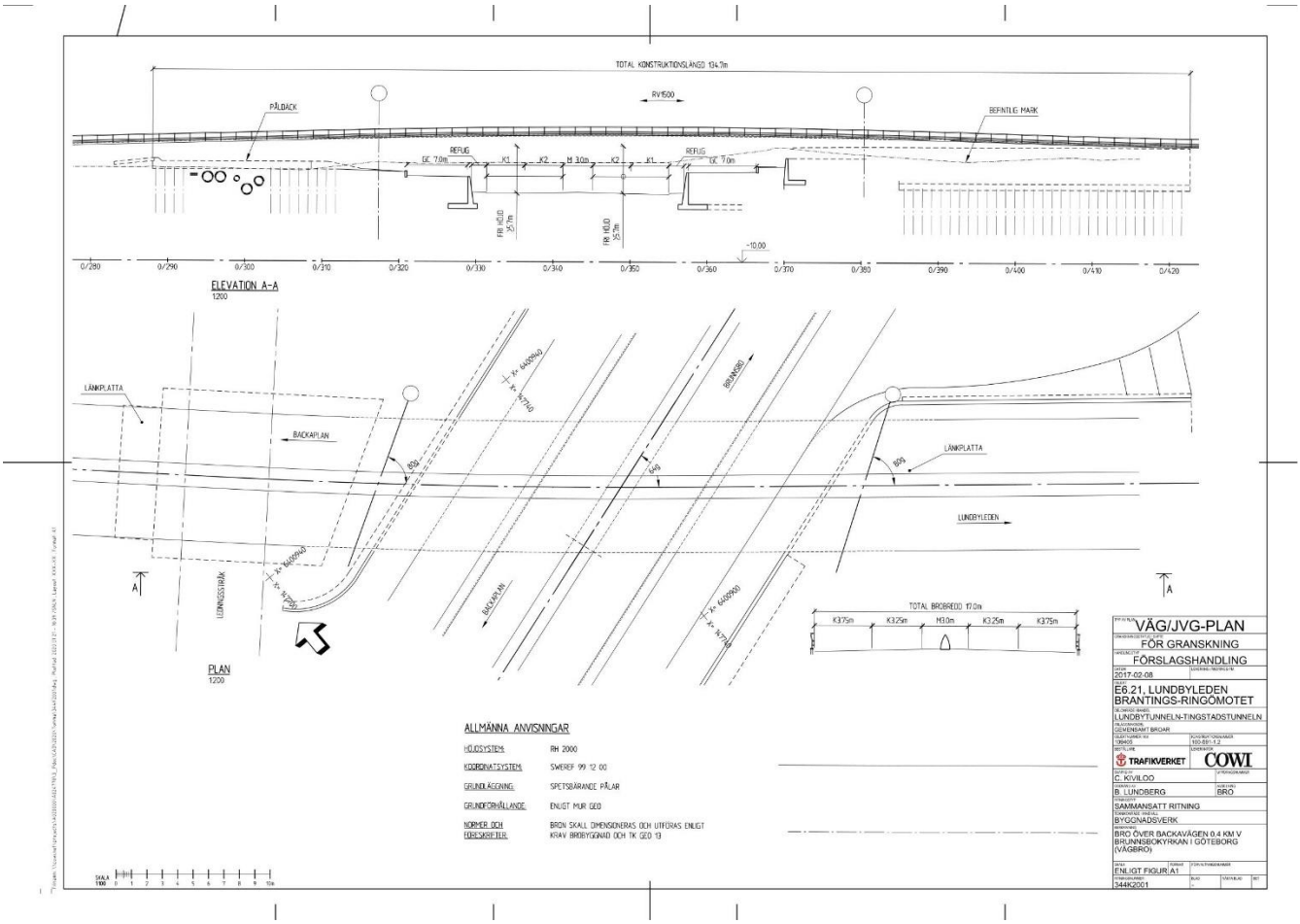
Svenska institutet för standarder. (2003). *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar.* (SS-EN 1991-2). Hämtat från https://www.sis.se/api/document/get/34672
Svenska institutet för standarder. (2008). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-5: Plåtbalkar.* (SS-EN 1993-1-5:2006). Hämtat från https://www-sis-se.proxy.lib.chalmers.se/api/document/get/66797
Svenska institutet för standarder. (2014). *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.* (SS-EN 1990). Hämtat från https://www-sis-se.proxy.lib.chalmers.se/api/document/get/32603
Svenska institutet för standarder. (2014). *Eurokod 1 - Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslast.* (SS-EN 1991-1-7:2006). Hämtat från https://www-sis-se.proxy.lib.chalmers.se/api/document/get/68297
Svenska institutet för standarder. (2015). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.* (SS-EN 1993-1-1:2005). Hämtat från https://www.sis.se/api/document/get/8013597
Svenska institutet för standarder. (2016). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.* (SS-EN 1992-1-1:2005). Hämtat från https://www-sis-se.proxy.lib.chalmers.se/api/document/get/66965
Svenska institutet för standarder. (2017). *Eurokod 4 - Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong - Del 2: Broar.* (SS-EN 1994-2:2005). Hämtat från https://www-sis-se.proxy.lib.chalmers.se/api/document/get/68884
Svensson, A. (2002). *Svensson, A. (2002). Undersökning av olika rostskydd hos armering och ingjutningsgods. In: Institutionen för teknik och naturvetenskap.* Institutionen för teknik och naturvetenskap. Linköping: Linköpings Universitet.
Tinnerstedt, G., & Winsnes Sunnemark, G. (2020). *Återvinning av betong.* Examensarbete 15 hp, Sveriges lantbruksuniversitet, SLU, Alnarp. Hämtat från https://stud.epsilon.slu.se/15525/14/winsnes_sunnermark_g_tinnerstedt_g_200513.pdf
TOBE. (2011). *TOBE® FR4 potlager.* [Produktblad].
Trafikverket. (2011). *TRVR Bro 11: Trafikverkets tekniska råd Bro.* Hämtat från https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/10752/RelatedFiles/2011_086_trvr_bro_11.pdf
Trafikverket. (2014). *BaTMan – Kodförteckning och beskrivning av brotyper.* Borlänge: Trafikverket.
Trafikverket. (2019). *Krav Brobyggande TDOK 2016-0204. v 3-0.*
Trafikverket. (2021). *Lundbyleden, delen Brantingsmotet–Ringömotet.* Trafikverket.
Trafikverket. (2022a). *Broprojekteringshandboken.* Trafikverket.
Trafikverket. (2022b). *Vägar och gators utformning VGU.* Hämtat från Trafikverket.se: https://www.trafikverket.se/for-dig-i-branschen/vag/Utformning-av-vagar-och-gator/vagar-och-gators-utformning-vgu/
TRVFS 2011:12. (u.d.). *Trafikverkets föreskrifter om ändring i Vägverkets föreskrifter (VVFS 2004:43) om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder.* Trafikverket. Hämtat från https://webapp.trafikverket.se/TRVFS/pdf/2011nr012.pdf
Vattenfall. (3 2022). *En ny ståltillverkningsprocess i syfte att eliminera koldioxid*. Hämtat från https://group.vattenfall.com/se/var-verksamhet/vagen-mot-ett-fossilfritt-liv/minska-industrins-

koldioxidutslapp/hybrit?gclid=Cj0KCQiA95aRBhCsARIsAC2xvfxzTyP94wy4yIFeKn_Ep7kaMWhfaME9QDf-32_enIhJVZ4OC6gGbHsaAoSqEALw_wcB
Vägverket. (1996). *Broprojektering.* Borlänge: Vägverket.
Westbom, H., & Lundgren, J. (2018). *Livscykelanalys på stommaterial, Examensarbete 15 högskolepoäng C-nivå.* Örebro: Örebro Universitet.

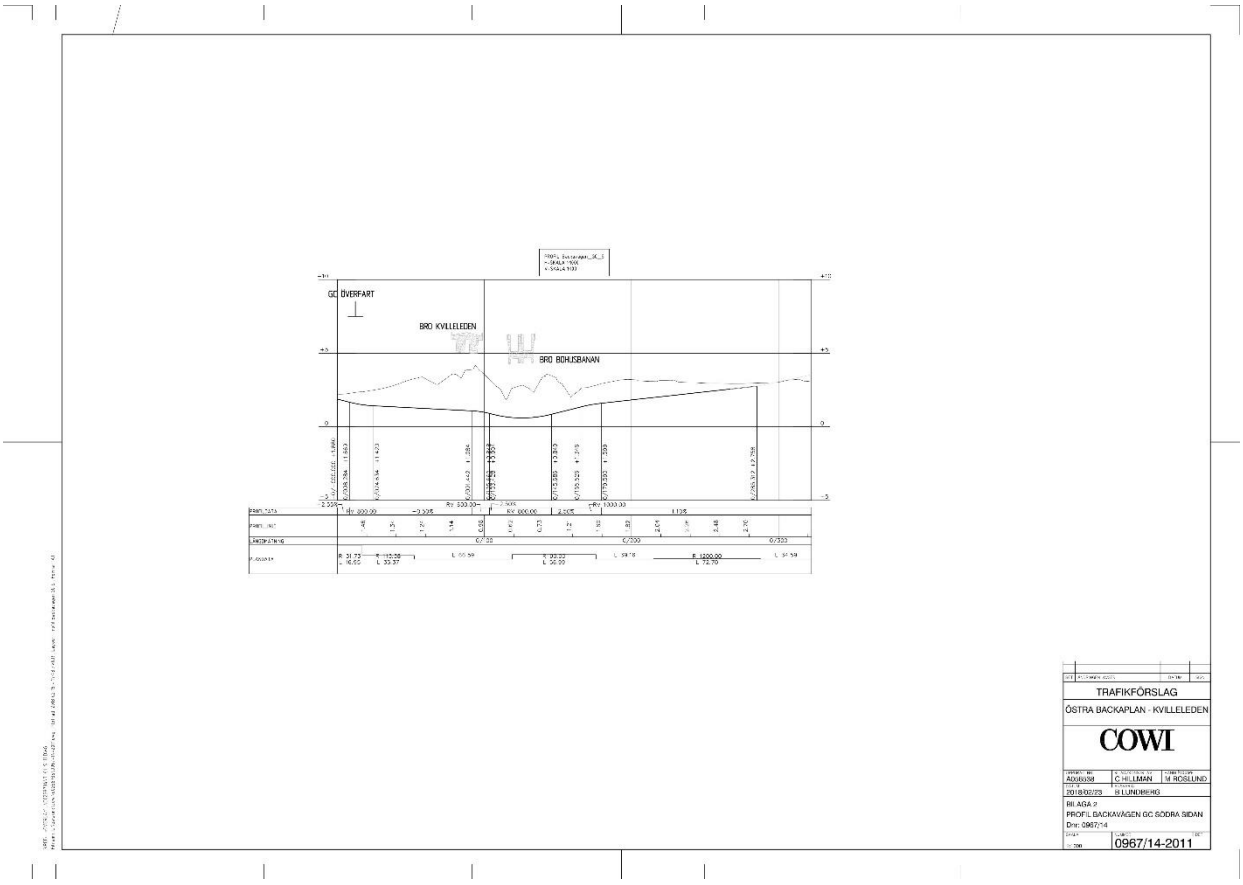
# Bilaga A, Planritningar och höjdprofiler: Underlag från COWI



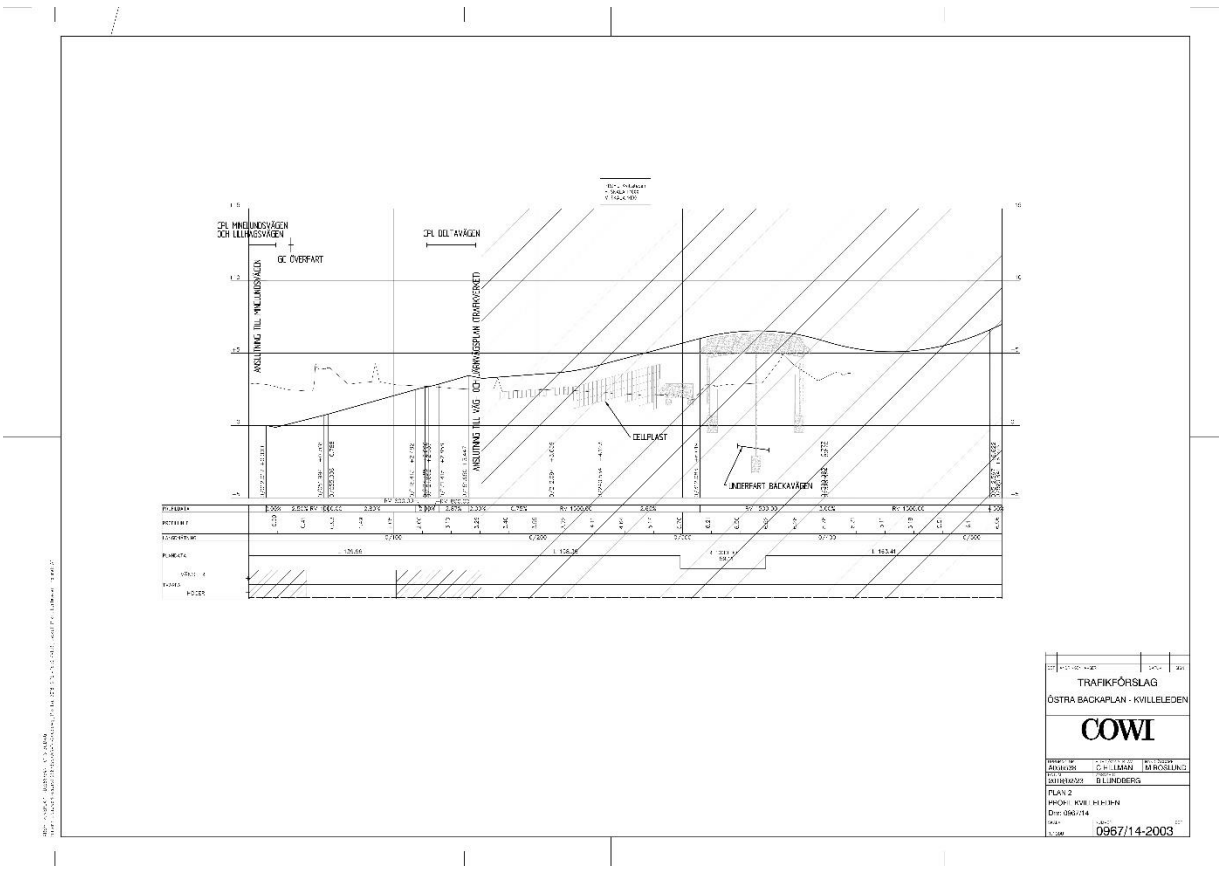

*Figur 1 Trafikförslag för östra Backaplan – Kvilleleden: Plan.*



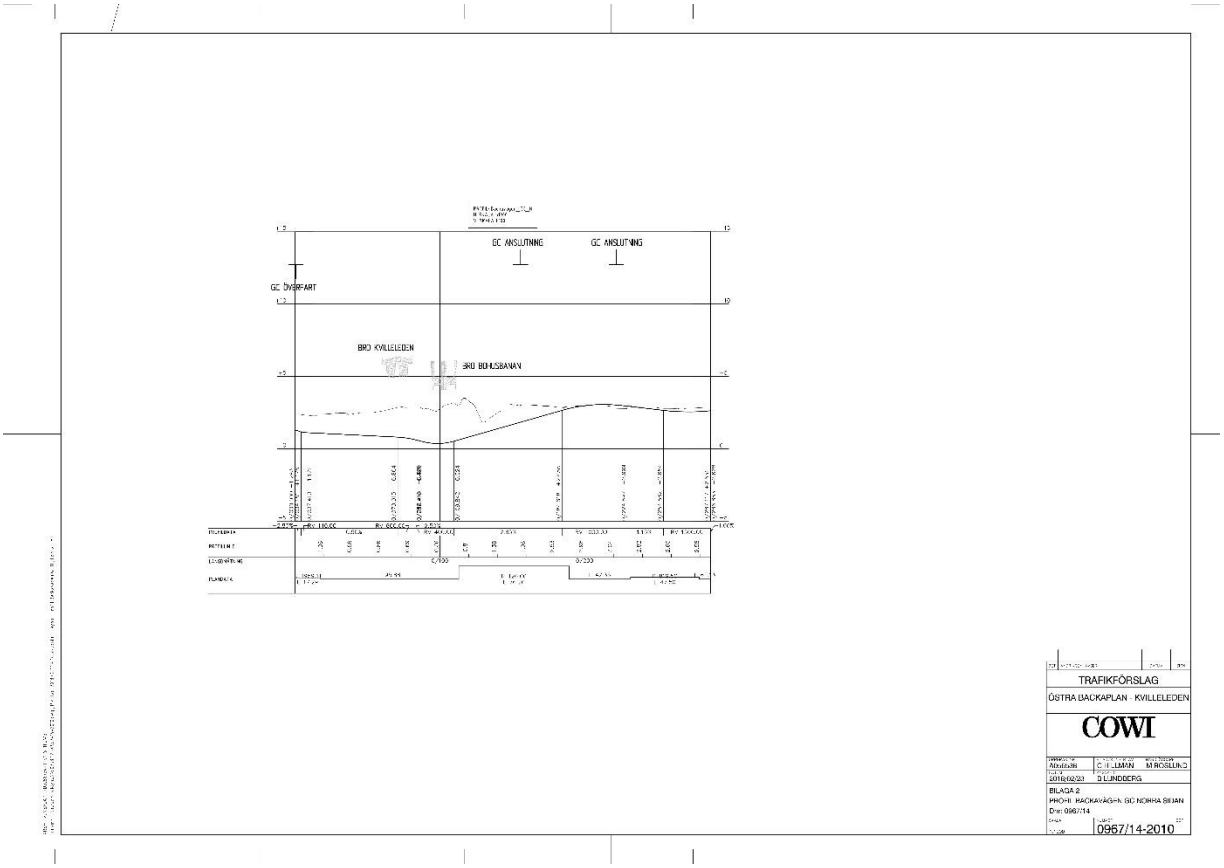

*Figur 2 Förslagshandling för bro över Backavägen.*



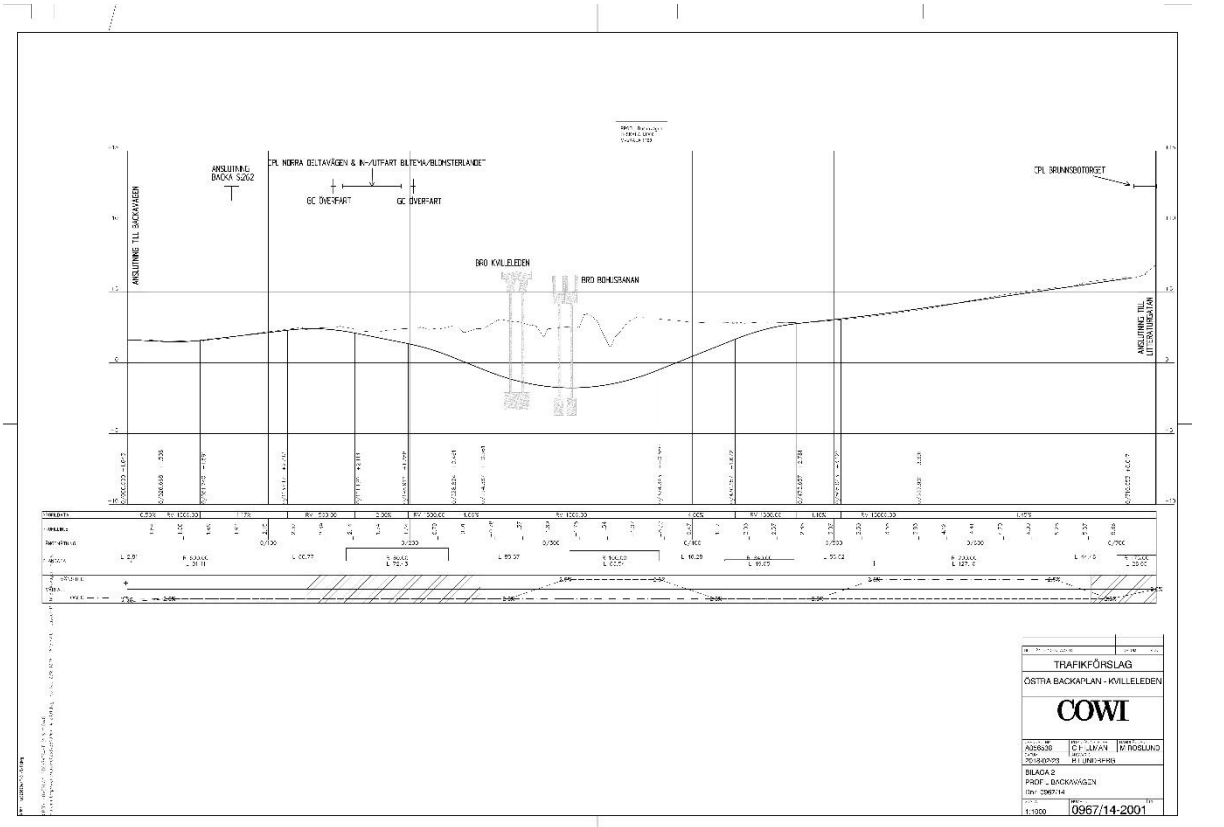

*Figur 3 Profil Backavägen GC-bana, södra sidan.*




*Figur 4 Profil Kvilleleden.*




*Figur 5 Profil Backavägen GC-bana, norra sidan.*




*Figur 6 Profil Backavägen.*

# Bilaga B, Preliminär dimensionering

# Innehållsförteckning


1 BERÄKNINGSGÅNG FÖR LASTER I TVÄRLED 6

1.1 Antal lastfält 6

1.2 Laster för dimensionering i tvärled 6

1.3 Filfaktorer 7

1.4 Beräkningsmodeller för moment och tvärkraft i tvärled 7

1.4.1 Beräkningsmodell 1 i tvärled, maxmoment i stöd A 8

1.4.2 Beräkningsmodell 2 i tvärled, maximal tvärkraft 10

1.4.3 Beräkningsmodell 3 i tvärled, maxmoment i fält 11

2 ANALYS I TVÄRLED 13

2.1 Dimensionering av betongfarbanan i ULS 13

2.2 Kontroll av betongfarbanan i SLS 18

2.2.1 Kontroll av spänningar SLS 20

2.2.2 Kontroll av sprickbredd SLS 21

2.2.3 Kontroll av nedböjning SLS 22

3 BERÄKNINGSGÅNG FÖR LASTER I LÄNGDLED 23

3.1 Beräkningsmodeller i längdled 23

3.1.1 Beräkningsmodell 1 längdled, Maxmoment i stöd 24

3.1.2 Beräkningsmodell 2 i längdled, Maxmoment i fält 25

3.1.3 Beräkningsmodell 3 i längdled, Maximal tvärkraft 26

3.2 Beräkningsgång för laster i gjutskedet 28

3.2.1 Beräkningsmodeller för gjutskedet 28

3.2.2 Beräkningsmodell 1 i gjutskedet, moment och tvärkraft 29

3.2.3 Beräkningsmodell 2 i gjutskedet, moment och tvärkraft 30

4 ANALYS I LÄNGDLED 33

4.1.1 Kontroll av Tvärsnittsklass för I-balkarna 41

4.1.2 Kontroll av momentkapacitet 42

4.1.3 Kontroll av tvärkraftskapacitet 45

4.1.4 Utformning av ändavstyvningar 46

4.2 Kontroll av I-balkar i gjutskedet 47

4.2.1 Kontroll av momentkapacitet 47

4.2.2 Kontroll av tvärkraftskapacitet 47

4.3 Kontroll av samverkanstvärsnittet i SLS 48

4.3.1 Kontroll av spänningar i samverkanstvärsnitt i SLS 48

4.3.2 Kontroll av sprickbredd i samverkanstvärsnittet i SLS 52

4.3.3 Kontroll av nedböjning i samverkanstvärsnittet i SLS 53

4.4 Detaljutformning av studs i ULS 54
4.5 Dimensionering av svetsar 56

5 DIMENSIONERING AV UNDERBYGGNAD 58
5.1 Dimensionering av mittstöd 58
5.2 Val av lager 62

# Nomenklatur

**Versaler**
$A_i$ – Area
$A_s$ – Dragarmeringens tvärsnittsarea
$A_{si}$ – En armeringsstångs tvärsnittsarea
$A_s{}'$ – Tryckarmeringens tvärsnittsarea
$E$ – Elasticitetsmodul
$F$ – Kraft
$I$ – Yttröghetsmoment
$L$ – Längd
$M$ – Moment
$M_{Ed}$ – Dimensionerande moment, lasteffekt
$M_{Rd}$ – Dimensionerande momentkapacitet
$N$ – Normalkraft
$P$ – Punklast
$Q_i$ – Punktlast
$R$ – Reaktionskraft
$RH$ – Relativ fuktighet
$S$ – Statiskt moment
$V$ – Tvärkraft
$V_{Ed}$ – Dimensionerande tvärkraft, lasteffekt
$V_{Rd}$ – Dimensionerande tvärkraftskapacitet
$W_{pl}$ – Plastiskt böjmotstånd

**Gemener**
$a$ – Centrumavstånd mellan armeringsstänger
$a$ – Svetsens a-mått
$b$ – Tvärsnittsbredd
$b_{eff}$ – Medverkande bredd
$b_i$ – Avstånd skjuvförbindare
$c$ – Täckskikt betong
$cc$ – Centrumavstånd armeringsstänger/studs
$d$ – Avstånd från den tryckta betongens kant till armeringslager
$d$ – Diameter studs
$d_g$ – Minsta stenstorlek i ballast
$e$ – Excentricitet
$f_{cd}$ – Dimensionerande värde för betongens tryckhållfasthet
$f_{ck}$ – Det karakteristiska värdet för betongens cylindertryckhållfasthet
$f_{cm}$ – Medelvärdet för betongens cylindertryckhållfasthet
$f_{yd}$ – Dimensionerande värde för armeringens sträckgräns
$f_{yk}$ – Det karakteristiska värdet för armeringens sträckgräns
$h$ – Tvärsnittshöjd
$h_0$– Ekvivalent tjocklek
$k$ – Faktor
$k_h$– Koefficient krypning
$q_i$– Utbredd last
$r$ – Radie

$s_{r,max}$ – Karakteristiskt sprickavstånd
$t$ – Avstånd till armeringlager
$t_i$– Tjocklek ändavtyvning
$u$ – Omkrets utsatt för torkning
$w_i$– Sprickbredd betong
$x$ – Tyngdpunkt av tvärsnitt i tvärled
$z$ – Tyngdpunkt av tvärsnitt i längdled

**Övriga**
$\alpha_i$ – Reduktionsfaktor last
$\alpha$ – Faktor för omvandling av ekvivalent tvärsnitt
$\alpha_{eff}$ – Värde som beskriver förhållandet mellan betongens och stålets E-moduler
β – Koefficient tryckblock
$\beta_{fcm}$ – Faktor som tar hänsyn till betongens
$\beta_{t,0}$ – Faktor som tar hänsyn till betongens ålder då pålastning sker
$\beta_{RH}$ – Faktor som tar hänsyn till relativ fuktighet
$\varepsilon$ – Töjning
$\varepsilon_{ca}$ – Slutliga värdet på autogen krympning
$\varepsilon_{cd}$ – Slutliga värdet på uttorkningskrympning
$\varepsilon_{cdi}$ – Grundvärdet på uttorkningskrympning
$\varepsilon_{cs}$ – Det slutliga krympmåttet
$\varepsilon_{cu}$ – Töjningen i stål vid maximilast
$\varepsilon_s$ – Töjning i dragarmeringen
$\varepsilon_{sy}$ – Armeringens flyttöjning
$\varepsilon'_s$ – Töjning i tryckarmeringen
$\gamma_c$ – Partialkoefficient för betong
$\gamma_i$ – Partialkoefficient
$\gamma_s$ – Partialkoefficient för stål
$\kappa_\tau$ – Bucklingskoefficient
λ – Slankhet
$\bar{\lambda}$ – Slankhetsparameter
$\rho_i$ – Densitet
$\varphi$ – Kryptal
$\varphi_{RH}$ – Faktor som tar hänsyn till relativ fuktighet
$\varphi_{slut}$ – Den slutliga krympningen
Θ – Lutning
$\emptyset_i$ – Diameter armeringsjärn
$\tau$ – Skjuvspänning
σ – Spänning
$\psi_i$ – Korrigeringsfaktor last
$\psi_L$ – Krypfaktor ständig last
$\nu$ – Poissons tal
δ – Koefficient

# 1 Beräkningsgång för laster i tvärled

## 1.1 Antal lastfält

Bron kommer dimensioneras utifrån 5 potentiella lastfält enligt SS-EN-1991-2. Beräkningsmodellerna i Trafikverkets dimensioneringsdokument erhålls genom att anta att varje lastfält är 3 meter brett. Med en brobredd om 17 meter för denna samverkansbro kan 5 hela lastfält placeras ut samt ett lastfält som är 66% av ett fullt lastfält. Laststorlekarna för vardera lastfält erhålls i Tabell 1 i nästa avsnitt där de korrigerade laststorlekarna efter normerna i TRVFS 2011:12 erhålls i Tabell 2.

## 1.2 Laster för dimensionering i tvärled

För att kunna estimera egentyngden hos brobaneplattan samt beläggning har tjockleken 0,3 meter antagits för plattan och 0,1 meter för beläggningen. Kantbalkarna placeras utmed kanterna på broplattan och har geometrin 0,4x0,4 meter.

Brons bredd om 17 meter medför att fem lastfält kan appliceras i beräkningsmodellen för LM1 enligt SS-EN 1991-2. Alla laster för analys i tvärled har beräknats utifrån en meterstrimla i längdled där lasterna för respektive lastfält i Tabell 1 korrigeras med α–faktorn i Tabell 2Laststorlekarna för egentyngden beräknas med tungheterna 25kN/m$^3$ och 23 kN/m$^3$ för betongplattan respektive beläggningen.

*Tabell 1 Laststorlekar för respektive last i beräkningsmodellerna för tvärledsanalys, värdena är tagna från EN 1991–2.*

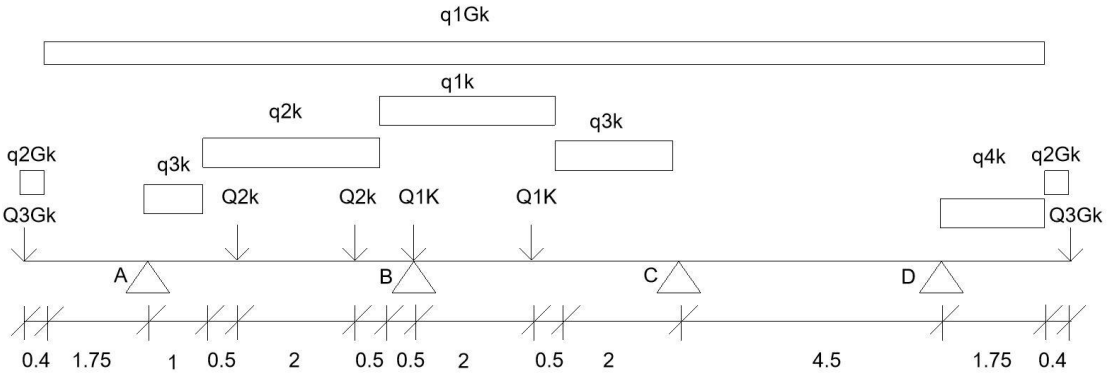
| ***Lastnamn*** | ***Lasttyp*** | ***Benämning*** | ***Storlek på laster*** |
|---|---|---|---|
| Egentyngd brobaneplatta | *Utbredd* | *q1Gk* | 9,8 kN/m |
| Egentyngd kantbalkar | *Utbredd* | *q2Gk* | 10 kN/m |
| Egentyngd räcke | *Punktlast* | *Q3Gk* | 0,5 kN |
| Lastfält 1 | *Utbredd* | *q1k* | 9 kN/m |
| Lastfält 1, Boggilast | *Punklast* | *Q1k* | 150 kN |
| Lastfält 2 | *Utbredd* | *q2k* | 2,5 kN/m |
| Lastfält 2, Boggilast | *Punktlast* | *Q2k* | 100 kN |
| Resterande lastfält | *Utbredd* | *q3k* | 2,5 kN/m |

*Tabell 2 Korrigerade laststorlekar med Trafikverkets anpassningsfaktorer i tabell 7.1 i* TRVFS 2011:12.

| ***Benämning, lasttyp*** | **α-faktorer** | ***Storlek* α-faktorer *(-)*** | ***Storlek på korrigerad last*** |
|---|---|---|---|
| *q1k* | $\alpha_{q1}$ | 0,7 | 6,3 kN/m |
| *Q1k* | $\alpha_{Q1}$ | 0,9 | 135 kN |
| *q2k* | $\alpha_{q2}$ | 1 | 2,5 kN/m |
| *Q2k* | $\alpha_{Q2}$ | 0,9 | 90 kN |
| *q3k* | $\alpha_{q3}$ | 1 | 2,5 kN/m |

## 1.3 Filfaktorer

Principen med filfaktorer är att bestämma hur stor andel av den totala lasten som en balk bär vid en kritisk lastsituation i tvärled. Filfaktorerna bestäms utifrån det lastfall som ger upphov till den största stödreaktionen i något av stöden där varje lasttyp erhåller en filfaktor. Lastkombinationen delas upp i tre olika lasttyper, utbredda trafiklaster, boggi-laster samt brobaneplattans egentyngd.




*Figur 1 Överskådlig bild av beräkningsmodell för filfaktorer.*

Beräkningsmodellen i Figur 1 delas upp i tre olika lasttyper, trafiklast linjelast, trafiklast boggilast samt egentyngd. Separat analys gjordes för varje lasttyp i beräkningsmodellen för att erhålla tre korresponderande filfaktorer till de olika lasttyperna. Filfaktorerna presenteras i Tabell 3.

*Tabell 3, filfaktorer med krafter framtagna med det finita element-tillägget CALFEM i matlab, se matlabkod i Bilaga C.*

| **Laster som analyseras** | **Stödkraft i stöd B [kN]** | **Total pålagd last [kN]** | **Filfaktor** |
|---|---|---|---|
| **Boggilaster** | 354,4 | 450 | 0,788 |
| **Utbredd trafiklast** | 23,4 | 38,3 | 0,611 |
| **Egentyngd** | 42,7 | 174,6 | 0,245 |

## 1.4 Beräkningsmodeller för moment och tvärkraft i tvärled

Beräkningmodellernas syfte är att illustrera de olika lastfall som blir dimensionerande för bron med avseende på tvärkraft samt moment. Beräkningsmodellerna utgår från systemmodellen i Kapitel 11 i huvuddelen av rapporten och har således samma randvillkor.

Kapitel 1.4.1–1.4.3 avser de värsta tänkbara lastkombinationerna för betongfarbanan i tvärled och kommer användas vid dimensioneringen i tvärled. Analyserna för de olika lastfallen har gjorts med lastkombinationer i brottgräns-, karakteristiskt-, frekvent- och kvasipermanent-tillstånd. Lastfallen utgår från ekvationerna 6.10a, 6.10b, 6.14b, 6.15b samt 6.16a från SS-EN 1990 som redovisas nedan där faktorerna i ekvationerna är de som redovisas i Tabell 4 och 5.

*Brottgränstillstånd, ULS*

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

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

*Karakteristisk lastkombination, SLS*

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

*Frekvent lastkombination, SLS*

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

*Kvasipermanent lastkombination, SLS*

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

*Tabell 4 Korrigeringsfaktorer för olika lastkombinationer enligt SS-EN 1990*

| Beteckning | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|---|---|---|---|
| Boggi-system (punktlaster) | 0,75 | 0,75 | 0 |
| Jämnt utbredd last | 0,4 | 0,4 | 0 |

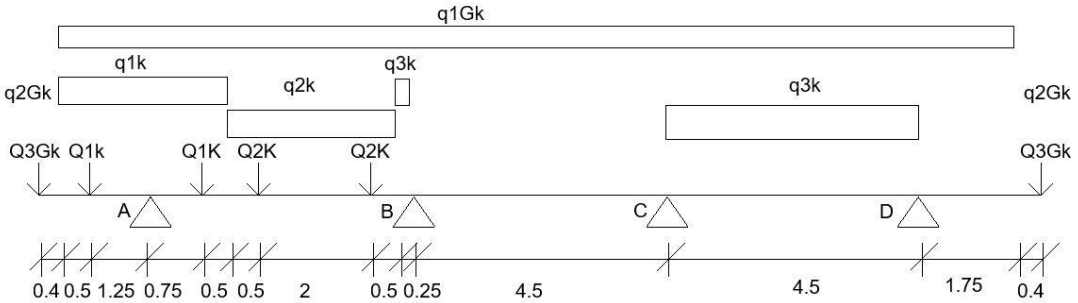
*Tabell 5 Korrigeringsfaktorer för huvud/sekundärlast, från SS-EN 1990*

| Beteckning | Faktor |
|---|---|
| $\gamma_G$ | 1,35 |
| $\gamma_Q$ | 1,5 |
| $\varepsilon_i$ | 0,85 |

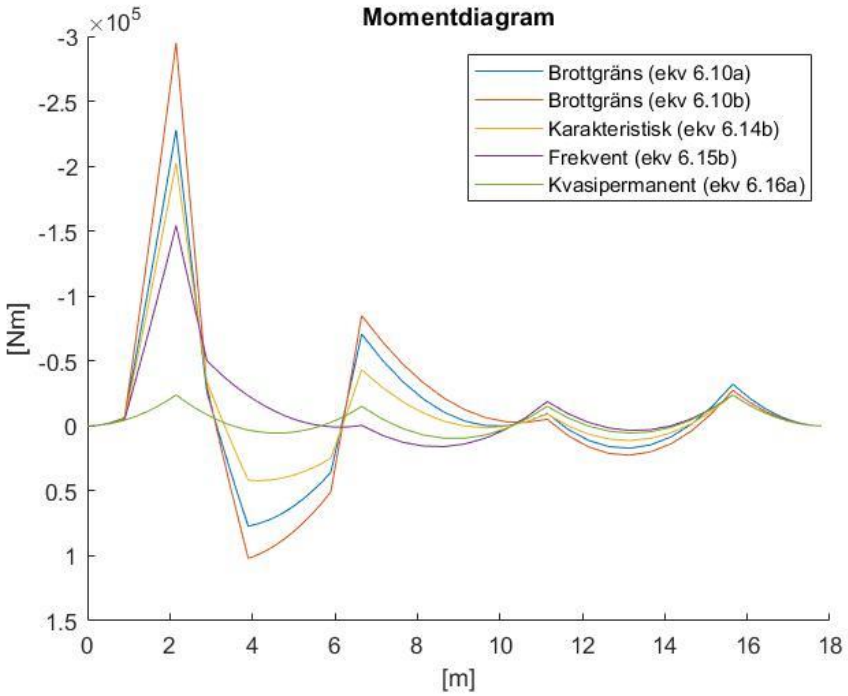
I beräkningsmodellerna är trafiklasten den enda variabla lasten, därav ansätts alla lastfält till att vara huvudlaster.

### 1.4.1 Beräkningsmodell 1 i tvärled, maxmoment i stöd A

I detta avsnitt presenteras beräkningsmodellen för maxmoment i något stöd på brobaneplattan, se Figur 2. För brobaneplattan uppstår maxmoment vid stöd A. Under beräkningsmodellen illustreras ett momentdiagram som beaktar lastkombinationerna presenterade i avsnitt 1.4, se Figur 3. För värden på maximalt moment och dess position från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 2 se Tabell 6.




*Figur 2 Beräkningsmodell 1 i tvärled, maxmoment i stöd A.*



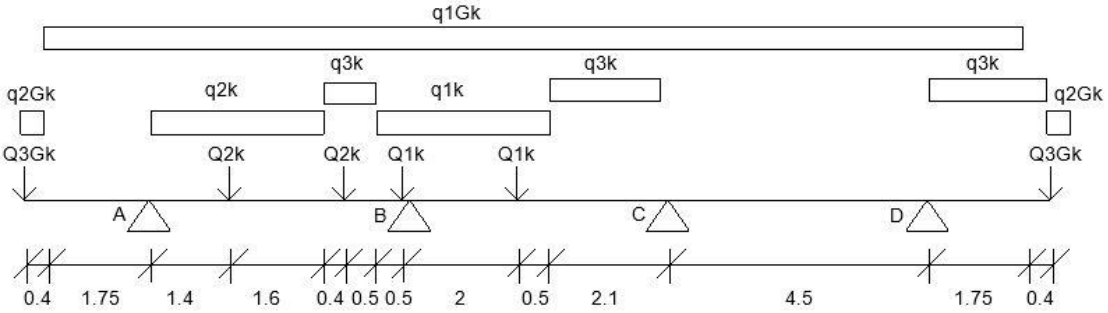

*Figur 3 Momentfördelning för Beräkningsmodell 1 i tvärled. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 6 Maxmoment med korresponderande x-koordinat för beräkningsmodell 1 i tvärled. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab. se Bilaga C.*

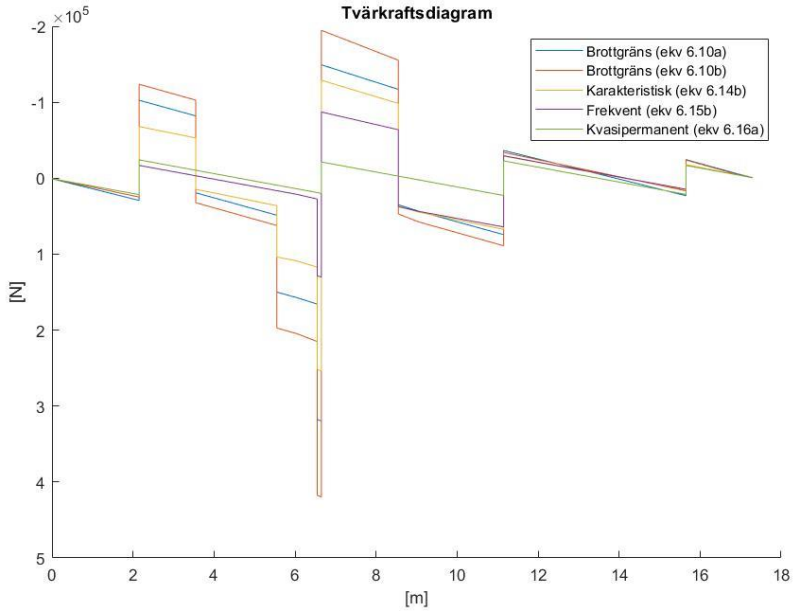
| **Lasttyp [m]** | **x-koordinat** | **Maxmoment [kNm]** |
|---|---|---|
| **Brottgräns (6.10a)** | **2,15** | **-227,9** |
| **Brottgräns (6.10b)** | **2,15** | **-295,0** |
| **Karakteristisk** | **2,15** | **-202,3** |
| **Frekvent** | **2,15** | **-154,4** |
| **Kvasi** | **2,15** | **-23,9** |

### 1.4.2 Beräkningsmodell 2 i tvärled, maximal tvärkraft

I detta avsnitt presenteras beräkningsmodellen för den maximala tvärkraften som uppstår någonstans på betongfarbanan, se Figur 4. Under beräkningsmodellen illustreras ett tvärkraftsdiagram, se Figur 5, för diverse lastkombination som presenterats i avsnitt 1.4. För värden på maximal tvärkraft och dess position från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 4 se Tabell 7.




*Figur 4 Beräkningsmodell 2 i tvärled, maximal tvärkraft som verkar på betongplattan.*



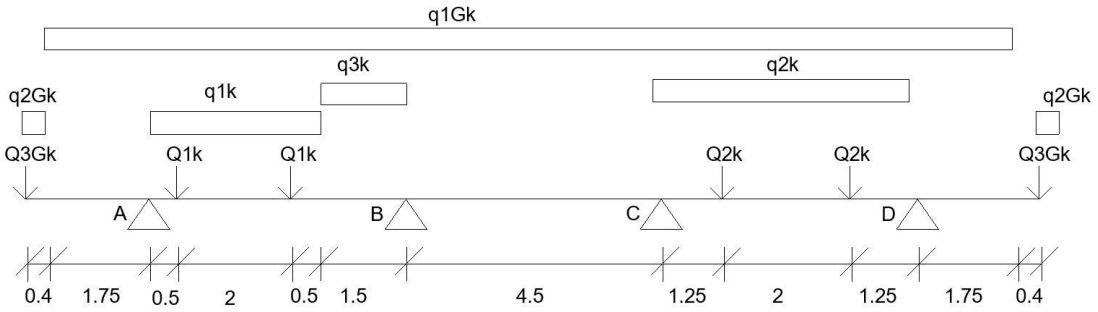

*Figur 5 Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 2 i tvärled, illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 7 Maximal tvärkraft med korresponderande x-koordinat för beräkningsmodell 2 i tvärled. Beräknade med finita elementpraogrammet Calfem i Matlab, se Bilaga C*

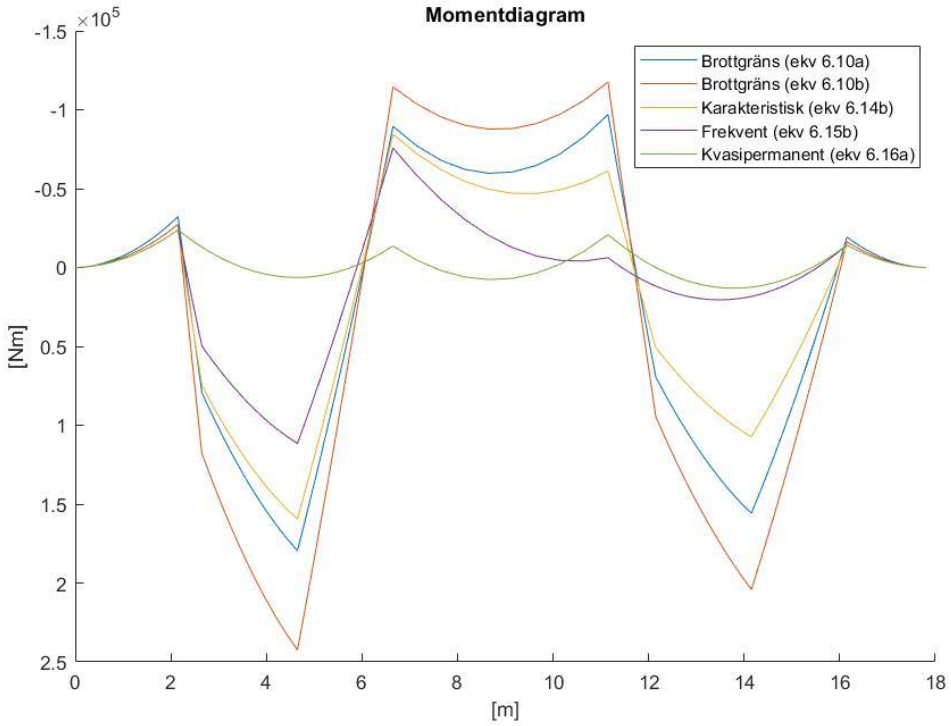
| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Tvärkraft max [kN]** |
|---|---|---|
| **Brottgräns (6.10a)** | **6,65** | **319,6** |
| **Brottgräns (6.10b)** | **6,65** | **419,9** |
| **Karakteristisk** | **6,65** | **253,8** |
| **Frekvent** | **6,65** | **130,1** |
| **Kvasi** | **6,65** | **24,0** |

### 1.4.3 Beräkningsmodell 3 i tvärled, maxmoment i fält

I detta avsnitt presenteras beräkningsmodellen för maxmoment i fält, se Figur 6. För brobaneplattan uppstår maxmoment mellan stöd A och B. Under beräkningsmodellen illustreras ett momentdiagram som utgår från lastkombinationer 1.4, se Figur 7. För värden på maxmoment i fält och dess position i längdled från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 6 se Tabell 8.




*Figur 6 Beräkningsmodell 3 i tvärled, maxmoment i fält.*




*Figur 7 Momentdiagram för Beräkningsmodell 3 i tvärled illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 8 Maxmoment med korresponderande x-koordinat för beräkningsmodell 3 i tvärled. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab se Bilaga C.*

| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Moment max [kNm]** |
|---|---|---|
| **Brottgräns (6.10a)** | **4,65** | **176,1** |
| **Brottgräns (6.10b)** | **4,65** | **238,2** |
| **Karakteristisk** | **4,65** | **159,4** |
| **Frekvent** | **4,65** | **110,6** |
| **Kvasi** | **4,65** | **5,5** |

# 2 Analys i tvärled

## 2.1 Dimensionering av betongfarbanan i ULS

Nedan redovisas beräkningar för dimensionering av betongfarbanan i tvärled. Vid beräkning i tvärled dimensioneras 1m av plattan i längdled.

***Dimensionerande laster:***

Över stöd:
$V_{Eds} = 420 * 10^3\ N$ (Dimensionerande tvärkraft i brottgräns vid stöd ur Tabell 7)
$M_{Eds} = 295 * 10^3\ Nm$ (Dimensionerande moment i brottgräns vid stöd ur Tabell 6)

I fält:
$M_{Edf} = 238{,}2 * 10^3\ Nm$ (Dimensionerande moment i brottgräns ur Tabell 8)

***Materialegenskaper betongplatta:***
*Bärande konstruktioner, Del 1*

Betong C45/55
$f_{ctm} = 3{,}8 * 10^6\ Pa$
$f_{ck} = 45 * 10^6\ Pa$
$\gamma_c = 1{,}5$
$E_{cm} = 36 * 10^9\ Pa$

Armering B500B
$f_{yk} = 36 * 10^9\ Pa$
$\gamma_s = 1{,}15$
$E_s = 200 * 10^9\ Pa$

***Framtagning av dimensionerande materialegenskaper***
*Bärande konstruktioner, Del 1 ( B2)*
$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 30\ MPa$ (dimensionerande tryckhållfasthet betong)
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435\ MPa$ (dimensionerande hållfasthet stål)

## Placering av armering

*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap B4.3.4)*

***Minsta tillåtna täckskikt:***

$c_{min} = 0{,}025\ m$ (Minsta tillåtna täckskikt)

$c_{dev} = 0{,}010\ m$

$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 0{,}035$ m (nominellt värde på täckskikt)

***Minsta centrumavstånd mellan armeringsstänger***

$d_g = 0{,}02\ m$ (största stenstorlek i ballasten)

$a_{min} = \max(\emptyset, d_g + 0.005, 0.02) = 0{,}025$ m (minsta centrumavstånd)

***Uppskattad erforderlig armeringsmängd i tvärsnittet vid stöd:***

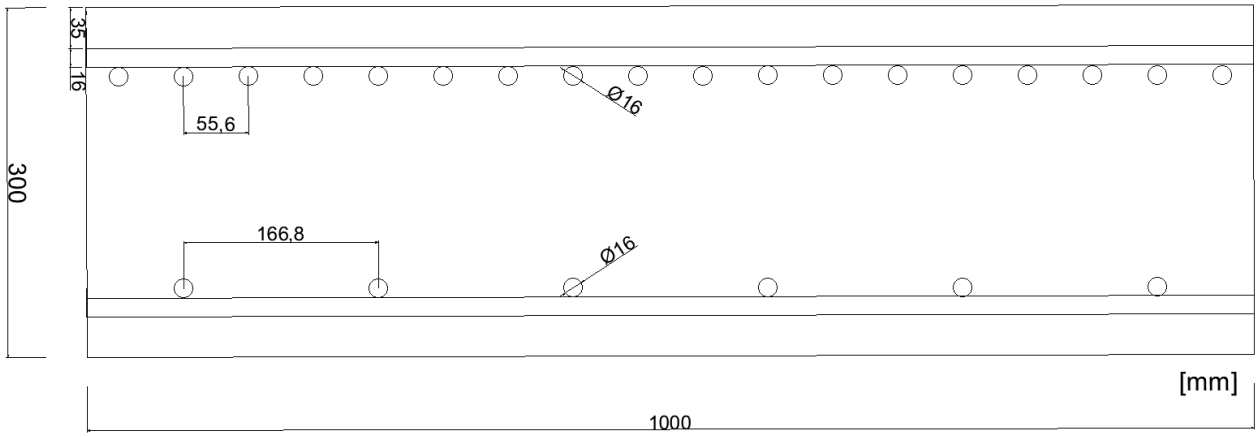
*Bärande konstruktioner: del 1 (Avsnitt B4.3)*

$A_{si} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi = 0{,}2 * 10^{-3}\ m^2$ (Area en armeringsstång)

$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z} \rightarrow n = \frac{As}{Asi} = \frac{M_{Eds}}{f_{yd} * (0{,}9 * d) * Asi} = 14st$ (Uppskattat antal armeringsstänger)

# Ansatt tvärsnitt och kontroller över stöd

I en iterativ process ansätts ett betongtvärsnitt med minst 14 armeringsstänger (dragna) och dess kapacitet beräknas. Kapaciteten jämförs med lasterna. Tvärsnittet är tillräckligt dimensionerat om $M_{Rd} > M_{Ed}$ och $V_{Rd} > V_{Ed}$ . I Figur 8 visas det dimensionerade betongtvärsnittet över stöd. Nedan redovisas även beräkningarna för kapaciteten och övriga kontroller.




*Figur 8 Illustration av ansatt tvärsnitt över stöd.*

| | |
|---|---|
| $b = 1\ m$ | (bredd betong) |
| $h_c = 0{,}3\ m$ | (tjocklek betong) |
| $d' = 0{,}059\ m$ | (avstånd till tryckarmering från överkant) |
| $d = 0{,}241\ m$ | (avstånd till dragarmering från överkant) |
| $\emptyset = 16mm$ | (diameter armeringsstål) |
| $A_s' = 0{,}0012\ m^2$ | (area armeringsstål i tryck) |
| $A_s = 0{,}0036\ m^2$ | (area armeringsstål i drag) |

## Beräkning av betongtvärsnittets momentkapacitet

Tvärsnittets kapacitet beräknas som ett förenklat rektangulärt tvärsnitt.
*Bärande konstruktioner, Del 1 (B5.5)*

***Jämvikt:***

$\alpha * f_{cd} * b * x + \sigma'_s * A_s' = A_s * \sigma_s$ (jämvikt av tvärsnitt)

$M_{Rd} = \alpha * f_{cd} * b * x * (d - \beta * x) + \sigma'_s * A'_s * (d - d')$ (momentkapacitet)

$\alpha = 0{,}81$

$\beta = 0{,}416$

***Deformationsvillkor:***

$\varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu}$ (töjning tryckarmering(stukning))

$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_{cu}$ (töjning dragenarmering)

***Arbetskurvor stål***

$\sigma = E_s * \varepsilon_s$ för $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$ (linjärelastisk arbetskurva)

$\sigma = f_{yd}$ för $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$ (stålet flyter, flytgräns)

$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2 * 10^3$

***Antagande: all armering flyter:***

$\alpha * f_{cd} * b * x + f_{yd} * A'_s = A_s * f_{yd} \rightarrow löser\ ut\ x \rightarrow x = 0{,}0432$

- ➔ $\varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} = -0{,}0013 \leq \varepsilon_{sy} \rightarrow antagande\ stämmer\ INTE$
- ➔ $\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_{cu} = 0{,}016 \geq \varepsilon_{sy} \rightarrow antagande\ stämmer$

***Antagande: dragarmeringen flyter och tryckarmeringen är linjärelastisk:***

$\alpha * f_{cd} * b * x + E_s * \left(\frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu}\right) * A_s' = A_s * f_{yd} \rightarrow löser\ ut\ x \rightarrow x = 0{,}0627$

- ➔ $\varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu} = 0{,}0002 \leq \varepsilon_{sy} \rightarrow antagande\ stämmer$
- ➔ $\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * \varepsilon_{cu} = 0{,}010 \geq \varepsilon_{sy} \rightarrow antagande\ stämmer$

***Antagande stämmer och momentkapaciteten kan beräknas:***

$M_{Rd} = \alpha * f_{cd} * b * x * (d - \beta * x) + E_s * \left(\frac{x-d'}{x} * \varepsilon_{cu}\right) * A'_s * (d - d') = 336\ kNm$

$M_{Ed} < M_{Rd} \rightarrow \boldsymbol{OK!\ Momentkapaciteten}$ är $\boldsymbol{tillr}$ä$\boldsymbol{cklig}$

## Beräkning av betongtvärsnittets Tvärkraftskapacitet

***Kontroll av livtryckskapacitet:***
*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. B6.3)*

$V_{Rdl} = 0{,}5 * v * f_{cd} * b * d = 1{,}7\ MN$
$v = 0{,}6 * (1 - \frac{f_{ck}[MPA]}{250})$

***Kontroll Skjuvglidbrott:***
$V_{Rds} = C_{Rdc} * k * (100 * \delta * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b * d = 1{,}2MN$
$C_{Rdc} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = 0{,}12$
$k = max\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}}, 2{,}0\right) = 2$
$A_{sd} = 18 * A_{si} = 0{,}0036$ (armering i dragzon)
$\delta = \max\left(\frac{A_{sd}}{b*d}, 2{,}0\right) = 2{,}0$

$V_{Ed} < V_{Rds} < V_{Rdl} \rightarrow \boldsymbol{OK}!\ \boldsymbol{tv}$ä$\boldsymbol{rsnittskapaciteten}$ ä$\boldsymbol{r\ tillr}$ä$\boldsymbol{cklig}$

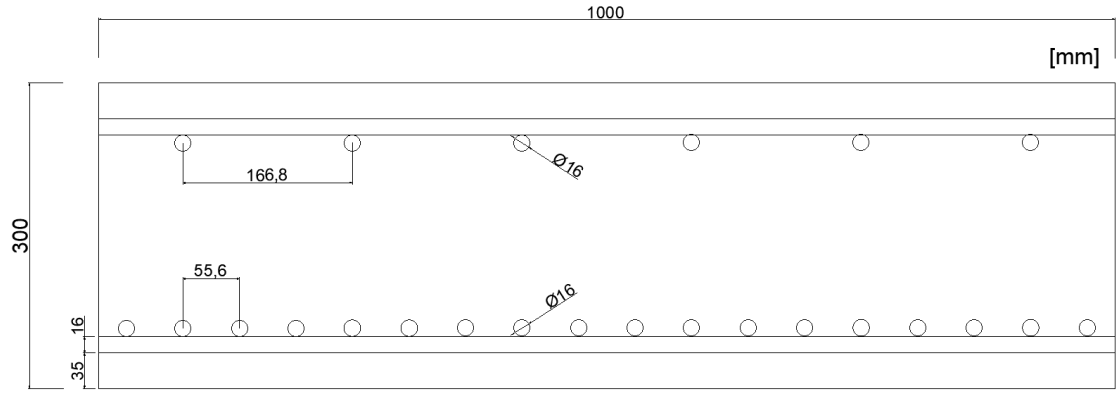
## Kontroll av armeringsmängd och verkningssätt

***Kontroll armeringsmängd:***
*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. B4.3.2)*
$A_{smin} = 0{,}26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) * bt * d = 4{,}7 * 10^{-4}\ m^2$ (minsta armeringsmängd)
$A_{smax} = 0{,}04 * b * h = 0{,}012\ m^2$ (högsta armeringsmängd)
$A_{smin} < A_s < A_{smax} \quad \rightarrow\ OK!$

***Kontroll verkningssätt:***
*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap B5.4)*
$x < 0{,}35 * d$ för ett segt verkningssätt
$x = 0{,}0627m$
$0{,}35 * d = 0{,}0843$
$x < 0{,}35 * d \rightarrow tvärsnittet\ har\ ett\ \boldsymbol{segt}\ verkningssätt$

# Ansatt tvärsnitt i fält

I fält ansätts ett spegelvänt tvärsnitt. Tvärsnittet har samma moment- och tvärkraftskapacitet och kommer därmed klara lasten i fält.




*Figur 9 Illustration av ansatt tvärsnitt i fält.*

## Tvärsnittens Utnyttjandegrad

$$utnyttnjandegrad = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$$

$$utnyttnjandegrad = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$$

*Tabell 11 Utnyttjandegrad av betongplatta i tvärled.*

| Utnyttjandegrad | I fält | Över stöd |
|---|---|---|
| Moment | 73% | 84% |
| Tvärkraft | - | 35% |

## 2.2 Kontroll av betongfarbanan i SLS

### Långtidseffekter

*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. B2.1.5–6)*

***Krypning:***

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5{,}56$ (relaterar materialens elasticitetsmoduler)
$RH = 80\ \%$ (omgivningens relativa luftfuktighet)
$\beta_{fcm} = 2{,}31$ (faktor)
$\beta_{t,0} = 0{,}48$ (faktor)
$u = 2 * (h_c + b) = 2{,}6\ m$ (omkrets av tvärsnittet som utsätts för uttorkning)
$h_0 = \frac{2*A_c}{u} = 0{,}23\ m$ (ekvivalent tjocklek)

$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1*\sqrt[3]{h_0}} * \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0{,}7}\right) * \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0{,}2} = 1{,}211$ då $f_{cm} > 35\ MPa$ (faktor)
$\varphi_{slut} = \varphi_{RH} * \beta_{fcm} * \beta_{t,0} = 1{,}3428$ (slutligt kryptal)
$\alpha_{eff} = \alpha * (1 + \varphi_{slut}) = 13{,}02$ (krypningen beaktas genom denna faktor)

***Krympning:***

$k_h = 0{,}8192$ då $0{,}2\ m < h_0 \leq 0{,}3\ m$ (koefficient, erhållen genom interpolering)
$\beta_{RH} = 0{,}756$ (faktor)
$\varepsilon_{cdi} = 0{,}297 * 10^{-3}$ (grundvärde för uttorkning, cementklass N)
$\varepsilon_{ca} = 0{,}0875 * 10^{-3}$ (slutlig autogen krympning)

$\varepsilon_{cd} = k_h * \beta_{RH} * \varepsilon_{cdi} = 1{,}8394 * 10^{-4}$ (slutlig uttorkningskrympning)
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 2{,}7144 * 10^{-4}$ (slutligt krympmått)

## Tvärsnittskonstanter (Stadium 1 – osprucket tvärsnitt)

$A_c = b * h_c = 0{,}30\ m^2$ (betongens tvärsnittsarea, studerar meterstrimla)
$x_{tp} = \frac{h_c}{2} = 0{,}15\ m$ (betongtvärsnittets tyngdpunkt, armeringens bidrag försummas)
$I_c = \frac{b*h_c^3}{12} = 0{,}0022\ m^4$ (tvärsnittets yttröghetsmoment, armeringens bidrag försummas)

## Tvärsnittskonstanter (Stadium 2 - sprucket tvärsnitt)

$\frac{b*x^2}{2} + (\alpha_{eff} - 1) * A'_s * (x - d') = \alpha_{eff} * A_s * (d - x)$ ger $x = 0{,}1064\ m$
(erhåller tyngdpunkten från ytmomentjämvikt)
$I_{II,eff} = \frac{b*x^3}{3} + (\alpha_{eff} - 1) * A'_s * (x - d')^2 + \alpha_{eff} * A_s * (d - x)^2 = 0{,}0013\ m^4$
(effektivt yttröghetsmoment)
$A_{II,eff} = b * x + (\alpha_{eff} - 1) * A'_s + \alpha_{eff} * A_s = 0{,}168\ m^2$
(effektiv tvärsnittsarea)

## Sprickbildning

*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. B3.5.3)*

Tvärsnittet spricker när $M_{Ed,ka} \geq M_{cr}$ (sprickkriterier, karakteristisk kombination enligt tabell 6 & 8)

$k = \max\left(1{,}6 - \frac{h_c}{1000}, 1{,}0\right) = 1{,}3$ (faktor)
$f_{ct,fl} = k * f_{ctm} = 4{,}94\ MPa$ (betongens böjdraghållfasthet)
$\sigma_{c,cr} = \frac{M_{cr}}{I_c} * z$ där $\sigma_{c,cr} = f_{ct,fl}$ (villkor)
$M_{cr} = \frac{f_{ct,fl} * I_c}{(h_c - x_{tp})} = 74{,}1\ kN$ (sprickmoment)

***Stöd:***
$M_{Ed,ka} = 202{,}3\ kN > M_{cr} = 74{,}1\ kN$ Tvärsnittet är sprucket!

***Fält:***
$M_{Ed,ka} = 159{,}4\ kN > M_{cr} = 74{,}1\ kN$ Tvärsnittet är sprucket!

### 2.2.1 Kontroll av spänningar SLS

***Stöd:***

$M_{Ed,ka} = 202{,}3\ kNm$ (lasteffekt, karakteristisk kombination från tabell 6)
$F' = \varepsilon_{cs} * E_s * A'_s \approx 65{,}5\ kN$ (krympkrafter tryckarmering)
$F = \varepsilon_{cs} * E_s * A_s \approx 196{,}5\ kN$ (krympkrafter dragarmering)
$e = d - x = 0{,}1346\ m$ (hävarm till dragarmering)
$e' = d' - x = -0{,}0474\ m$ (hävarm till tryckarmering)
$e_c = -x = -0{,}1064\ m$ (hävarm till betongkant)

$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{II,eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F'*e'+F*e)}{I_{II,eff}} * e_c \approx -17{,}6\ MPa$ (spänning överkant betong)
$\sigma_s = \left(\frac{F'+F}{A_{II,eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F'*e'+F*e)}{I_{II,eff}} * e\right) * \alpha_{eff} - \frac{F}{A_s} \approx 281{,}6\ MPa$ (stålspänning i nivå med dragarmering)
$\sigma_{s'} = \left(\frac{F'+F}{A_{II,eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F'*e'+F*e)}{I_{II,eff}} * e'\right) * \alpha_{eff} - \frac{F'}{A'_s} \approx -145\ MPa$ (stålspänning i nivå med tryckarmering)

*SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2)*

***Spänningsbegränsningar:***

$|\sigma_c| \leq\ 0{,}45 f_{ck} = 20.25\ MPa$ **OK** (begränsning av betongens tryckspänning)
$|\sigma_s| \leq\ 0{,}8 f_{yk} = 400\ MPa$ **OK** (begränsning av spänning för dragarmering)
$|\sigma_{s'}| \leq 400\ MPa$ **OK** (begränsning av spänning för tryckarmering)

***Fält:***
Beräkningarna i fält följer samma princip som vid stöd men med speglat tvärsnitt.

$M_{Ed,ka} = 159{,}4\ kNm$ (lasteffekt, karakteristisk kombination från tabell 8)
$F' = \varepsilon_{cs} * E_s * A'_s \approx 65{,}5\ kN$
$F = \varepsilon_{cs} * E_s * A_s \approx 196{,}5\ kN$
$e = d - x = 0{,}1346\ m$
$e' = d' - x = -0{,}0474\ m$
$e_c = -x = -0{,}1064\ m$

$\sigma_c = \frac{F'+F}{A_{II,eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F'*e'+F*e)}{I_{II,eff}} * e_c \approx -14{,}05\ MPa$
$\sigma_s = \left(\frac{F'+F}{A_{II,eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F'*e'+F*e)}{I_{II,eff}} * e\right) * \alpha_{eff} - \frac{F}{A_s} \approx 223{,}2\ MPa$
$\sigma_{s'} = \left(\frac{F'+F}{A_{II,eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F'*e'+F*e)}{I_{II,eff}} * e'\right) * \alpha_{eff} - \frac{F'}{A'_s} \approx -124{,}5\ MPa$

$|\sigma_c| \leq\ 20{,}25\ MPa$ **OK**
$|\sigma_s| \leq\ 400\ MPa$ **OK**
$|\sigma_{s'}| \leq 400\ MPa$ **OK**

## 2.2.2 Kontroll av sprickbredd SLS

***Stöd***

*SS-EN 1992-1-1:2005 (7.3.4)*

$k_1 = 0{,}8$ (kamstänger)
$k_2 = 0{,}5$ (faktor)
$k_3 = 3{,}4$ (nationell parameter)
$k_4 = 0{,}425$ (nationell parameter)
$k_t = 0{,}4$ (långtidslast)
$c_{nom} = 0{,}035\ m$ (nominellt betongtäckskikt)

$h_{c,eff} = \min\left(2{,}5 * (h-d)\ , \frac{h_c - x}{3}, \frac{h_c}{2}\right) = 0{,}0645\ m$ (höjd på effektiv area)

$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 0{,}0645\ m^2$ (effektiv area)

$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0{,}0561$ (förhållande mellan areor)

$s_{r,max} = k_3 * c_{nom} + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 0{,}1675\ m$ (maximalt sprickavstånd)

$\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} = 0{,}012$ (skillnad i medeltöjning)

$0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 8{,}45 * 10^{-4}$ (minsta medeltöjning)

$\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} > 0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s}$ (OK)

$w_k = s_{r,max} * \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} \approx 0{,}206\ mm$ (karakteristisk sprickbredd)

$w_{k,max} = 0{,}30\ mm$ (tillåten maximal sprickbredd)

$w_k < w_{k,max}$ **OK! Krav på sprickbredd uppfylls**

***Fält***

Beräkningarna i fält följer samma princip som vid stöd men med omvänt tvärsnitt.

$k_1 = 0{,}8$
$k_2 = 0{,}5$
$k_3 = 3{,}4$
$k_4 = 0{,}425$
$k_t = 0{,}4$
$c_{nom} = 0{,}035\ m$

$h_{c,eff} = \min\left(2{,}5 * (h-d)\ , \frac{h_c - x}{3}, \frac{h_c}{2}\right) = 0{,}0645\ m$

$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 0{,}0645\ m^2$

$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0{,}0561$

$s_{r,max} = k_3 * c_{nom} + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 0{,}1675\ m$

$$\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} = 9{,}38 * 10^{-4}$$

$$0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 6{,}7 * 10^{-4}$$

$$\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} > 0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad \text{(OK)}$$

$$w_k = s_{r,max} * \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} \approx 0{,}157\ mm$$

$$w_{k,max} = 0{,}30\ mm$$

$w_k < w_{k,max}$ **OK! Krav på sprickbredd uppfylls**

### 2.2.3 Kontroll av nedböjning SLS

Beräkningar av betongplattans nedböjning i tvärled gjordes i Matlab med CALFEM, Se bilaga C. Frekvent lastkombination för trafiklast användes.

Tillåten nedbökning fält: $\frac{L}{400} = \frac{4.5}{400} = 11\ [mm]$ (Krav Brobyggande)
Tillåten nedböjning konsol: 5 [mm] (Krav Brobyggande )
Maximal nedböjning fält: 4,3 [mm] **Ok!**
Maximal nedböjning konsol 7 [mm] **EJ Ok!**

I vidare utveckling av bron behöver således nedböjningen på konsolerna utvecklas. Detta kan förslagsvis göras genom att öka tjockleken på betongplattan och eller lägga in mer armering i konsolerna.

# 3 Beräkningsgång för laster i längdled

Lasterna i längdled utgår från beräkningsmodellen för filfaktorer där största möjliga stödreaktion i tvärled har erhållits. I beräkningsmodellen återfinns 5 utbredda laster, egentyngd för betongplattan, egentyngd för kantbalkar, egentyngd för räcke, trafiklast från lastfält 1 och trafiklast från resterande lastfält. Boggilasterna i beräkningsmodellerna är från två fordon, Q1k och Q2k.

De utbredda lasterna multipliceras med bredden de verkar på i beräkningsmodellen, i Figur 1, samt multipliceras med respektive filfaktor i Tabell 3 för att erhålla storleken på linjelasten som verkar i längdled hos den kritiska balken, se Tabell 13. Lasternas karakteristiska storlekar utgår från Tabell 1 och 2.

*Tabell 12 Sammanställning av sammanvägda trafiklaster och egentyngd utifrån beräkningsmodellen för filfaktorer, se Figur 1.*

| ***Lastnamn*** | ***Lasttyp*** | ***Total lastbredd i tvärled [m]*** | ***Storlek på korrigerad last*** | ***Laststorlek i längdled*** |
|---|---|---|---|---|
| Egentyngd brobaneplatta | *Utbredd* | *17* | 9,8 kN/m$^2$ | 166,6 kN/m |
| Egentyngd kantbalkar | *Utbredd* | *0,8* | 10 kN/m$^2$ | 8 kN/m |
| Egentyngd räcke | *Utbredd* | | 0,5 kN/m | 0,5 kN/m |
| **Total Egentyngd** | | | | **175,1 kN/m** |
| Lastfält 1 | *Utbredd* | *3* | 6,3 kN/m$^2$ | 18,9 kN/m |
| Resterande lastfält | *Utbredd* | *7,75* | 2,5 kN/m$^2$ | 19,4 kN/m |
| **Total trafiklast, linjelast** | | | | **38,3 kN/m** |
| Lastfält 2, Boggilast | *Punktlast* | | 180 kN | 180 kN |
| Lastfält 1, Boggilast | *Punklast* | | 270 kN | 270 kN |
| **Total boggilast** | | | | **450 kN** |

*Tabell 13 Sammanställning av trafiklast och egentyngd för beräkning av moment och tvärkraft i längdled med avseende på filfaktorer. Beräknade med finita elementpraogrammet Calfem i Matlab.*

| ***Lastnamn*** | ***filfaktor*** | ***Laststorlek*** | ***Korrigerad last*** |
|---|---|---|---|
| Trafiklast, Boggi | 0,788 | 450 | 354,6 kN |
| Trafiklast, linjelast | 0,611 | 38,8 | 25,6 kN/m |
| Egentyngd | 0,245 | 175,1 | 42,9 kN/m |

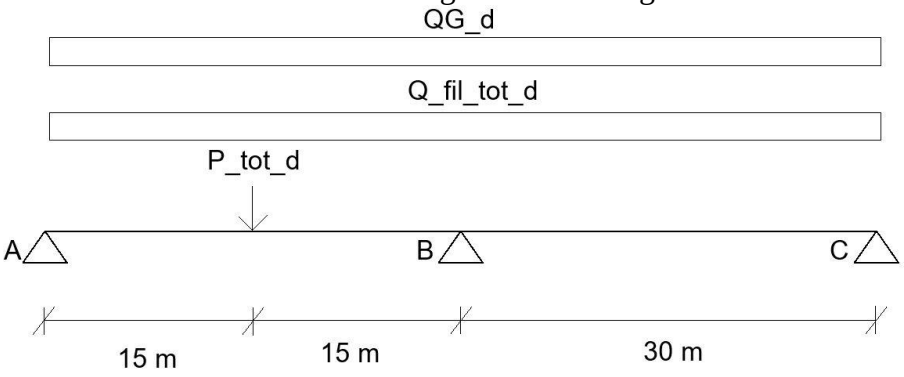
## 3.1 Beräkningsmodeller i längdled

Beräkningsmodellernas syfte är att illustrera de olika lastfall som blir dimensionerande för bron med avseende på tvärkraft samt moment. Beräkningsmodellerna utgår från systemmodellen i Kapitel 11 i huvuddelen av rapporten och har således samma randvillkor.

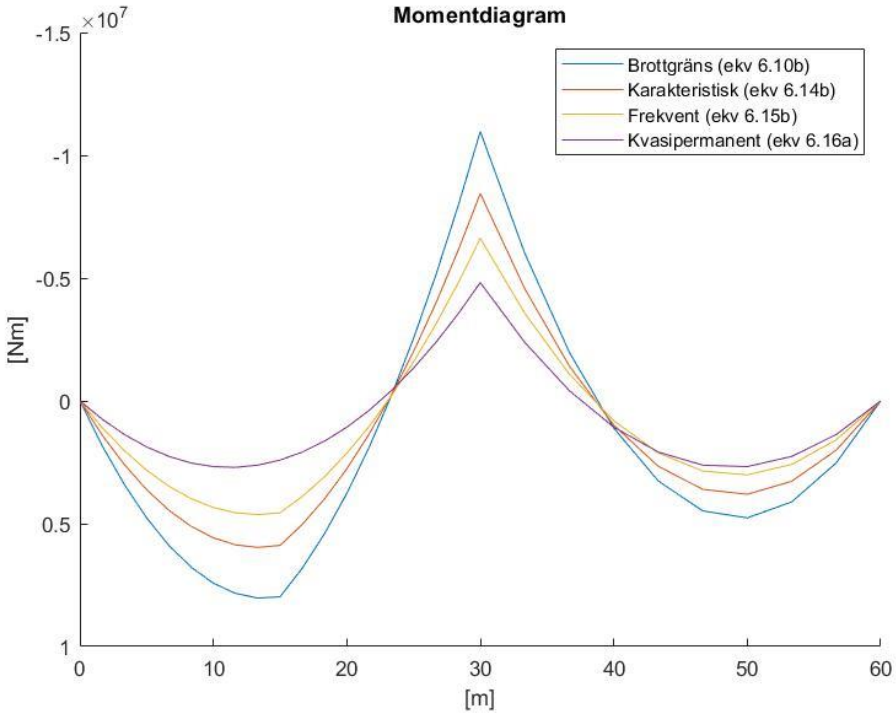
Kapitel 2.1.1–2.1.3 avser de värsta tänkbara lastkombinationerna för betongfarbanan i tvärled och kommer används vid dimensioneringen i längdled. Analyserna för de olika lastfallen har gjorts med samma lastkombinationer och ekvationer som för analysen i tvärled fast med laststorlekarna i Tabell 13 i Kapitel 3.

### 3.1.1 Beräkningsmodell 1 längdled, Maxmoment i stöd

I detta avsnitt presenteras beräkningsmodellen för maxmoment i stöd, se Figur 10. För modellen i längdled uppstår maxmoment vid stöd B. Under beräkningsmodellen illustreras ett momentdiagram utgående från lastkombinationerna som presenterats i avsnitt 1.4, se Figur 11. För värden på maximalt moment och dess position i längdled från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 10 se Tabell 14.




*Figur 10 Beräkningsmodell 1 längdled, maxmoment i stöd B.*



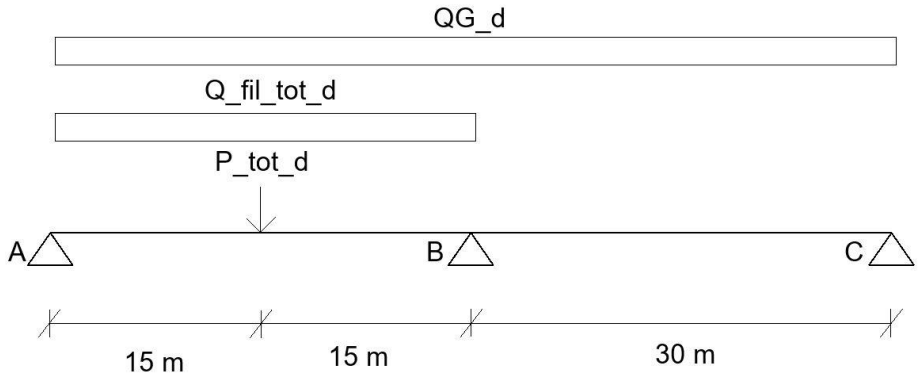

*Figur 11 Momentfördelning för lastkombination 1 i längdled. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 14 Maxmoment i mittstöd, framtagen från lastkombination 1 i längdled. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab, se Bilaga C.*

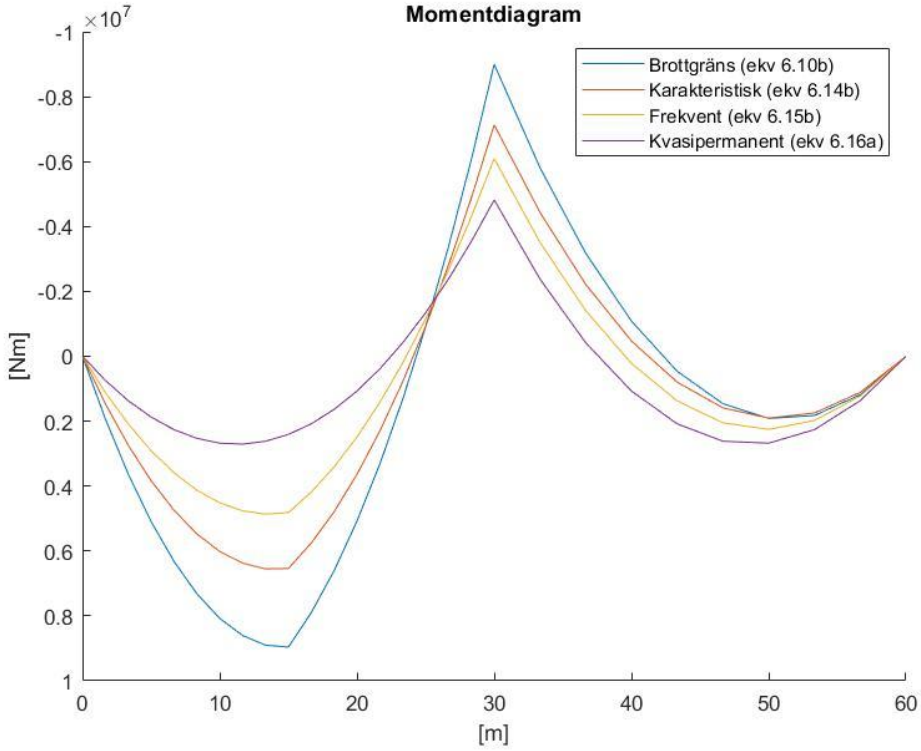
| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maxmoment [MNm]** |
|---|---|---|
| **Brottgräns (6.10b)** | **30** | **-10,97** |
| **Karakteristisk** | **30** | **-8,5** |
| **Frekvent** | **30** | **-6,7** |
| **Kvasi** | **30** | **-4,9** |

### 3.1.2 Beräkningsmodell 2 i längdled, Maxmoment i fält

I detta avsnitt presenteras beräkningsmodellen för maxmoment i fält, se Figur 12. För modellen i längdled uppstår maxmoment mellan stöd A och B. Under beräkningsmodellen illustreras ett momentdiagram utgående från de diverse lastkombinationerna i avsnitt 1.4, se Figur 13. För värden på maximalt moment och dess position i längdled från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 12 se Tabell 15.




*Figur 12 Beräkningsmodell 2 i längdled, maxmoment i fält.*



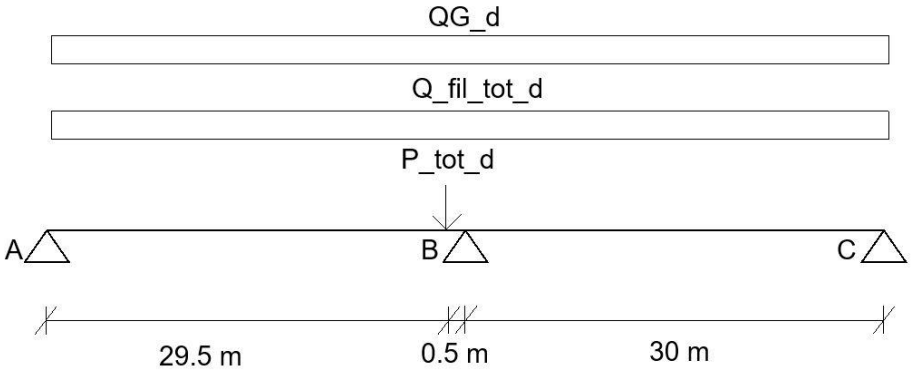

*Figur 13 Momentfördelning för lastkombination 2 i längdled. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 15 Maxmoment i fält, framtagen från lastkombination 2 i längdled. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab, se Bilaga C.*

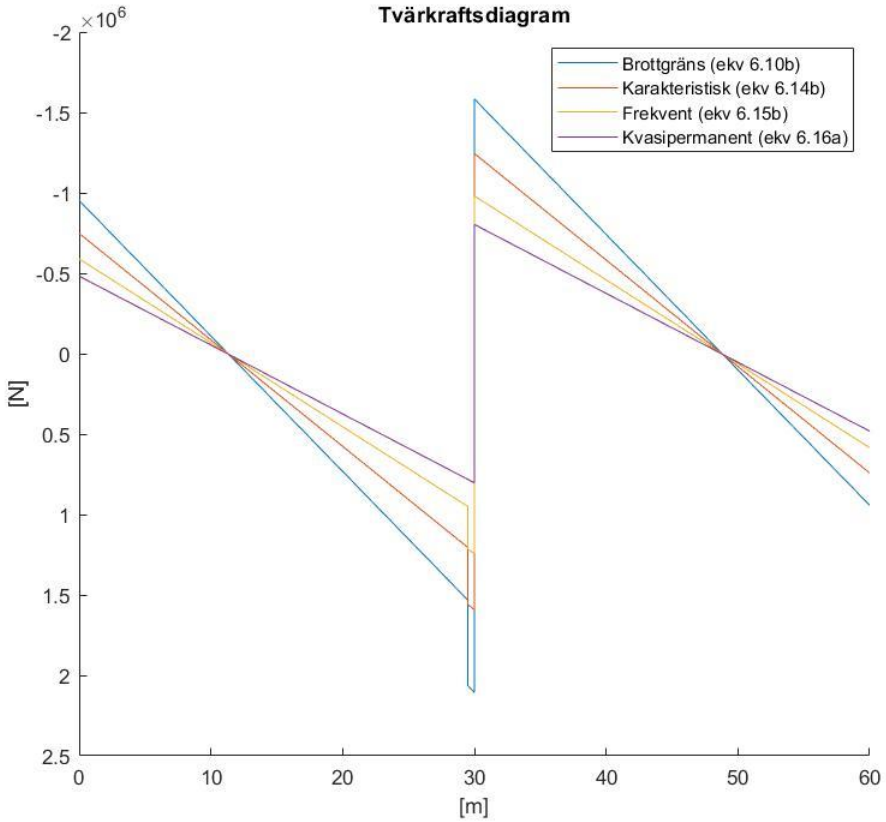
| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maxmoment [MNm]** |
|---|---|---|
| **Brottgräns (6.10b)** | **15** | **8,97** |
| **Karakteristisk** | **15** | **6,55** |
| **Frekvent** | **15** | **4,82** |
| **Kvasi** | **15** | **2,41** |

### 3.1.3 Beräkningsmodell 3 i längdled, Maximal tvärkraft

I detta avsnitt presenteras beräkningsmodellen för den maximala tvärkraften som uppstår någonstans i längdled, se Figur 14. Under beräkningsmodellen illustreras ett tvärkraftsdiagram som utgår från de diverse lastkombinationerna som presenterats i avsnitt 1.4, se Figur 15. För värden på maximal tvärkraft och dess position i längdled från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 14 se Tabell 16.




*Figur 14 Beräkningsmodell 3 i längdled, maximal tvärkraft som verkar på betongplattan.*




*Figur 15 Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 3 i längdled. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 16 Maximal tvärkraft, framtagen från beräkningsmodell 3 i längdled. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab, se Bilaga C.*

| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maximal tvärkraft [MN]** |
|---|---|---|
| **Brottgräns (6.10b)** | **30** | **2,11** |
| **Karakteristisk** | **30** | **1,60** |
| **Frekvent** | **30** | **1,25** |
| **Kvasi** | **30** | **0,81** |
| | | |

## 3.2 Beräkningsgång för laster i gjutskedet

Vid beräkning av laster i gjutskedet adderas egenvikten för I-balkarna, betongen samt gjutformar. Under gjutningen bär I-balkarna hela lasten. Betongens bredd som verkar på en I-balk har uppskattats till 4,5 meter och har samma egentyngd/$m^2$ som för tidigare lastkombinationer. Egentyngden för en I-balk utgår från de framtagna tvärsnittsmåtten i Figur 22 i Kapitel 4 samt densiteten för stål. Lastframtagningen presenteras i Tabell 17.

*Tabell 17 Laststorlektar för lastkombinationer gällande gjutskedet.*

| Lasttyp | Tvärsnittsarea [$m^2$] | Densitet [$kg/m^3$] | Laststorlek [$kN/m^2$] | Laststorlek [kN/m] |
|---|---|---|---|---|
| Betong | | | 9,8 | **44,1** |
| I-balk | 0,0689 | 7850 | | **5,3** |
| Gjutform | | | 0,5 | **2,25** |

### 3.2.1 Beräkningsmodeller för gjutskedet

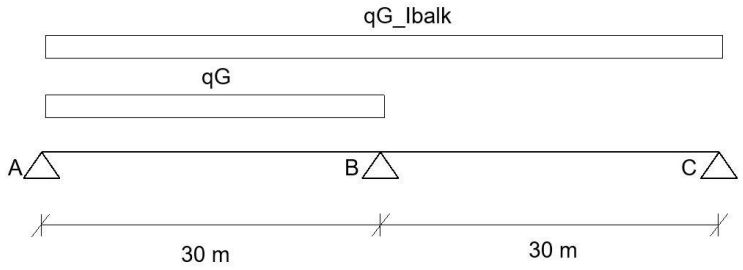
Beräkningsmodellernas syfte är att illustrera de olika lastfall som blir dimensionerande för bron med avseende på tvärkraft samt moment. Beräkningsmodellerna utgår från systemmodellen i Kapitel 11 i huvuddelen av rapporten och har således samma randvillkor.

Kapitel 3.2.2–3.2.3 avser de värsta tänkbara lastkombinationerna för brobanan i längdled under gjutskedet. Analyserna för de olika lastfallen har gjorts med samma lastkombinationer och ekvationer som för analysen i tvärled fast endast för egenvikterna i Tabell 17 i kapitel 3.2.

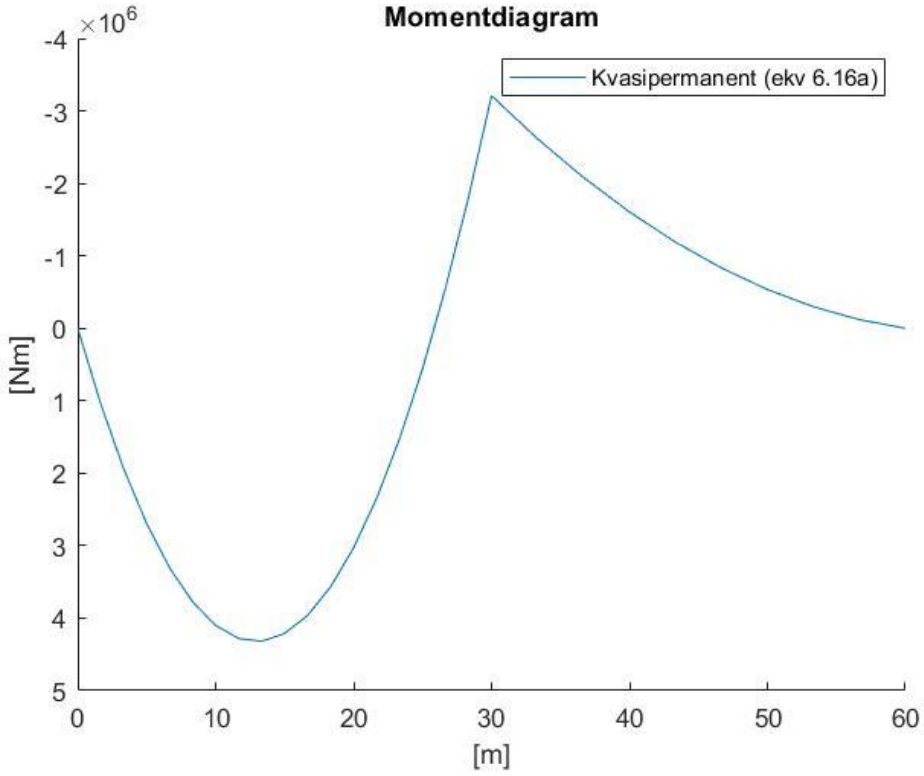
Beräkningsmodellerna för gjutskedet avser olika gjutningsetapper där betongfarbanan först gjuts på halva bron och senare för resterande halvan.

### 3.2.2 Beräkningsmodell 1 i gjutskedet, moment och tvärkraft

Beräkningsmodellen i detta avsnitt avser att betongplattan gjutits för halva bron. Under beräkningsmodellen illustreras moment- och tvärkraftsdiagram för kvasipermanent lastkombination, se Figur 17 och 18. För värden på maximalt moment, tvärkraft och dess position i längdled från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 16 se Tabell 18 och 19.



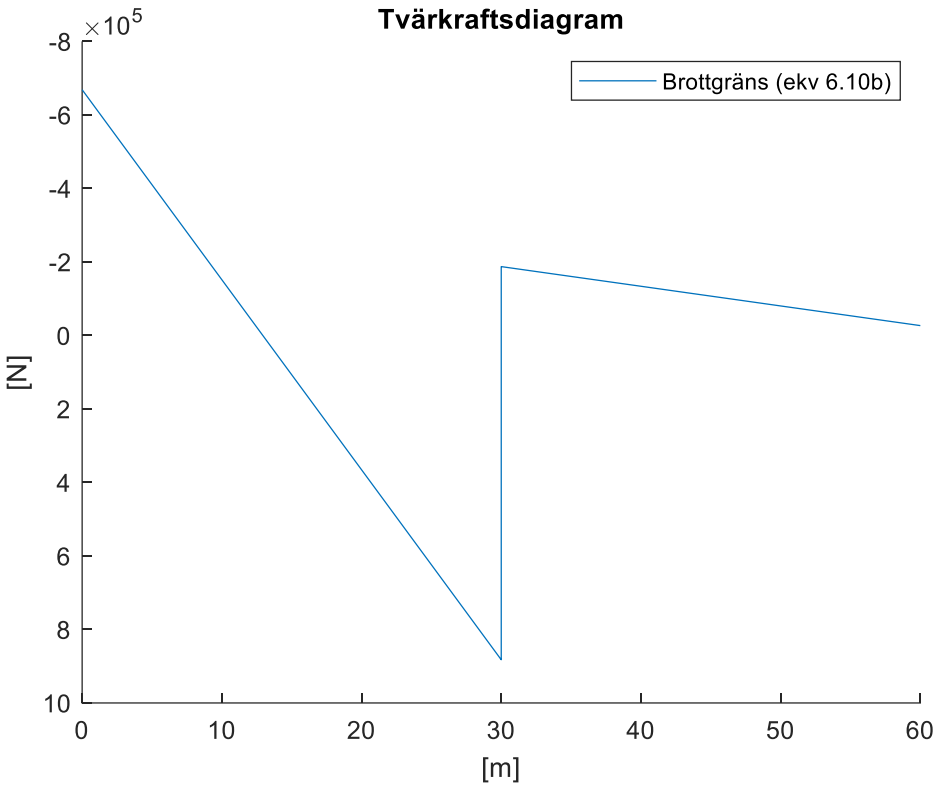

*Figur16 Beräkningsmodell 1 i gjutskedet, kritiskt moment i fält vid gjutning.*




*Figur 17 Momentdiagram för beräkningsmodell 1 i gjutskedet. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 18 Maxmoment i fält vid gjutning av betongplattan, framtagen från beräkningsmodell 1 i gjutskedet. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab, se Bilaga C.*

| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maxmoment [MNm]** |
|---|---|---|
| **Kvasi** | **13** | **4,32** |



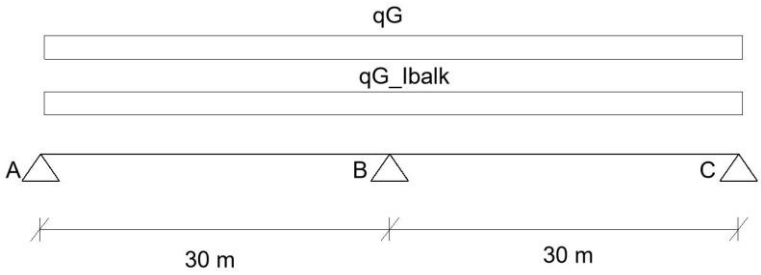

*Figur 18. Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 1 i längdled. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 19. Maximal tvärkraft vid gjutning av betongplattan med beräkningsmodell 1 i Figur 16. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab, se Bilaga C.*

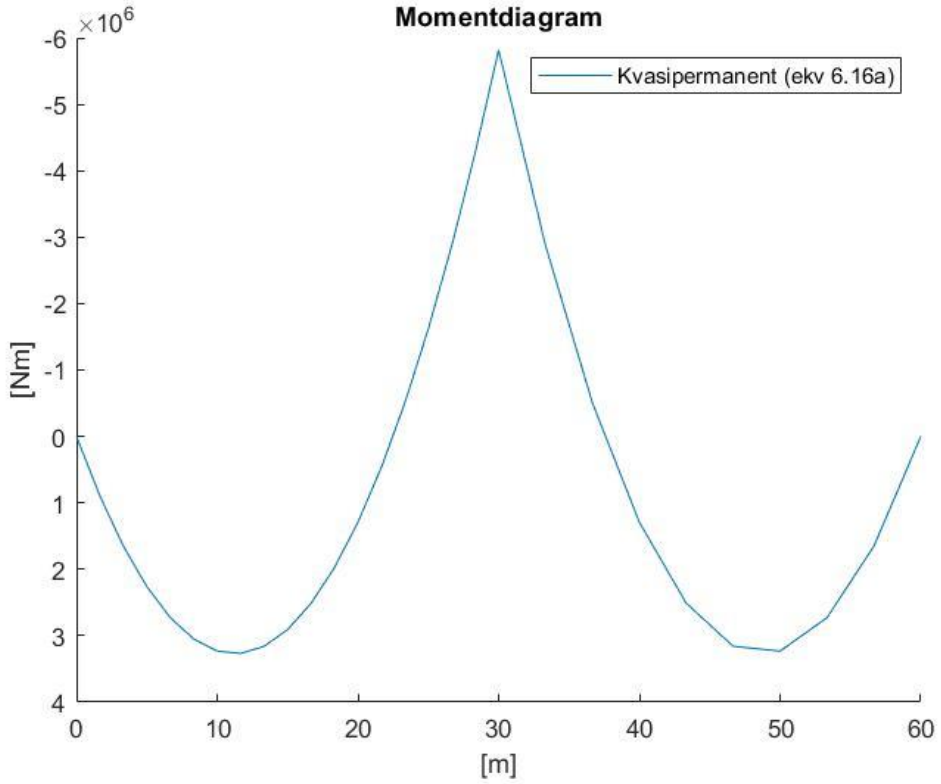
| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maximal tvärkraft [MN]** |
|---|---|---|
| **Kvasi** | **30** | **0,88** |

### 3.2.3 Beräkningsmodell 2 i gjutskedet, moment och tvärkraft

Beräkningsmodellen i detta avsnitt avser att betongplattan gjutits för hela bron. Under beräkningsmodellen illustreras moment- och tvärkraftsdiagram för kvasipermanent lastkombination, se Figur 20 och 21. För värden på maximalt moment, tvärkraft och dess position i längdled från den vänstra kanten i beräkningsmodellen i Figur 19 se Tabell 20 och 21.



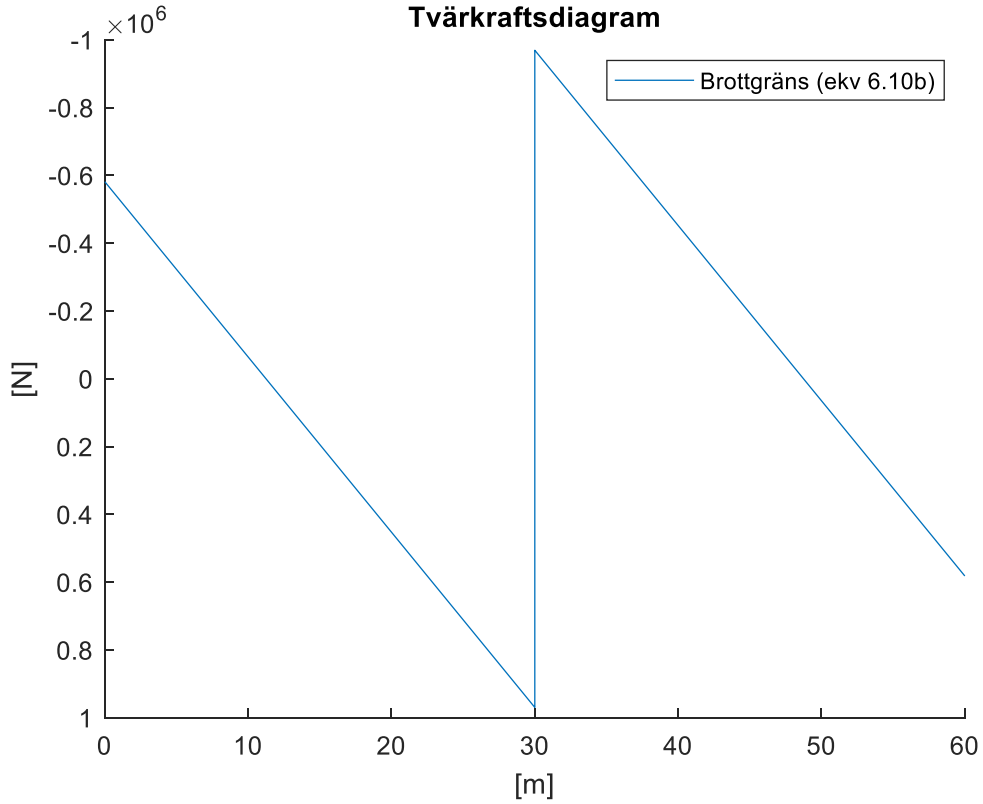

*Figur19 Beräkningsmodell 2 i gjutskedet, kritiskt moment i mittstöd vid gjutning.*




*Figur 20 Momentdiagram för beräkningsmodell 2 i längdled. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 20 maxmoment i mittstöd vid gjutning av betongplattan, framtagen från beräkningsmodell 2. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab.*

| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maxmoment [MNm]** |
|---|---|---|
| **Kvasi** | **30** | **5,82** |



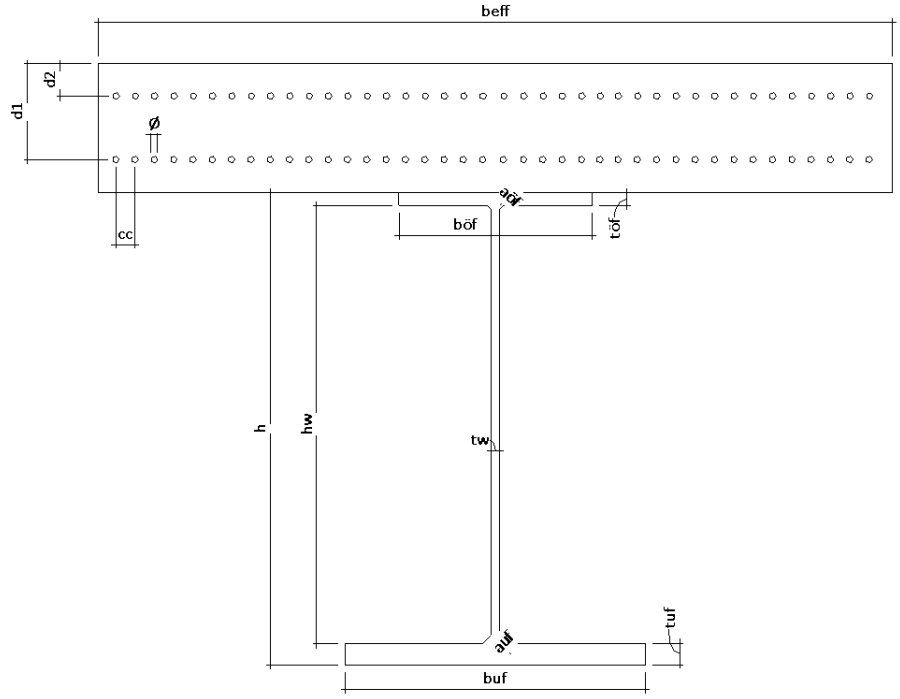

*Figur 21 Tvärkraftsdiagram för beräkningsmodell 2 för gjutskedet. Illustrerad med hjälp av finita elementtillägget CALFEM i Matlab.*

*Tabell 21 Maximal tvärkraft vid gjutning av betongplattan med beräkningsmodell 2. Beräknade med finita elementpraogrammet CALFEM i Matlab.*

| **Lasttyp** | **x-koordinat [m]** | **Maximal tvärkraft [MN]** |
|---|---|---|
| **Kvasi** | **30** | **0,97** |

# 4 Analys i längdled

Framtagningen av I-balkens tvärsnittsmått har gjorts genom en iterativ process där måtten som presenteras nedan är de slutgiltiga. Beräkningarna i detta kapitel kontrollerar att tvärsnittet har tillräckligt med kapacitet för att klara lasterna som framtagits i beräkningsmodellerna. Tvärsnittets dimensioner presenteras i Figur 22.kapitel 12.2. Dimensionerna som redovisas för samverkanstvärsnittet är framtagna utifrån en iterativ beräkningsprocess. Några redovisade värden är erhållna från beräkningar som kommer senare i detta kapitel.




*Figur 22 Samverkanstvärsnitt i längdled.*

| | |
|---|---|
| $h = 1100\ mm$ | (I-balkens totala höjd) |
| $t_w = 20\ mm$ | (livets tjocklek) |
| $h_w = 1020\ mm$ | (livets höjd) |
| $h_c = 300\ mm$ | (tjocklek betongplatta) |
| $t_{öf} = 30\ mm$ | (överflänsens tjocklek) |
| $b_{öf} = 450\ mm$ | (överflänsens bredd) |
| $t_{uf} = 50\ mm$ | (underflänsens tjocklek) |
| $b_{uf} = 700\ mm$ | (underflänsens bredd) |
| $a_{öf} = 6\ mm$ | (övre halssvetsens a-mått) |
| $a_{uf} = 10\ mm$ | (undre halssvetsens a-mått) |
| $d_1 = 225\ mm$ | (avstånd från undre armering till överkant betong) |
| $d_2 = 75\ mm$ | (avstånd från övre armering till överkant betong) |
| $cc_s = 0{,}045\ m$ | (avstånd mellan armeringsstänger horisontellt) |
| | |
| $b_{eff,1} = 4{,}5\ m$ | (medverkande flänsbredd för innerbalk i fält ) |
| $b_{eff,2} = 4{,}05\ m$ | (medverkande flänsbredd för innerbalk vid mittstöd) |
| | |
| $\emptyset = 16\ mm$ | (dimension armeringsstänger) |

**Materialegenskaper Stål**

$f_y = 355\ M\text{Pa}$ (Stålbalkarnas flytspänning)
$E_s = 200\ GPa$ (Elasticitetsmodul stål)

# Långtidseffekter

*SS-EN 1994-2:2005 (5.4.2.2) & Bärande konstruktioner del 1 (B2.1.5-6)*

**Krypning:**

$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5{,}56$ (relaterar materialens elasticitetsmoduler)
$RH = 80\ \%$ (omgivningens relativa luftfuktighet)
$\beta_{fcm} = 2{,}31$ (faktor)
$\beta_{t,0} = 0{,}48$ (faktor)
$\Psi_L = 1{,}1$ (krypfaktor, ständig last)
$h_0 = \frac{2*A_c}{u} = 0{,}675\ m$ (ekvivalent tjocklek)

$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1*\sqrt[3]{h_0}} * \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0{,}7}\right) * \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0{,}2} = 1{,}13$ (faktor då $f_{cm} > 35\ MPa$)
$\varphi_{slut} = \varphi_{RH} * \beta_{fcm} * \beta_{t,0} = 1{,}2561$ (slutligt kryptal)
$\boldsymbol{\alpha_{eff}} = \alpha * (1 + \Psi_L * \varphi_{slut}) = 13{,}23$ (krypningen beaktas genom denna faktor)

**Krympning:**

$k_h = 0{,}7$ då $h_0 \geq 0.5\ m$ (koefficient)
$\beta_{RH} = 0{,}756$ (faktor)
$\varepsilon_{cdi} = 0{,}297 * 10^{-3}$ (grundvärde för uttorkning, cementklass N)
$\varepsilon_{ca} = 0{,}0875 * 10^{-3}$ (slutlig autogen krympning)

$\varepsilon_{cd} = k_h * \beta_{RH} * \varepsilon_{cdi} = 1{,}57 * 10^{-4}$ (slutlig uttorkningskrympning)
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 2{,}45 * 10^{-4}$ (slutligt krympmått)

# Tvärsnittskonstanter stadium 1

***Stöd:***

***Areor***

$A_{c,eff} = b_{eff,2} * h_c = 1{,}215\ m^2$ (Effektiv betongarea)

$A_{öf} = t_{öf} * b_{öf} = 0{,}0135\ m^2$ (Överflänsens tvärsnittsarea)

$A_{uf} = t_{uf} * b_{uf} = 0{,}0350\ m^2$ (Överflänsens tvärsnittsarea)

$A_w = t_w * h_w = 0{,}0204\ m^2$ (Livets tvärsnittsarea)

$A_{balk} = A_{öf} + A_{uf} + A_w = 0{,}0689\ m^2$ (I-balkens tvärsnittsarea)

$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} = 0{,}2876\ m^2$ (Ekvivalent area för samverkanstvärsnitt)

***Tyngdpunkter från ovankant***

$z_c = \frac{h_c}{2} = 0{,}15\ m$ (tyngdpunkt betong)

$z_{balk} = \frac{b_{öf} * t_{öf} * \frac{t_{öf}}{2} + t_w * h_w * \left(t_{öf} + \frac{h_w}{2}\right) + b_{uf} * t_{uf} * \left(h - \frac{t_{uf}}{2}\right)}{A_{balk}} = 0{,}7089\ m$(tyngdpunkt I-balk)

$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk})}{A_{sam}} = 0{,}3558\ m$ (tyngdpunkt samverkanstvärsnitt)

***Hävarmar***

$a_c = z_{sam} - z_c = 0{,}2058\ m$ (avstånd mellan tyngdpunkt för betongfläns och samverkanstvärsnitt)

$a_s = h_c + z_{balk} - z_{sam} = 0{,}6531\ m$ (avstånd mellan tyngdpunkt för I-balk och samverkanstvärsnitt)

***Yttröghetsmoment***

$I_c = \frac{b_{eff,2} * {h_c}^3}{12} = 0{,}0091\ m^4$ (yttröghetsmoment betong)

$I_{öf} = \frac{b_{öf} * {t_{öf}}^3}{12} + A_{öf} * \left(z_{balk} - \frac{t_{öf}}{2}\right)^2 = 0{,}0065\ m^2$ (yttröghetsmoment övre fläns)

$I_{uf} = \frac{b_{uf} * {t_{uf}}^3}{12} + A_{uf} * \left(t_{öf} + h_w + \frac{t_{uf}}{2} - z_{balk}\right)^2 = 0{,}0047\ m^2$(yttröghetsmoment undre fläns)

$I_w = \frac{t_w * {h_w}^3}{12} + A_w * \left(t_{öf} + \frac{h_w}{2} - z_{balk}\right)^2 = 0{,}0024\ m^2$ (yttröghetsmoment liv)

$I_{balk} = I_{öf} + I_{uf} + I_w = 0{,}0136\ m^4$ (yttröghetsmoment I-balk)

$I_{sam} = I_{balk} + A_{balk} * a_s^2 + \frac{I_c}{\alpha_{eff}} + \frac{A_{c,eff} * a_c^2}{\alpha_{eff}} = 0{,}0538\ m^4$ (yttröghetsmoment samverkanstvärsnitt)

***I fält***

*Beräkningar följer samma princip som vid stöd*

***Areor***

$A_{c,eff} = b_{eff,1} * h_c = 1{,}35\ m^2$
$A_{balk} = 0{,}0689\ m^2$
$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} = 0{,}3119\ m^2$

***Tyngdpunkter***

$z_c = \frac{h_c}{2} = 0{,}15\ m$
$z_{balk} = 0{,}7089\ m$
$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk})}{A_{sam}} = 0{,}3397\ m$

***Hävarmar***

$a_c = z_{sam} - z_c = 0{,}1897\ m$
$a_s = h_c + z_{balk} - z_{sam} = 0{,}6692\ m$

***Yttröghetsmoment***

$I_c = \frac{b_{eff,1} * {h_c}^3}{12} = 0{,}0101\ m^4$
$I_{balk} = 0{,}0136\ m^4$
$I_{sam} = I_{balk} + A_{balk} * a_s^2 + \frac{I_c}{\alpha_{eff}} + \frac{A_{c,eff} * a_c^2}{\alpha_{eff}} = 0{,}055\ m^4$

# Beräkning av medverkande flänsbredd

*SS-EN 1994-2:2005 (5.4.1.2)*

$b_0 = 300\ mm$ (avstånd mellan yttre förbindare)
$L_1 = 30\ m$ (spännvidd)
$L_K = 1{,}75\ m$ (längd på utkragande konsol)
$L_I = 4{,}5\ m$ (avstånd mellan I-balkar)

$b_{eff,1\&2} = b_0 + \sum b_{ei}$ (medverkande bredd vid innerstöd & i fältmitt)
$b_{eff,0} = b_0 + \sum \beta_i * b_{ei}$ (medverkande bredd vid ändupplag)
där $\beta_i = \left(0{,}55 + 0{,}025 * \frac{L_e}{b_{ei}}\right) \leq 1{,}0$

I längdled gäller 1-2-1 enligt nedan
1. $L_e = 0{,}85 * L_1\ för\ b_{eff,1}$ (ekvivalent spännvidd i fält)
2. $L_e = 0{,}25 * (L_1 + L_1)\ för\ b_{eff,2}$ (ekvivalent spännvidd vid innerstöd)

***Medverkande flänsbredd i fält:***

*Innerbalkar*

$L_e = 0{,}85 * L_1 = 25{,}5\ m$
$b_1 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2{,}1\ m$ (verklig bredd)
$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 2{,}1\ m$ (medverkande bredd ena sidan om balk)
$b_{e2} = b_{e1}$ (medverkande bredd andra sidan om balk)
$b_{eff,1} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 4{,}5\ m$ (medverkande flänsbredd)

*Ytterbalkar*

$L_e = 0.85 * L_1 = 25{,}5\ m$
$b_1 = L_K - \frac{b_0}{2} = 1{,}6\ m$ (verklig bredd utkragande del)
$b_2 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2{,}1\ m$ (verklig bredd icke utkragande del )
$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1{,}6\ m$ (medverkande bredd utkragande del )
$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 2{,}1\ m$ (medverkande bredd icke utkragande del)
$b_{eff,1} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 4{,}0\ m$ (medverkande flänsbredd)

***Medverkande flänsbredd vid innerstöd:***

*Innerbalkar*

$L_e = 0{,}25 * (L_1 + L_1) = 15\ m$
$b_1 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2{,}1\ m$
$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1{,}875\ m$
$b_{e2} = b_{e1}$
$b_{eff,2} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 4{,}05\ m$

*Ytterbalkar*

$L_e = 0.85 * L_1 = 25{,}5\ m$
$b_1 = L_K - \frac{b_0}{2} = 1{,}6\ m$
$b_2 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2{,}1\ m$
$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1{,}6\ m$
$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 1{,}875\ m$
$b_{eff,2} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 3{,}775\ m$

***Medverkande flänsbredd vid ändupplag:***

*Innerbalkar*

$L_e = 0{,}85 * L_1 = 25{,}5\ m$
$b_1 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2{,}1\ m$
$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 2{,}1\ m$
$b_{e2} = b_{e1}$

$$\beta_1 = \min\left(0{,}55 + 0{,}025\ \frac{L_e}{b_{e1}}\ , 1.0\right) = 0{,}8536$$
$$\beta_2 = \beta_1$$
$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 * b_{e1} + \beta_2 * b_{e2} = 3{,}885\ m$$

*Ytterbalkar*

$$L_e = 0{,}85 * L_1 = 25{,}5\ m$$
$$b_1 = L_K - \frac{b_0}{2} = 1{,}6\ m$$
$$b_2 = \frac{L_I - b_0}{2} = 2{,}1\ m$$
$$b_{e1} = \min\left(b_1, \frac{L_e}{8}\right) = 1{,}6\ m$$
$$b_{e2} = \min\left(b_2, \frac{L_e}{8}\right) = 2{,}1\ m$$
$$\beta_1 = \min\left(0{,}55 + 0{,}025\ \frac{L_e}{b_{e1}}\ , 1{,}0\right) = 0{,}9484$$
$$\beta_2 = \min\left(0{,}55 + 0{,}025\ \frac{L_e}{b_{e2}}\ , 1{,}0\right) = 0{,}8536$$
$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 * b_{e1} + \beta_2 * b_{e2} = 3{,}61\ m$$

# Kontroll Minimiarmering

***Minimiarmering i fält:***

*Krav brobyggande (D.1.4.1.1)*

$A_{yt1} = 4\ cm^2/m$ (ytarmering)
$A_{yt2} = 4 * \frac{f_{ctm}}{3} = 5{,}067\ cm^2/m$ (ytarmering)
$A_{yt,min} = \max(A_{yt1}, A_{yt2}) = 5{,}067\ cm^2/m$ (minsta ytarmering)
$A_{yt} = A_{yt,min} * b_{eff,1} = 0{,}0023\ m^2$ (minimiarmeing)

*SS-EN 1994-2:2005 (5.5.1)*

$z_0 = a_c = 0{,}1897\ m$ (avstånd mellan tyngdpunkter för betongfläns och samverkanstvärsnitt, från tvärsnittskonstanter stadium 1, ovan)

$\delta = 1{,}1$ (koefficient för tvärsnittklass 1)
$k_c = \min\left(\frac{1}{1+\frac{h_c}{2*z_0}} + 0{,}3\ ,\ 1\right) = 0{,}8584$ (koefficient)
$\rho_s = \delta * \frac{f_y}{235} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * \sqrt{k_c} = 0{,}0117$
$A_c = h_c * b_{eff,1} = 1{,}35\ m^2$ (medverkande betongarea)
$A_{min} = \rho_s * A_c = 0{,}0158\ m^2$ (minimiarmering)

$A_{min,fält} = \max(A_{min}, A_{yt}) = 0{,}0158\ m^2$ (dimensionerande minimiarmering)

***Minimiarmering vid mittstöd:***

Beräkningarna vid mittstöd följer samma princip som i fält.

$A_{yt1} = 4\ cm^2/m$
$A_{yt2} = 4 * \frac{f_{ctm}}{3} = 5{,}067\ cm^2/m$
$A_{yt,min} = \max(A_{yt1}, A_{yt2}) = 5{,}067\ cm^2/m$
$A_{yt} = A_{yt,min} * b_{eff,2} = 0{,}0021\ m^2$

$z_0 = a_c = 0{,}2058\ m$ (från tvärsnittskonstanter stadium 1, ovan)
$\delta = 1{,}1$
$k_c = \min\left(\frac{1}{1+\frac{h_c}{2*z_0}} + 0{,}3\ ,\ 1\right) = 0{,}8784$
$\rho_s = \delta * \frac{f_y}{235} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * \sqrt{k_c} = 0{,}0118$
$A_c = h_c * b_{eff,2} = 1{,}215\ m^2$
$A_{min} = \rho_s * A_c = 0{,}0144\ m^2$

$A_{min,stöd} = \max(A_{min}, A_{yt}) = 0{,}0144\ m^2$

# Utformning av betongtvärsnitt

***Mittstöd***

$c_{nom} = 0{,}035\ m$ (nominellt betongtäckskikt, som i tvärled)

$cc_s = 0{,}045\ m$

(antaget centrumavstånd mellan stänger uppfyller minsta avstånd, samma krav som i tvärled)

$n = \frac{b_{eff,2}}{cc_s} = 90\ st$ (antal stänger)

$A_s = n * A_{si} = 0{,}0181\ m^2$ (armeringsarea för ett lager stänger)

Utgår från lika många stänger och placerar de på två lager

$d_1 = h_c - c_{nom} - 2 * \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 0{,}225\ m$ (avstånd från överkant till nedre armeringslager)

$d_2 = c_{nom} + 2 * \emptyset + \frac{\emptyset}{2} = 0{,}075\ m$ (avstånd från överkant till övre armeringslager)

*Kontroll mot minimiarmering*

$2 * A_s = 0{,}0362\ m^2 > A_{min,stöd} = 0{,}0144\ m^2$ **OK**

***Fält***

Följer samma princip som vid stöd.

$n = \frac{b_{eff,1}}{cc_s} = 100\ st$

$A_s = 0{,}0201\ m^2$

***Kontroll mot minimiarmering***

$2 * A_s = 0{,}0402\ m^2 > A_{min,fält} = 0{,}0158\ m^2$ **OK**

Betongtvärsnittet redovisas i Figur 22 ovan.

### 4.1.1 Kontroll av Tvärsnittsklass för I-balkarna

*SS-EN 1993-1-1:2005 (5.6)*

***Livplåt:***

$c = h_w - \sqrt{2} * (a_ö + a_u) = 0{,}9974\ m$ (Livets höjd mellan flänsar)

För tvärsnittsklass 1 gäller $\frac{c}{t_w} \leq 73\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[MPa]}} = 0{,}8136$ (töjning)

$\frac{c}{t_w} = 49{,}87$

$73 * \varepsilon = 59{,}3$

$\frac{c}{t_w} \leq 73\varepsilon \rightarrow Livplåten\ hamnar\ i\ tvärsnittsklass\ 1$

***Överfläns:***

$c_{öf} = \frac{b_{öf}}{2} - \frac{t_w}{2} - \sqrt{2} * a_ö = 0{,}2065\ m$ (Halva flänsens bredd från svets till kant)

För tvärsnittsklass 1 gäller $\frac{c_{öf}}{t_{öf}} \leq 9\varepsilon$

$\frac{c_{öf}}{t_{öf}} = 6{,}88$

$9 * \varepsilon = 7{,}32$

$\frac{c_{öf}}{t_{öf}} \leq 9\varepsilon \rightarrow Överflänsen\ hamnar\ i\ tvärsnittsklass\ 1$

***Underfläns:***

$c_{uf} = \frac{b_{uf}}{2} - \frac{t_w}{2} - \sqrt{2} * a_u = 0{,}3259\ m$ (Halva flänsens bredd från svets till kant)

För tvärsnittsklass 1 gäller $\frac{c_{uf}}{t_{uf}} \leq 9\varepsilon$

$\frac{c_{uf}}{t_{uf}} = 6{,}5172$

$9 * \varepsilon = 7{,}32$

$\frac{c_{öf}}{t_{öf}} \leq 9\varepsilon \rightarrow Underflänsen\ hamnar\ i\ tvärsnittsklass\ 1$

I-balken befinner sig i ***tvärsnittsklass 1*** då samtliga tvärsnittsdelar är i tvärsnittklass 1.

### 4.1.2 Kontroll av momentkapacitet

***Kontroll av vippning:***
*SS-EN 1993-1-1:2005 (6.3.1.3)*

$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i * \lambda_1}$ (Slankhetsparametern)
$i = \frac{\sqrt{I_{I-balk}}}{A_{I-balk}} = 1{,}59\ m$ (Tröghetsradien)
$L_{cr} = 0{,}7 * L = 21\ m$ (Knäckningslängden)
$\lambda_1 = 93{,}9\varepsilon$ ($\varepsilon$ enligt 4.1.1)
$\bar{\lambda} = 0{,}1725$

*Då* $\bar{\lambda} < 0{,}2 \rightarrow$ *finns ingen risk för vippning och* $\chi_{Lt} = 1{,}0$

***Momentkapaciteten över mittstöd:***
*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. S4.1.3)*
*Areor*
$h_d = 0{,}3\ m$ (tjocklek på dragen betong)
$A_{c,eff} = b_{eff,2} * (h_c - h_d) = 0\ m^2$ (antar att hela betongen är dragen)
$A_{balk} = 0{,}0689\ m^2$ (Area I-balk, från tvärsnittskonstanter stadium 1)
$A_{arm} = 2 * A_s = 0{,}0362\ m^2$ (total armeringsarea)
$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} + A_{arm} = 0{,}1051\ m^2$ (area samverkanstvärsnitt)

*Tyngdpunkter från betongens överkant*

$z_c = \frac{(h_c - h_d)}{2} = 0\ m$ (tyngdpunkt för betongfläns)
$z_{arm} = \frac{(d_1 + d_2)}{2} = 0{,}15\ m$ (tyngdpunkt för armeringsstänger)
$z_{balk} = \frac{b_{öf} * t_{öf} * \frac{t_{öf}}{2} + t_w * h_w * \left(t_{öf} + \frac{h_w}{2}\right) + b_{uf} * t_{uf} * \left(h - \frac{t_{uf}}{2}\right)}{A_{balk}} = 0{,}7089\ m$ (tyngdpunkt för I-balk)
$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk}) + A_{arm} * z_{arm}}{A_{sam}} = 0{,}7131\ m$ (tyngdpunkt samverkanstvärsnitt)

***Momentjämvikt kring tvärsnittets tyngdpunkt:***
*Bärande konstruktioner del 1, S4.1.3*
$W_{pl} = \sum z * A$ (Plastiska böjmotståndet)
$z_{öf} = z_{sam} - h_c - \frac{t_{öf}}{2} = 0{,}19\ m$ (Avstånd från tyngdpunkten till överflänsens tyngdpunkt)
$A_{öf} = t_{öf} * b_{öf} = 0{,}01\ m^2$ (Överflänsens tvärsnittsarea)
$z_{uf} = h + h_c - z_{sam} - \frac{t_{uf}}{2} = 0{,}19\ m$
$A_{uf} = t_{uf} * b_{uf} = 0{,}04\ m^2$
$z_{öw} = \frac{z_{sam} - h_c - t_{öf}}{2} = 0{,}09\ m$

$A_{öw} = t_{öw} * b_{öw} = 0{,}004\ m^2$
$z_{uw} = \frac{h + h_c - z_{sam} - t_{uf}}{2} = 0{,}42\ m$
$A_{uw} = t_{uw} * b_{uw} = 0{,}02\ m^2$
$z_{öa} = z_{sam} - d_2 = 0{,}43\ m$
$z_{ua} = z_{sam} - d_1 = 0{,}28\ m$

$W_{pl} = z_{öf} * A_{öf} + z_{uf} * A_{uf} + z_{öw} * A_{öw} + z_{uw} * A_{uw} + z_{öa} * A_a + z_{ua} * A_a$
$= 0{,}0533\ m^3$

$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 18{,}9 MNm$ (Dimensionerande momentet)
$\chi_{Lt} = 1{,}0$ (Ingen risk för vippning)
$\gamma_{M1} = 1{,}0$ (Vid beräkning av momentkapacitet)

*Jämför med maxmoment över stöd:*
$M_{Ed} = 10{,}97\ MNm$ (lasteffekt ur Tabell 14)
$M_{Ed} = 10{,}97\ MNm \rightarrow$ ***Momentkapaciteten över stöd är OK***

***<u>Momentkapaciteten i fält:</u>***
*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. S4.1.3)*
*Areor*
$h_d = 0\ m$
$A_{c,eff} = b_{eff,1} * (h_c - h_d) = 1{,}35\ m^2$ (antar att hela betongen är tryckt)

$A_{balk} = 0{,}0689\ m^2$
$A_{arm} = 2 * A_s = 0{,}0402\ m^2$
$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} + A_{arm} = 0{,}2111\ m^2$

*Tyngdpunkter*
$z_c = \frac{(h_c - h_d)}{2} = 0{,}15\ m$
$z_{arm} = 0{,}15\ m$
$z_{balk} = 0{,}7089\ m$
$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk}) + A_{arm} * z_{arm}}{A_{sam}} = 0{,}4303\ m$

*Momentjämvikt kring tvärsnittets tyngdpunkt:*
$z_{öf} = z_{sam} - h_c - \frac{t_{öf}}{2} = 0{,}15\ m$
$A_{öf} = t_{öf} * b_{öf} = 0{,}01\ m^2$
$z_{uf} = h + h_c - z_{sam} - \frac{t_{uf}}{2} = 0{,}91\ m$
$A_{uf} = t_{uf} * b_{uf} = 0{,}04\ m^2$
$z_{öw} = \frac{z_{sam} - h_c - t_{öf}}{2} = 0{,}07\ m$
$A_{öw} = t_{öw} * b_{öw} = 0{,}003\ m^2$

$$z_{uw} = \frac{h + h_c - z_{sam} - t_{uf}}{2} = 0{,}44\ m$$
$$A_{uw} = t_{uw} * b_{uw} = 0{,}02\ m^2$$
$$z_{btg} = z_{sam} - \frac{h_c}{2} = 0{,}31\ m$$
$$A_{btg} = \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} = 0{,}10\ m^2$$

$$W_{pl} = z_{öf} * A_{öf} + z_{uf} * A_{uf} + z_{öw} * A_{öw} + z_{uw} * A_{uw} + z_{btg} * A_{btg} = 0{,}0979$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 26{,}2MNm$$

*Jämför med maxmoment i fält:*
$M_{Ed} = 8{,}97MNm$ (lasteffekt tagen ur Tabell 15)
$M_{Ed} = 8{,}97MNm \rightarrow M_{Ed} < M_{b,Rd} \rightarrow$ ***Momentkapaciteten i fält är OK***

### 4.1.3 Kontroll av tvärkraftskapacitet

*Bärande konstruktioner, Del 1 (kap. S5.3)*
*Beräkning av tvärkraftskapaciteten om det finns risk för skjuvbuckling:*

$$V_{bw,Rd} = \chi_w * h_w * t_w * \frac{f_y}{\sqrt{3}*\gamma_{M1}}$$

*Beräkning av tvärkraftskapaciteten om det inte finns risk för skjuvbuckling:*

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}*\gamma_{M0}}$$

*Det finns ingen risk för skjuvbuckling om:*

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 31\frac{\varepsilon}{\eta}\sqrt{\kappa_\tau}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 51$$

$a = 2{,}5\ m$ (Avståndet mellan balkarnas mellanliggande avstyvningar)
$d = 0{,}8\ m$ (Avstyvningarnas höjd)
$\kappa_\tau = 5{,}34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 6{,}01$ (Bucklingskoefficienten då a/d <1)
$\eta = 1{,}2$ (standardiserad koefficient)

$\frac{h_w}{t_w} < 31\frac{\varepsilon}{\eta}\sqrt{\kappa_\tau} = 51{,}5 \rightarrow$ ***Det finns ingen risk för skjuvbuckling***

***<u>Tvärkraftskapaciteten beräknas genom:</u>***

$$V_{pl,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

$A_v = \eta * h_w * t_w = 0{,}025\ m^2$ *(Skjuvarean)*
$\gamma_{M0} = 1{,}1$
$V_{pl,Rd} = 5{,}02\ MN$

*Jämför den maximala tvärkraften som verkar på balken:*

$V_{Ed} = 2{,}11MN$ (lasteffekt tagen ur Tabell 16)
$V_{Ed} = 2{,}11MN < V_{pl,Rd} \rightarrow$ ***Balkens tvärkapacitet är tillräcklig***

***<u>Tvärsnittens Utnyttjandegrader:</u>***

$$utnyttnjandegrad = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$$

$$utnyttnjandegrad = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$$

*Tabell 22 Utnyttjandegrader för moment och tvärkraft i brottgränstillstånd.*

| | Utnyttjandegrad i fält | Utnyttjandegrad över stöd |
|---|---|---|
| Moment | 34% | 58% |
| Tvärkraft | - | 42% |

### 4.1.4 Utformning av ändavstyvningar

*SS-EN 1993-1-5:2006 (9.3.1)*

$e_{min} > 0.1 * h_w = 102\ mm$ (minsta centrumavstånd mellan avstyvningar)

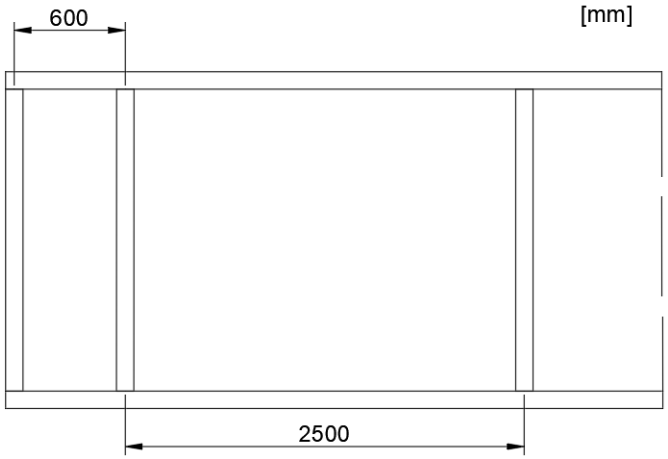
$e = 600\ mm$ (antaget centrumavstånd)

$A_{min,plåt} = \frac{4*h_w*t_w^2}{e} = 2700\ mm^2$ (minsta tvärsnittsyta för plattstång)

$h_{avs} = 800\ mm$ (antagen höjd på avstyvning)

$t_{avs} = \frac{A_{min,plåt}}{h_{avs}} = 3{,}4\ mm$ (tjocklek på avstyvning)

$a = 2500\ mm$ (avstånd mellan balkarnas mellanliggande tväravstyvningar, tagen från 4.1.3)




*Figur 23 Utformning av styv ändavstyvning.*

## 4.2 Kontroll av I-balkar i gjutskedet

### 4.2.1 Kontroll av momentkapacitet

*Bärande konstruktioner, Del 1, kap S4.1.3*

*I gjutskedet antas I-balkarna bära hela lasten.*

*Tyngdpunkten för I-balken:*
$z_{balk} = 0{,}7089\ m$ (tas fram i 4.1.2)

*Momentjämvikt kring tvärsnittets tyngdpunkt:*

$$z_{öf} = z_{balk} - \frac{t_{öf}}{2} = 0{,}69\ m$$
$$A_{öf} = t_{öf} * b_{öf} = 0{,}01\ m^2$$
$$z_{uf} = h - z_{balk} - \frac{t_{uf}}{2} = 0{,}37\ m$$
$$A_{uf} = t_{uf} * b_{uf} = 0{,}04\ m^2$$
$$z_{öw} = \frac{z_{balk} - t_{öf}}{2} 0{,}34\ m$$
$$A_{öw} = t_{öw} * b_{öw} = 0{,}01\ m^2$$
$$z_{uw} = \frac{h - z_{balk} - t_{uf}}{2} 0{,}17\ m$$
$$A_{uw} = t_{uw} * b_{uw} = 0{,}01\ m^2$$

$$W_{pl} = z_{öf} * A_{öf} + z_{uf} * A_{uf} + z_{öw} * A_{öw} + z_{uw} * A_{uw} = 0{,}028\ m^3$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{Lt} * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 9{,}9\ MNm$$

*Jämför med maxmoment över stöd:*
$M_{Ed} = 5{,}82 MNm$ (Tagen ur Tabell 20)
$M_{Ed} = 5{,}82 MNm \rightarrow M_{Ed} < M_{b,Rd} \rightarrow$ ***Momentkapaciteten i gjutskedet*** är ***OK***

### 4.2.2 Kontroll av tvärkraftskapacitet

*Bärande konstruktioner, Del 1, kap S5.3*
$V_{pl,Rd} = 5{,}02\ MN$

*Jämför den maximala tvärkraften under gjutningsskedet:*
$V_{Ed} = 97kN < V_{pl,Rd} \rightarrow$ *Balkens tvärkapacitet är tillräcklig*

*Tabell 23, utnyttjandegrader för moment och tvärkraft i gjutskedet*

| | Utnyttjandegrad |
|---|---|
| Moment | 34% |
| Tvärkraft | 19% |

## 4.3 Kontroll av samverkanstvärsnittet i SLS

### 4.3.1 Kontroll av spänningar i samverkanstvärsnitt i SLS

**Tvärsnittskonstanter för spänningsberäkningar**
***Mittstöd:***

***Areor***
$h_d = 0{,}3\ m$ (höjd på dragen betong)
$A_{c,eff} = b_{eff,2} * (h_c - h_d) = 0\ m^2$ (antar att hela betongen är dragen)
$A_{balk} = 0{,}0689\ m^2$ (area I-balk)
$A_{arm} = 2 * A_s = 0{,}0362\ m^2$ (total armeringsarea)
$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} + A_{arm} = 0{,}1051\ m^2$ (area samverkanstvärsnitt)

***Tyngdpunkter***
$z_c = \frac{(h_c - h_d)}{2} = 0\ m$ (tyngdpunkt för sprucken betongfläns)
$z_{arm} = \frac{(d_1 + d_2)}{2} = 0{,}15\ m$ (tyngdpunkt för armeringsstänger)
$z_{balk} = 0{,}7089\ m$ (tyngdpunkt för I-balk)
$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk}) + A_{arm} * z_{arm}}{A_{sam}} = 0{,}7131\ m$ (tyngdpunkt samverkanstvärsnitt)

***Hävarmar***
$a_c = z_{sam} - \frac{h_c}{2} = 0{,}5631\ m$ (avstånd mellan tyngdpunkter för betongfläns och samverkanstvärsnitt)
$a_s = h_c + z_{balk} - z_{sam} = 0{,}2958\ m$ (avstånd mellan tyngdpunkter för I-balk och samverkanstvärsnitt)

***Yttröghetsmoment***
$I_c = \frac{b_{eff,2} * (h_c - h_d)^3}{12} = 0\ m^4$ (yttröghetsmoment för betong)
$I_{balk} = 0{,}0136\ m^4$ (yttröghetsmoment I-balk)
$I_{arm,1} = A_s * (z_{sam} - d_1)^2 = 0{,}0043\ m^4$ (yttröghetsmoment undre armeringslager)
$I_{arm,2} = A_s * (z_{sam} - d_2)^2 = 0{,}0074\ m^4$ (yttröghetsmoment övre armeringslager)
$I_{sam} = I_{balk} + A_{balk} * a_s^2 + \frac{I_c}{\alpha_{eff}} + \frac{A_{c,eff} * a_c^2}{\alpha_{eff}} + I_{arm,1} + I_{arm,2} = 0{,}0313\ m^4$ (yttröghetsmoment samverkanstvärsnitt)

***Fält:***

*Följer samma princip som vid stöd*

***Areor***

$h_d = 0\ m$ (höjd på dragen betong)

$A_{c,eff} = b_{eff,1} * (h_c - h_d) = 1{,}35\ m^2$ (antar att hela betongen är tryckt)

$A_{balk} = 0{,}0689\ m^2$

$A_{arm} = 2 * A_s = 0{,}0402\ m^2$ (beaktar ändå armering för tyngdpunktsberäkning)

$A_{sam} = A_{balk} + \frac{A_{c,eff}}{\alpha_{eff}} + A_{arm} = 0{,}2111\ m^2)$

***Tyngdpunkter***

$z_c = \frac{(h_c - h_d)}{2} = 0{,}15\ m$

$z_{arm} = 0{,}15\ m$

$z_{balk} = 0{,}7089\ m$

$z_{sam} = \frac{\frac{A_{c,eff} * z_c}{\alpha_{eff}} + A_{balk} * (h_c + z_{balk}) + A_{arm} * z_{arm}}{A_{sam}} = 0{,}4303\ m$

***Hävarmar***

$a_c = 0{,}2803\ m$

$a_s = 0{,}5786\ m$

***Yttröghetsmoment***

$I_c = \frac{b_{eff,1} * (h_c - h_d)^3}{12} = 0{,}0101\ m^4$

$I_{balk} = 0{,}0136\ m^4$

$I_{arm,1} = 0{,}00085\ m^4$

$I_{arm,2} = 0{,}0025\ m^4$

$I_{sam} = I_{balk} + A_{balk} * a_s^2 + \frac{I_c}{\alpha_{eff}} + \frac{A_{c,eff} * a_c^2}{\alpha_{eff}} + I_{arm,1} + I_{arm,2} = 0{,}0488\ m^4$

## Spänningsberäkningar

***<u>Mittstöd</u>***

$M_{Ed,ka} = -8{,}5\ MNm$ (lasteffekt, karakteristisk kombination, Tabell 14)
$F_1 = F_2 = \varepsilon_{cs} * E_s * A_s \approx 885\ kN$ (krympkrafter respektive armeringslager)
$e_{cs} = -z_{sam} + h_c = -0{,}4131\ m$ (hävarm till överkant I-balk från tvärsnittets tyngdpunkt)
$e_{uk,s} = h_{tot} - z_{sam} = 0{,}3869\ m$ (hävarm till underkant I-balk från tvärsnittets tyngdpunkt)
$e_{s,2} = -z_{sam} + d_2 = -0{,}6381\ m$ (hävarm till övre armeringslager från tvärsnittets tyngdpunkt)

$\sigma_{\text{ök},s} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * e_{cs} \approx 108{,}5\ MPa$ (spänning överkant I-balk)
$\sigma_{uk,s} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * e_{uk,s} \approx -134{,}2\ MPa$ (spänning underkant I-balk)
$\sigma_{arm} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * e_{s,2} + \frac{F_2}{A_{arm}} \approx 201{,}2\ MPa$ (spänning i nivå med övre armeringslager)

*SS-EN 1992-1-1:2005 (7.2)*

*<u>Spänningsbegränsningar:</u>*
$|\sigma_{\text{ök},s}| \leq f_y = 355\ MPa$ **OK** (begränsning av spänning för I-balk)
$|\sigma_{uk,s}| \leq 355\ MPa$ **OK** (begränsning av spänning för I-balk)
$|\sigma_{arm}| \leq 0{,}8 f_{yk} = 400\ MPa$ **OK** (begränsning av spänning för armering)

*<u>Kontroll av det neutrala lagret:</u>*
$\sigma_s = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * (x_n - z_{sam}) = 0$ *ger* $x_n \approx 0{,}658\ m$
$\sigma_s(x_n) \approx -0{,}012\ MPa$ **acceptabel!**
Då $x_n > h_c$ **antagande stämmer!**

***<u>Fält</u>***

$M_{Ed,ka} = 6{,}55\ MNm$ (lasteffekt, karakteristik kombination, Tabell 15)
$F_1 = F_2 = \varepsilon_{cs} * E_s * A_s \approx 984\ kN$ (krympkrafter respektive armeringslager)
$e_{\text{ök},c} = -z_{sam} = -0{,}4358\ m$ (hävarm till överkant betong från tvärsnittets tyngdpunkt)
$e_{uk,c} = -z_{sam} + h_c = -0{,}1358\ m$ (hävarm till underkant betong från tvärsnittets tyngdpunkt)
$e_{cs} = -z_{sam} + h_c = -0{,}1358\ m$ (hävarm till överkant I-balk från tvärsnittets tyngdpunkt)
$e_{uk,s} = h_{tot} - z_{sam} = 0{,}6642\ m$ (hävarm till underkant I-balk från tvärsnittets tyngdpunkt)

$\sigma_{\text{ök},c} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}*\alpha_{eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}*\alpha_{eff}} * e_{\text{ök},c} + \frac{(F_1+F_2)}{A_{c,eff}} \approx -3{,}2\ MPa$ (spänning överkant betong)

$\sigma_{uk,c} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}*\alpha_{eff}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}*\alpha_{eff}} * e_{uk,c} + \frac{(F_1+F_2)}{A_{c,eff}} \approx -0{,}46\ MPa$ (spänning underkant betong)

$\sigma_{\text{ök},s} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * e_{cs} \approx -25\ MPa$ (spänning överkant I-balk)

$\sigma_{uk,s} = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed,ka}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * e_{uk,s} \approx 73\ MPa$ (spänning underkant I-balk)

*Spänningsbegränsningar:*

$|\sigma_{\text{ök},s}| \leq 355\ MPa$ **OK**

$|\sigma_{uk,s}| \leq 355\ MPa$ **OK**

$|\sigma_{\text{ök},c}| \leq 20{,}25\ MPa$ **OK**

*Kontroll av det neutrala lagret:*

$\sigma_s = \frac{-(F_1+F_2)}{A_{sam}} + \frac{(M_{Ed}+F_2*e_{s,2}+F_1*e_{s,1})}{I_{sam}} * (x_n - z_{sam}) = 0\ ger\ x_n \approx 0{,}5062\ m$

$\sigma_s(x_n) \approx -0{,}00142\ MPa$ **acceptabel!**

Då $x_n > h_c$ **antagande stämmer!**

### 4.3.2 Kontroll av sprickbredd i samverkanstvärsnittet i SLS

**Kontroll av sprickbredd vid mittstöd**

*SS-EN 1992-1-1:2005 (7.3.4)*

$k_1 = 0{,}8$ (kamstänger)
$k_2 = 0{,}5$ (faktor)
$k_3 = 3{,}4$ (nationell parameter)
$k_4 = 0{,}425$ (nationell parameter)
$k_t = 0{,}4$ (långtidslast)
$c_{nom} = 0{,}035m$ (nominellt betongtäckskikt)

$h_{c,eff} = \min\left(2.5 * \frac{d_1+d_2}{2}\ ,\ \frac{h_{tot}-x_n}{3}\ ,\ \frac{h_{tot}}{2}\right) = 0{,}2475\ m$
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b_{eff,2} = 1{,}002\ m^2$
$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0{,}018$
$s_{r,max} = k_3 * c_{nom} + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 0{,}2697\ m$
$\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1+\alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} = 5{,}427 * 10^{-4}$
$0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 6{,}036 * 10^{-4}$
$\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} * (1+\alpha * \rho_{p,eff})}{E_s} < 0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s}$ (EJ OK)

$w_k = s_{r,max} * (0{,}6 * \frac{\sigma_s}{E_s}) \approx 0{,}163\ mm$ (karakteristisk sprickbredd med minsta skillnad i medeltöjning)

$w_{k,max} = 0{,}30\ mm$ (krav på sprickbredd)

$w_k < w_{k,max}$ **OK! Krav på sprickbredd uppfylls**

### 4.3.3 Kontroll av nedböjning i samverkanstvärsnittet i SLS

Nedböjningen i fält utgår från lastfall 2 i längdled, där den karakteristiska lastkombinationen användes. Analysen har gjorts med finita element-tillägget CALFEM i matlab med tvärsnittskonstanterna från analysen i bruksstadiet i längdled. Yttröghetsmomentet i stöd användes för en mer konservativ analys.

*Följande har använts:*

$I_{sam} = 0{,}0313\ m^4$ (Yttröghetsmoment för sprucket samverkanstvärsnitt, tagen ur 4.3.1)

$E_s = 200\ MPa$ (Elasticitetsmodulen för stål)

Kravet för nedböjnigen för en kontinuerlig balk enligt SS-EN 1990 är L/400, där L är spännvidden.

Maximalt tillåten nedböjning = 75 mm.
Resulterande nedböjning för samverkanstvärsnittet i längdled = 57,1 mm.
Utnyttjandegraden av maximal nedböjning = 75/57,1 = 76,1%

**Nedböjningskravet uppfylls**

Se bilaga C CALFEM-kod för uträkning av nedböjningen.

## 4.4 Detaljutformning av studs i ULS

*SS-EN 1994-2:2005 (6.6.3-6.6.5)*

***Antagna dimensioner på studs:***

$d_{skaft} = 22\ mm$ (skaftdiameter)
$d_{huvud} = 40\ mm$ (huvudets diameter)
$h_{huvud} = 15\ mm$ (huvudets höjd)
$h_{tot} = 150\ mm$ (nominell totalhöjd för svetsbult)
$h_{skaft} = h_{tot} - h_{huvud} = 135\ mm$ (skaftens höjd)

*Krav på dimensioner*

$d_{skaft,max} = 1.5 * t_{öf} = 45\ mm$ (högsta tillåtna skaftdiameter)
$d_{huvud,min} = 1.5 * d_{skaft} = 33\ mm$ (huvudets minsta diameter)
$h_{huvud,min} = 0.4 * d_{skaft} = 8{,}8\ mm$ (huvudets minsta höjd)
$h_{tot,min} = 3 * d_{skaft} = 66\ mm$ (minsta nominella totalhöjd för svetsbult)

*Kontroll av dimensioner*

$d_{skaft} \leq d_{skaft,max}$ **OK**
$d_{huvud,min} \leq d_{huvud}$ **OK**
$h_{huvud,min} \leq h_{huvud}$ **OK**
$h_{tot,min} \leq h_{tot}$ **OK**

***Antagna centrum- & kantavstånd:***

$b_0 = 300\ mm$ (centrumavstånd mellan studsen tvärs skjuvriktningen)
$e_D = (b_{öf} - b_0)/2 = 75\ mm$ (avstånd från flänskant till centrum av förbindare)

*Krav för avstånd*

$e_{D,min} = 25\ mm$ (minsta avstånd mellan förbindarens kant och flänskant)
$cc_{min} = 5 * d_{skaft} = 110\ mm$ (minsta avstånd mellan skjuvförbindare i längsriktningen)
$cc_{max} = \min(4 * h_c\ , 800) = 800\ mm$ (maximalt avstånd mellan skjuvförbindare i längsriktningen)
$b_{0,min} = 2.5 * d_{skaft} = 55\ mm$ (minsta centrumavstånd mellan skjuvförbindare tvärs skjuvriktningen)
$b_{0,max} = b_{öf} - 2 * (e_{D,min} + d_{skaft}/2) = 378\ mm$ (maximalt centrumavstånd mellan skjuvförbindare tvärs skjuvriktningen)

*Kontroll av avstånd*

$b_{0,min} \leq b_0 \leq b_{0,max}$ **OK**
$(e_{D,min} + d_{skaft}/2) \leq e_D$ **OK**

***Dimensionerande bärförmåga för förbindare:***

$f_u = 500\ MPa$ (svetsbultens brottgräns)
$\gamma_v = 1.25$ (partialkoefficient)

$P_{Rd,1} = \frac{0.8 * f_u * \pi * {d_{skaft}}^2/4}{\gamma_v} = 121{,}64\ kN$ (bärförmåga för svetsbult)

$P_{Rd,2} = \frac{0{,}29*\alpha*{d_{skaft}}^2*\sqrt{f_{ck}*E_{cm}}}{\gamma_v} = 142{,}92\ kN$ där (bärförmåga för svetsbult)

$\alpha = 1$ då $\frac{h_{tot}}{d_{skaft}} > 4$ (faktor)

$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}\ ,\ P_{Rd,2}) = 121{,}64\ kN$ (dimensionerande bärförmåga)

*Steel bridges (13.5)*

***Antal studs:***

$V_{ed} = 2{,}11\ MPa$ (lasteffekt, dimensionerande tvärkraft)

$\alpha = 5{,}56$ (relation mellan E-moduler)

$z_0 = 0{,}2058\ m$ (avstånd mellan tyngdpunkt betongfläns och samverkanstvärsnitt)

$I_{sam} = 0{,}0538\ m^4$ (yttröghetsmoment samverkanstvärsnitt vid mittstöd)

$A_{c,eff} = b_{eff,2} * h_c = 1{,}215\ m^2$ (ekvivalent area betongtvärsnitt vid mittstöd)

$S_c = z_0 * A_{c,eff} = 0{,}250\ m^3$ (statiskt moment för betongfläns)

$v_{el,Ed} = \frac{V_{ed}*S_c}{I_{sam}*\alpha} = 1{,}765\ MN/m$ (skjuvkraft per längdenhet)

$n = \frac{v_{el,Ed}}{P_{Rd}} \approx 15\ st$ (antal studs per meter)

$n_{rad} = \frac{n}{3} = 5\ st$ (antal studs per meter i rader om 3)

$cc = \frac{1000}{n_{rad}} = 200\ mm$ (avstånd mellan skjuvförbindare i längsriktningen)

$b_{0,min} \leq \frac{b_0}{2} \leq b_{0,max}$ **OK**

$cc_{min} \leq cc \leq cc_{max}$ **OK**

## 4.5 Dimensionering av svetsar

För att möjliggöra transport och underlätta hantering av I-balkarna kommer de att förtillverkas i längder om 20m. Det innebär att balkarna behöver svetsas samman i snitt x=20m och x=40m. I-balkarna kommer sammanfogas med stumsvetsar. Dessa svetsars hållfasthet överstiger I-balkarnas och behöver inte kontrolleras. Svetsarna mellan liv och flänsar behöver däremot kontrolleras.

*Bärande konstruktioner: del 2 (S9).*

**Halssvetsar (mellan liv och flänsar)**

$M_{Ed} = -10{,}97\ MN$ Tagen ur Tabell 14
$V_{Ed} = 419{,}9\ kN$ Tagen ur Tabell 7

Kontroll görs i stöd B då det är där svetsarna är som mest belastade. Betongens bidrag försummas då den är sprucken. I-balkens geometri finns i Kapitel 4.
$I = 13{,}1 * 10^3\ m^4$ (Kapitel 4)
$R_b = 3{,}7\ MN$ (Stödreaktion, se Figur 15)
$L = 0{,}66\ m$ (upplagets längd, Kapitel 5.2)
$P_{tot_d} = 532\ kN$ (Sammanvägda punktlaster se Bilaga C)
$Q_{fil_tot_d} = 35\ kN/m$ (Sammanvägda utbredda laster se Bilaga C)
$Q_{g_d} = 49{,}1\ kN$
$Q_{g_d}$=49,1 kN (Sammanvägd egentyngd se Bilaga C)

**Undre svets**
$a_u = 0{,}010$ m (Svetsens a-mått)
$f_u = 510\ MPa$
$\gamma_{M2} = 1{,}25$
$\beta w = 0{,}85$

$S_u = \frac{h_{Ibalk}}{2} b_{fu} * t_{fu} = 0{,}019\ m^3$ (Statiskt moment)
$\tau_{II} = \frac{V_{ed} * S_u}{I * 2 * a_u} = 31\ Mpa$ (Tau parallell)
$\sigma_v = \frac{R_b}{2 * \sqrt{2} * a_u * L} = 198\ Mpa$ (Sigma vinkelrät)
$\tau_v = \sigma_v = 198\ MPa$ (Tau vinkelrät)

$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_p + 3 * (\tau_p{}^2 + \tau_{II}{}^2)} = 400\ Mpa$ (Sigma ekvivalent)
$\sigma_{eq} = 400\ Mpa < \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta_w} = 480\ Mpa$ **OK**! (Kontroll bärfärmåga)

**Övre svets**
$a_{ö} = 0{,}006$m (Svetsens a-mått)
$S_{ö} = \frac{h_{Ibalk}}{2} b_{fo} * t_{fo} = 0{,}0074\ m^3$ (Statiskt moment)
$\tau_{II} = \frac{V_{ed} * S_{ö}}{I * 2 * a_{ö}} = 29\ Mpa$ (Tau parallell)
$\sigma_v = \frac{P_tot_d + Qfil_tot_d + Qg_d}{2 * \sqrt{2} * a_{ö} * L} = 54\ Mpa$ (Sigma vinkelrät)
$\tau_v$=$\sigma_v$=54 Mpa (Tau vinkelrät)

$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_p + 3 * (\tau_p{}^2 + \tau_{II}{}^2)} = 121\ Mpa$ (Sigma ekvivalent)

$\sigma_{eq} = 121\ Mpa < \frac{f_u}{\gamma_{M2} * \beta w} = 480\ Mpa$ **OK**! (Kontroll bärfärmåga)

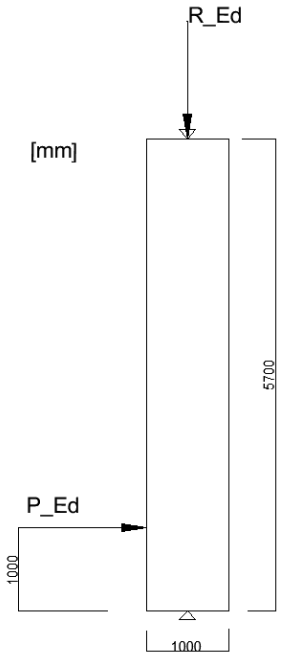
# 5 Dimensionering av underbyggnad

## 5.1 Dimensionering av mittstöd

Betongpelaren dimensioneras för att bära stödreaktionen i stöd B, samt en påkörningslast som verkar en meter från pelarens underkant. Påkörningslasten är framtagen ur SS-EN1991-1 tabell 4.1.

***Dimensionernade laster:***

$R_B = 3700\ kN$ (stödreaktion, se Figur 15. Tagen ur Matlab i Bilaga C)
$P = 500\ \ kN$ Tagen ur *SS-EN1991-1 tabell 4.1.*
$P_{Ed} = 750\ \ kN$ (Dimensionerande påkörningslast)




*Figur 24 Illustration av spelare och krafter som verkar på denna.*

***Materialegenskaper Betongpelare:***

Betong C45/55
$f_{ctm} = 3{,}8\ \ MPa$
$f_{ck} = 45\ MPa$
$\gamma_c = 1{,}5$
$E_{cm} = 36\ GPa$

Armerning B500B

$f_{yk} = 36\ MPa$
$\gamma_s = 1{,}15$
$E_s = 200\ GPa$

***Framtagning av dimensionerande materialegenskaper***
*Bärande konstruktioner: del 1 (kap B2)*

$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 30\ MPa$ (dimensionerande tryckhållfasthet betong)

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435\ MPa$ (dimensionerande hållfasthet stål)

## Placering av armering

*Bärande konstruktioner: del 1 (kap B4.3.4)*

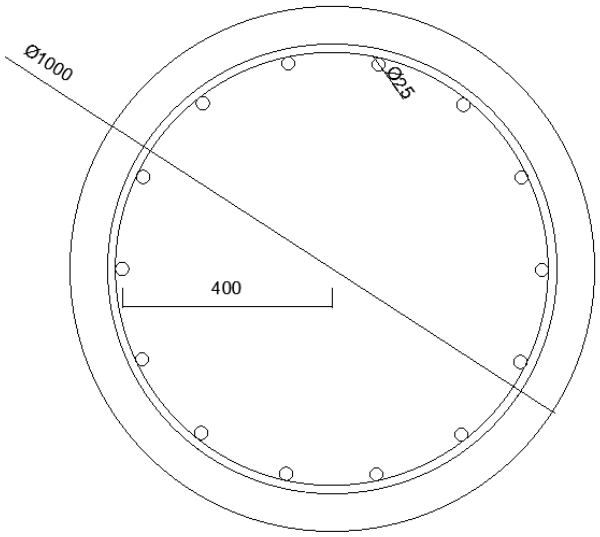
***Minsta tillåtna täckskikt:***

$c_{min} = 0{,}025$ (Minsta tillåtna täckskikt)
$c_{dev} = 0{,}010$
$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = 0{,}035$ (nominellt värde på täckskikt)

***Minsta centrumavstånd mellan armeringsstänger:***

$d_g = 0{,}02$ m (största stenstorlek i ballasten)
$a_{min} = \max(\emptyset, d_g + 0{,}005\ , 0{,}02) = 0{,}025$ m (minsta centrumavstånd)

## Ansätter ett tvärsnitt för betongpelare och kontrollerar om kapaciteten är tillräcklig




*Figur 25 Illustration av pelartvärsnitt.*

***Geometri***

$L = 5{,}7\ m$
$L_P = 1m$ (påkörningslastens angreppspunkt Se Figur 24)
$r = 0{,}5$
$r_a = 0{,}4$
$\emptyset = 25\ mm$
Antal stänger 14st

***Kontroll armeringsmängd:***
*Bärande konstruktioner: del 1 (Avsnitt B4.3.2)*

$A_{si} = \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 * \pi = 4{,}9 * 10^{-4}\ m^2$ (Area ett armeringsstål)
$A_{smin} = 0{,}26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) * r^2 * \pi = 16 * 10^{-4}\ m^2$ (minsta armeringsmängd)
$A_{smax} = 0{,}04 * \pi * r^2 = 0{,}0314\ m^2$ (högsta armeringsmänd)
$A_s = 14 * A_{si} = 69 * 10^{-4}\ m^2$
$A_{smin} < A_s < A_{smax} \quad \rightarrow \boldsymbol{OK}!$

***Kontroll av pelarens slankhet:***
*Bärande konstruktioner del 2 (Kapitel K2 och avsnitt B11.3)*

$L_0 = L = 5{,}7\ m$ (pelarens knäcklängd Eulers andra knäckfall)
$I_c = \pi * \frac{r^4}{4} = 0{,}0491\ m^4$ (pelarens tröghetsmoment)
$A_c = \pi * r^2 = 0{,}7854\ m^2$ (Tvärsnittets betongarea)
$i = \sqrt{\frac{Ic}{Ac}} = 0{,}25$ (tröghetsradie)
$n = \frac{R_{Ed}}{fcd*Ac} = 0{,}157$ (relativ normalkraft)
$\lambda = \frac{L0}{i} = 22{,}8$ (slankhetstal hos bruttotvärsnitt)
$\lambda_{lim} = \frac{10{,}8}{\sqrt{n}} = 27{,}25$ (Konservativt värde på gränsvärdet)

**$\lambda < \lambda_{lim}$ pelaren är inte slank och andra ordningens moment måste inte beaktas**

***Första ordningens moment och normalkraft***
*Bärande konstruktioner del 2 ( Kapitel B11)*

***Initiallutning:***
$\theta = \theta_0 * \alpha_m * \alpha_h = 0{,}0042$ (initiallutning)
$\theta_0 = 0{,}005$ (grundvärde)
$m = 1$
$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{\frac{L}{m}}} = 0{,}8377$ (reduktionsfaktor )
$\alpha_m = \sqrt{0.5 * (1 + 1/m)} = 1$ (reduktionsfaktor )

***Initial excentricitet:***
$e_i = \theta * \frac{L0}{2} = 0{,}0119$

***Moment från påkörningslast:***

$M_P = P_{Ed} * (L - Lp) * \frac{Lp}{L} = 618\ kNm$ (Tas fram med elementarfall)

***Moment från axiell last***

$M_i = R(e_i + e) = 44{,}2\ kNm$

***Totalt moment som verkar på pelaren***

$M = M_p + M_i = 662{,}6\ kNm$

***Normarkraft som verkar på pelaren***

$N = R_B = 3{,}7MN$

## Faktorer för avläsning av Interaktionsdiagram, normalkraft-moment

*Betongföreningens handbok till Eurocode 2, sida E3-6*

$\frac{t}{h} = \frac{0{,}1}{1} = 0{,}1$

$M_{rel} = \frac{M}{Ac*h*fcd} = 0{,}0281$

$N_{rel} = \frac{N}{Ac*fcd} = 0{,}1570$

$\omega = \frac{A_s*fyd}{Ac*fcd} = 0{,}1268$

Avläsning av interaktionsdiagram i *Betongföreningens handbok till Eurocode 2* ger att betongpelaren har tillräckligt med kapacitet för att bära lasten av bron samt påkörningslasten.

## 5.2 Val av lager

Lagren som undersökts är FR4 pottlager från TOBE. Maximala stödreaktionen som uppstår för någon av lastkombinationerna i längdled är 3,76 MN och uppstår i beräkningsmodell 3 i längdled, se Figur 15.

Val av lager väljs utifrån avläsningar från tabeller i produktblad. Potlagerna TOBE Type 40 väljs för det fast inspända, de ensidiga samt de allsidiga lagren där kapacitet för respektive lager är 4,69 MN. Måtten för de ensidiga samt den allsidiga är 660x660 mm vilket medför en diameter på 993 mm och passar på mittstöden.

Utnyttjandegraden för pottlagrena blir således 3,76/4,69 = 0,8 = 80%

# Bilaga C, Matlabscript

## Table of Contents


**Framtagning av Filfaktorer** ..... 1
Beräkniingsmodell för Filfaktorer ..... 1
**Framtagning av moment och tvärkraft i tvärled** ..... 5
Beräkningsmodell 1 i tvärled, Max-moment i stöd A ..... 6
Beräkningsmodell 2 i tvärled, Maximal tvärkraft i B ..... 10
Beräknignsmodell 3 i tvärled, Moment i fält ..... 14
**Nedböjning i tvärled** ..... 18
Nedböjning i tvärled utifrån Beräkningsmodell 1, Maxmoment stöd A ..... 19
Nedbörjning i tvärled utifrån Beräkningsmodell 2, maximal tvärkraft betongplatta ..... 21
Nedböjning i tvärled utifrån Beräkningsmodell 3, maxmoment i fält ..... 22
**Moment och tvärkrafts-framtagning i Längdled** ..... 24
Beräkningsmodell 1 i längdled, Maxmoment i stöd ..... 25
Beräkningsmodell 2 i längdled, Maxmoment i fält ..... 28
Beräkningsmodell 3 i längdled, Maxtvärkraft i mittstöd ..... 31
**Moment och tvärkraft-framtagning i Gjutskedet** ..... 33
Beräkningsmodell 1 och 2 i gjutskedet ..... 34
**Nedböjning i Längdled** ..... 36
Nedböjning i längdled utifrån Beräkningsmodell 2 för Maxmoment i fält ..... 36


# Framtagning av Filfaktorer

```
clc
clear
clf
% indata som inte spellar npgon roll för momentframtagningen.
% Måste vara med för att scriptet ska fungera.
E=1;
A=1;
I=1;

q1=9*10^3*0.7;      %lastfält 1
q2=2.5*10^3;        %lastält 2
q3=2.5*10^3;        %övriga lastfält
qG=9.8*10^3;        %egentyngd betongfarbana
qG_2 = 10e+3;       %egentyngd för kantbalkar
QG = 0.5e+3;        %egentygd för
Q1=300*10^3*0.9;    %Boggilast för lastfärlt 1
Q2=200*10^3*0.9;    %Boggilast för lastfärlt 2
```

# Beräkniingsmodell för Filfaktorer

```
filfaktor=zeros(3,1); %definerer en vektor för att sammla
 filfaktorerna
Stod_kraft=zeros(3,1); % definerar en vektor för att samla
 stödkrafterna
```

```
%Topografimatrisen
Edof=[1     1   2   3   4   5   6
      2     4   5   6   7   8   9
      3     7   8   9   10  11  12
      4     10  11  12  13  14  15
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39
      13    37  38  39  40  41  42];

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[-0.4    0
    0       1.75        %ingen last
    1.75    2.75        %last 3
    2.75    3.25        %last 2
    3.25    5.25        %last 2
    5.25    5.75        %last 2
    5.75    6.25        %last 1
    6.25    8.25        %last 1
    8.25    8.75        %last 1
    8.75    10.75       %last 3
    10.75   15.25       %ingen last
    15.25   17          %last 3
    17      17.4]+0.4;      %ingen last

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader


ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.
ep=zeros(n,3); %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;
for k=1:3
if k==1
%utbredda laster för endast punktlasterna
eq=[0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0
    0 0];
```

```
% Lägger in boggilasterna för filfaktorberäkningen av punktlaster
f_load=zeros(j,1);
f_load(14)=-Q2/2;
f_load(17)=-Q2/2;
f_load(23)=-Q1/2;
f_load(26)=-Q1/2;

elseif k==2
    %utbredda laster för endast utbredda trafiklasterna
eq=[0 0    %ingen last
    0 0    %ingen last
    0 -q3  %last 3
    0 -q2  %last 2
    0 -q2  %last 2
    0 -q2  %last 2
    0 -q1  %last 1
    0 -q1  %last 1
    0 -q1  %last 1
    0 -q3  %last 3
    0 0    %ingen last
    0 -q3  %last 3
    0  0]; %ingen last
f_load=zeros(j,1);

elseif k==3
    %utbredda laster för endast egentyngden
eq=[0 -qG_2
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG
    0 -qG_2];

f_load = zeros(j,1); %definierar lastvektorn

%Lägger in räckena som punktlaster i lastvektorn
f_load(2) = QG;
f_load(41) = QG;
end
%låser stöd horisontellt och vertikalt
 x=[7   0
    8   0
    22  0
    23  0
    31  0
    32  0
    34  0
```

```
    35  0];

%skapar globala styvhetsmatrisen och lastvektorn
f = zeros(j,1);
K = zeros(j);

%assemblerar alla styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

f = f + f_load; %Lägger in punktlaster i lastvektorn
[a, bl] = solveq(K,f, x); %löser ekvationssystemet

ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen
M=[];
V=[];
z=10;
x=[];

%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:length(Edof)
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end

%plottar moment och tvärkraftsdiagram
hold on
figure(k)
line([0 17], [0,0]);
plot(x,-M,'r')
title('Momentdiagram');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")

figure(k+3)
line([0 17], [0,0]);
plot(x,-V,'b')
title('TvÃ¤rkraftsdiagram');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
line([0 17], [0,0]);

%samlar stödreaktionerna, total last och filfaktorerna i vektorer
if k ==1
```

```
Last_tot(k,1) = Q1+Q2;
fil_punkt=(bl(23))/(Q1+Q2);
kontroll1 = (bl(8)+bl(23)+bl(32)+bl(35))/(Q1+Q2)
filfaktor(k,1) = fil_punkt;
Stod_kraft(k) = bl(23);
elseif k==2
Last_tot(k,1) = q1*3+q2*(6+1.75);
fil_utbredd=(bl(23))/(q1*3+q2*(6+1.75));
kontroll2 = (bl(8)+bl(23)+bl(32)+bl(35))/(q1*3+q2*(6+1.75))
filfaktor(k,1) = fil_utbredd;
Stod_kraft(k) = bl(23);
elseif k==3
Last_tot(k,1) = qG*17+qG_2*0.8;
fil_egentyngd = (bl(23))/(qG*17+qG_2*0.8);
kontroll3 = (bl(8)+bl(23)+bl(32)+bl(35))/(qG*17+qG_2*0.8)
filfaktor(k,1) = fil_egentyngd;
Stod_kraft(k) = bl(23);
end
end
%Visar laster, filfaktorer och stödkrafter för de olika lasttyperna
Last_tot
filfaktor
Stod_kraft
```

# Framtagning av moment och tvärkraft i tvärled

```
clc
clear
% indata som inte spellar npgon roll för momentframtagningen.
% Måste vara med för att scriptet ska fungera.
E=1;
A=1;
I=1;

%indata
hbp = 0.3; %brobaneplatta
hb = 0.1;  %beläggning
h_kantbalk = 0.4; %höjd för kantbalk
gamma_betong = 25e+3; %tunghet
gamma_belaggning = 23e+3; %tunghet beläggning
gamma_racke = 0.5e+3; %tunghet räcke
gamma_kantbalk = gamma_betong; %tunghet för kantbalkarna

qk_1=9*10^3*0.7;      %lastfält 1
qk_2=2.5*10^3;        %lastfält 2
qk_3=2.5*10^3;        %övriga lastfält
qk_G=hbp*gamma_betong+hb*gamma_belaggning;%Egentyngd brobaneplatta
qk_G2 = gamma_betong*h_kantbalk; %egentyng för för kantbalkarna
Qk_G = gamma_racke; %egentyngd för räcke
Qk_1=300*10^3*0.9;   %Boggilast för lastfält 1
Qk_2=200*10^3*0.9;   %Boggilast för lastfält 2

gamma_Q = 1.5; %korrigeringsfaktor för trafiklast
```

```
gamma_G = 1.35; %korrigerongsfaktor för egentyngd
gamma_Q1 = 1.5; %korrigeringsfaktor för trafiklast
gamma_Q2 = 1.5; %korrigeringsfaktor för trafiklast

phi_0_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_2_Boggi = 0;    %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_0_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_2_utbred = 0;   %tabell A2.1 i SS-EN 1990
epsilon = 0.85; %Faktor
```

# Beräkningsmodell 1 i tvärled, Max-moment i stöd A

```
M_max = zeros (5,2); %Definierar en matris fÃ¶r att samla de maximala
 momenten
V_max = zeros (5,2); %Definerar en matris fÃ¶r att samla de maximala
 tvärkrafterna
for k=1:5

if k == 1
%BROTTGÄNS
%Ekvation 6.10a i SS EN 1990
Q1 = gamma_Q1*phi_0_Boggi*Qk_1;
Q2 = gamma_Q2*phi_0_Boggi*Qk_2;
QG = gamma_G*Qk_G;
q1 = gamma_Q1*phi_0_utbred*qk_1;
q2 = gamma_Q2*phi_0_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG =qk_G * gamma_G;
qG_2 = qk_G2*gamma_G;

elseif k == 2
%ekvation 6.10b i SS EN 1990
Q1 = gamma_Q1*Qk_1;
Q2 = gamma_Q2*Qk_2;
QG = gamma_G*epsilon*Qk_G;
q1 = gamma_Q1*qk_1;
q2 = gamma_Q2*qk_2;
q3 = q2;
qG = epsilon*qk_G * gamma_G;
qG_2 = epsilon*qk_G2 * gamma_G;

elseif k==3
%Brukgräns
%KARATERISTISK
%ekvation 6.14b i SS EN 1990
Q1 = Qk_1;
Q2 = phi_0_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = qk_1;
```

```
q2 = phi_0_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;

elseif k==4
%FREKVENT
%ekvation 6.15b i SS EN 1990
Q1 = phi_1_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = phi_1_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;

elseif k==5
%KVASIPERMANENT
%ekv 6.16b i SS EN 1990
Q1 = phi_2_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = phi_2_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;
end
%Topografimatris
Edof=[1     1   2   3   4   5   6;
      2     4   5   6   7   8   9;
      3     7   8   9   10  11  12;
      4     10  11  12  13  14  15;
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39
      13    37  38  39  40  41  42];

%globala x-koordinatsmatrisen för elementen
ex=[-0.4    0         %kantbalk
    0       0.5       %last 1
    0.5     1.75      %last 1
    1.75    2.5       %last 1
    2.5     3         %last 1
    3       3.5       %last 2
    3.5     5.5       %last 2
    5.5     6         %last 2
    6    6.25      %last 3
```

```
    6.25    10.75     %ingen last
    10.75   15.25     %last 3
    15.25   17        %ingen last
    17      17.4]+0.4;%kantbalk

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.
ep=zeros(n,3); %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0 -qG_2
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q3-qG    %last 3
    0 -qG       %ingen last
    0 -q3-qG    %last 3
    0 -qG       %ingen last
    0  -qG_2];  %endast kantbalkar

%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[10   0
    11   0
    28  0
    29  0
    31  0
    32  0
    34  0
    35  0];      %lÃƒÂ¥ser stÃƒÂ¶d horisontellt och vertikalt

% Skapar globala lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end
%Placerar punktlaster i lastvektorn
f(2) = f(2) -QG;
f(8) = f(8) - Q1/2;
f(14) = f(14)- Q1/2;
f(20) = f(20)- Q2/2;
f(23) = f(23)- Q2/2;
f(41) = f(41) - QG;
```

```
%löser ekvationssystemet
[a, bl] = solveq(K,f, x); %Löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];
%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:n
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end
%Tar fram störrsta momenten
position_M_max = find (abs(M)==max(abs(M))); %Tar fram position i
 vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
M1_max = M(position_M_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram största tvärkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
V1_max = V(position_V_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);

%plottar
figure(1)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,M)
title('Momentdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10a)','Brottgräns (ekv
 6.10b)','Karakteristisk (ekv 6.14b)','Frekvent (ekv
 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")
```

```
figure(2)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,V)
title('Tvärkraftsdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10a)','Brottgräns (ekv
 6.10b)','Karakteristisk (ekv 6.14b)','Frekvent (ekv
 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
end

%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
M_max
V_max
```

# Beräkningsmodell 2 i tvärled, Maximal tvärkraft i B

```
M_max = zeros (5,2); %Definierar en matris fÃ¶r att samla de maximala
 momenten
V_max = zeros (5,2); %Definerar en matris fÃ¶r att samla de maximala
 tvÃ¤rkrafterna
for k=1:5

if k == 1
%BROTTGRÄNS
%ekvation 6.10a i SS EN 1990
Q1 = gamma_Q1*phi_0_Boggi*Qk_1;
Q2 = gamma_Q2*phi_0_Boggi*Qk_2;
QG = gamma_G*Qk_G;
q1 = gamma_Q1*phi_0_utbred*qk_1;
q2 = gamma_Q2*phi_0_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG =qk_G * gamma_G;
qG_2 = qk_G2*gamma_G;

elseif k == 2
%ekvation 6.10b i SS EN 1990
Q1 = gamma_Q1*Qk_1;
Q2 = gamma_Q2*Qk_2;
QG = gamma_G*epsilon*Qk_G;
q1 = gamma_Q1*qk_1;
q2 = gamma_Q2*qk_2;
q3 = q2;
qG = epsilon*qk_G * gamma_G; %egentngd
qG_2 = epsilon*qk_G2 * gamma_G; %egentngd

elseif k==3
%Brukgräns
%KARATERISTISK
```

```
%ekvation 6.14b i SS EN 1990
Q1 = Qk_1;
Q2 = phi_0_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = qk_1;
q2 = phi_0_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;

elseif k==4
%FREKVENT
%ekv 6.15b i SS EN 1990
Q1 = phi_1_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = phi_1_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;

elseif k==5
%KVASIPERMANENT
%ekv 6.16b i SS EN 1990
Q1 = phi_2_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = phi_2_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;
end
%Topografimatris
Edof=[1     1   2   3   4   5   6;
      2     4   5   6   7   8   9;
      3     7   8   9   10  11  12;
      4     10  11  12  13  14  15;
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39
      13    37  38  39  40  41  42];

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[-0.4    0         %endast kantbalkar
    0       1.75      %ingen last
    1.75    3.15      %last 2
    3.15    5.15      %last 2
```

```
    5.15    5.65      %last 2
    5.65    6.15      %last 1
    6.15    6.25      %last 1
    6.25    8.15      %last 1
    8.15    8.65      %last 1
    8.65    10.75     %last 3
    10.75   15.25     %ingen last
    15.75   17        %last 3
    17      17.4];    %endast kantbalkar


n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.
ep=zeros(n,3); %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0 -qG_2     %endast kantbalkar
    0 -qG       %ingen last
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q2-qG    %last 3
    0 -qG       %ingen last
    0 -q3-qG    %last 3
    0 -qG_2];   %endast kantbalkar

%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[7   0
    8   0
    22  0
    23  0
    31  0
    32  0
    34  0
    35  0];

% Skapar globala lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

%placerar punktlasterna i lastvektorn
```

```
f(2) = f(2) - QG;
f(20) = f(20) - Q1/2;
f(26) = f(26) - Q1/2;
f(11) = f(11) - Q2/2;
f(14) = f(14) - Q2/2;
f(41) = f(41) - QG;

%löser ekvationssststemet
[a, bl] = solveq(K,f, x); %Löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];
%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:n
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end

%Tar fram stÃ¶rsta momenten
position_M_max = find (abs(M)==max(abs(M))); %Tar fram position i
 vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
M1_max = M(position_M_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram stÃ¶rsta tvÃ¤rkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
V1_max = V(position_V_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);

%Plottar
figure(1)
hold on
```

```
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,M)
title('Momentdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10a)','Brottgräns (ekv
 6.10b)','Karakteristisk (ekv 6.14b)','Frekvent (ekv
 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")

figure(2)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,V)
title('Tvärkraftsdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10a)','Brottgräns (ekv
 6.10b)','Karakteristisk (ekv 6.14b)','Frekvent (ekv
 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
end
%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
V_max
M_max
```

# Beräknignsmodell 3 i tvärled, Moment i fält

```
M_max = zeros (5,2); %Definierar en matris fÃ¶r att samla de maximala
 momenten
V_max = zeros (5,2); %Definerar en matris fÃ¶r att samla de maximala
 tvÃ¤rkrafterna
for k=1:5

if k == 1
%BROTTGRÄNS
%ekv 6.10a i SS EN 1990
Q1 = gamma_Q1*phi_0_Boggi*Qk_1;
Q2 = gamma_Q2*phi_0_Boggi*Qk_2;
QG = gamma_G*Qk_G;
q1 = gamma_Q1*phi_0_utbred*qk_1;
q2 = gamma_Q2*phi_0_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG =qk_G * gamma_G;
qG_2 = qk_G2*gamma_G;

elseif k == 2
%ekv 6.10b i SS EN 1990
Q1 = gamma_Q1*Qk_1;
Q2 = gamma_Q2*Qk_2;
QG = gamma_G*epsilon*Qk_G;
q1 = gamma_Q1*qk_1;
q2 = gamma_Q2*qk_2;
q3 = q2;
qG = epsilon*qk_G * gamma_G; %egentngd
```

```
qG_2 = epsilon*qk_G2 * gamma_G; %egentngd

elseif k==3
%Brukgräns
%KARATERISTISK
%ekv 6.14b i SS EN 1990
Q1 = Qk_1;
Q2 = phi_0_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = qk_1;
q2 = phi_0_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;

elseif k==4
%FREKVENT
%ekv 6.15b i SS EN 1990
Q1 = phi_1_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = phi_1_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;

elseif k==5
%KVASIPERMANENT
%ekv 6.16b i SS EN 1990
Q1 = phi_2_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = Qk_G;
q1 = phi_2_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
qG = qk_G;
qG_2 = qk_G2;
end

%Topografimatris
Edof=[1     1   2   3   4   5   6
      2     4   5   6   7   8   9
      3     7   8   9   10  11  12
      4     10  11  12  13  14  15
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39];
```

```
%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[-0.4    0         %endast kantbalkar
    0       1.75      %ingen last
    1.75    2.25      %last 1
    2.25    4.25      %last 1
    4.25    4.75      %last 1
    4.75    6.25      %last 2
    6.25    10.75     %ingen last
    10.75   11.75     %last 2
    11.75   13.75     %last 2
    13.75   15.75     %last 2
    15.75   17        %ingen last
    17      17.4];    %endast kantbalkar

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.
ep=zeros(n,3); %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

eq=[0  -qG_2      %endast kantbalkar
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG_2];    %endast kantbalkar

%låser stöd horisontellt och vertikalt
 x=[7   0
    8   0
    19  0
    20  0
    22  0
    23  0
    31  0
    32  0];

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end
%placerar punktlaster i lastvektorn
```

```
f(2)=f(2) - QG;
f(11)=f(11)- Q1/2;
f(14)=f(14)- Q1/2;
f(26)=f(26)- Q2/2;
f(29)=f(29)- Q2/2;
f(38)=f(38) - QG;


[a, bl] = solveq(K,f, x); %löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];

%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:n
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end

%Tar fram stÃ¶rsta momenten
position_M_max = find (abs(M)==max(abs(M))); %Tar fram position i
 vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
M1_max = M(position_M_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram stÃ¶rsta tvÃ¤rkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
V1_max = V(position_V_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);

%plottar
figure(1)
```

```
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,M)
title('Momentdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10a)','Brottgräns (ekv
 6.10b)','Karakteristisk (ekv 6.14b)','Frekvent (ekv
 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")

figure(2)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,V)
title('Tvärkraftsdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10a)','Brottgräns (ekv
 6.10b)','Karakteristisk (ekv 6.14b)','Frekvent (ekv
 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
end

%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
V_max
M_max
```

# Nedböjning i tvärled

```
clc
clear
%indata
qk_1=9*10^3*0.7;      %lastfalt 1
qk_2=2.5*10^3;        %lastfalt 2
qk_3=2.5*10^3;        %Övriga lastfält
Qk_1=300*10^3*0.9;    %Boggilast för lastfärlt 1
Qk_2=200*10^3*0.9;    %Boggilast för lastfält 2

phi_0_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_2_Boggi = 0;    %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_0_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_2_utbred = 0;   %tabell A2.1 i SS-EN 1990

% Frekvent lastkombinattion enbart trafiklast
%sätter all egenvikt till 0 enligt krav brobyggande
%ekv 6.15b i SS EN 1990
Q1 = phi_1_Boggi*Qk_1;
Q2 = phi_2_Boggi*Qk_2;
QG = 0;
q1 = phi_1_utbred*qk_1;
q2 = phi_2_utbred*qk_2;
q3 = q2;
```

```
qG = 0;
qG_2 = 0;

E=36e9; % E-modul
A2eff=0.168; % Se bilaga B(SLS för betongplattan)
I2eff=0.00135;  % Se bilaga B (SLS för betongplatta)
```

# Nedböjning i tvärled utrifrån Beräkningsmodell 1, Maxmoment stöd A

```
%Topografimatris
Edof=[1     1   2   3   4   5   6;
      2     4   5   6   7   8   9;
      3     7   8   9   10  11  12;
      4     10  11  12  13  14  15;
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39
      13    37  38  39  40  41  42];

%globala x-koordinatsmatrisen för elementen
ex=[-0.4    0         %kantbalk
    0       0.5       %last 1
    0.5     1.75      %last 1
    1.75    2.5       %last 1
    2.5     3         %last 1
    3       3.5       %last 2
    3.5     5.5       %last 2
    5.5     6         %last 2
    6    6.25      %last 3
    6.25    10.75     %ingen last
    10.75   15.25     %last 3
    15.25   17        %ingen last
    17      17.4]+0.4;%kantbalk

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2);  % Definerar elementens position i y-led.

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0 -qG_2
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q2-qG    %last 2
```

```
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q3-qG    %last 3
    0 -qG       %ingen last
    0 -q3-qG    %last 3
    0 -qG       %ingen last
    0  -qG_2];  %endast kantbalkar

%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[10   0
    11   0
    28  0
    29  0
    31  0
    32  0
    34  0
    35  0];      %Randvillkor

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:)); % Tar fram
 elementstyvhetsmatris och elementlastvektor
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle); % Assemblerar till global
 styvhetsmatris och lastvektor
end
% Placering av punktlaseter i lastvektorn
f(2) = f(2) -QG;
f(8) = f(8) - Q1/2;
f(14) = f(14)- Q1/2;
f(20) = f(20)- Q2/2;
f(23) = f(23)- Q2/2;
f(41) = f(41) - QG;

%Löser ekvationssytemet
[a,bl] = solveq(K,f,x);

%Tar fram förskjutningsmatrisen
for i=1:n
    ed(i,:)=extract(Edof(i,:),a); %tar fram deformationer
end
%tar fram deformationer
deformationer=ed(:,2);
w_konsol_1=max(abs(ed(1:3,2))) %deformatoioner konsol lastmodell 1
w_falt_1=max(abs(ed(3:11,2))) %deformationer fält lastmodell 1
```

# Nedbörjning i tvärled utifrån Beräkningsmodell 2, maximal tvärkraft betongplatta

```
%Topografimatris
Edof=[1     1   2   3   4   5   6;
      2     4   5   6   7   8   9;
      3     7   8   9   10  11  12;
      4     10  11  12  13  14  15;
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39
      13    37  38  39  40  41  42];

%globala x-koordinatsmatrisen för elementen
ex=[-0.4    0         %endast kantbalkar
    0       1.75      %ingen last
    1.75    3.15      %last 2
    3.15    5.15      %last 2
    5.15    5.65      %last 2
    5.65    6.15      %last 1
    6.15    6.25      %last 1
    6.25    8.15      %last 1
    8.15    8.65      %last 1
    8.65    10.75     %last 3
    10.75   15.25     %ingen last
    15.25   17        %last 3
    17      17.4];    %endast kantbalkar


n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0 -qG_2     %endast kantbalkar
    0 -qG       %ingen last
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q2-qG    %last 2
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q1-qG    %last 1
    0 -q2-qG    %last 3
    0 -qG       %ingen last
    0 -q3-qG    %last 3
    0 -qG_2];   %endast kantbalkar
```

```
%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[7   0
    8   0
    22  0
    23  0
    31  0
    32  0
    34  0
    35  0];

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

%Lägger till punktlaster i lastvektorn
f(2) = f(2) - QG;
f(20) = f(20) - Q1/2;
f(26) = f(26) - Q1/2;
f(11) = f(11) - Q2/2;
f(14) = f(14) - Q2/2;
f(41) = f(41) - QG;
[a, bl] = solveq(K,f, x);

%tar fram förskjutningsmatrisen
for i=1:n
    ed(i,:)=extract(Edof(i,:),a);
end

%Tar fram maximala deformationen
deformationer=ed(:,2);
w_konsol_2=max(abs(ed(1:3,2))) %deformationer konsol lastfall 2
w_falt_2=max(abs(ed(3:11,2))) %deformationer fält lastfall 2
```

# Nedböjning i tvärled utifrån Beräkningsmodell 3, maxmoment i fält

```
%Topologimatris
Edof=[1     1   2   3   4   5   6
      2     4   5   6   7   8   9
      3     7   8   9   10  11  12
      4     10  11  12  13  14  15
      5     13  14  15  16  17  18
      6     16  17  18  19  20  21
      7     19  20  21  22  23  24
      8     22  23  24  25  26  27
      9     25  26  27  28  29  30
```

```
      10    28  29  30  31  32  33
      11    31  32  33  34  35  36
      12    34  35  36  37  38  39
      13    37  38  39  40  41  42
      14    40  41  42  43  44  45
      15    43  44  45  46  47  48];

%globala x-koordinatsmatrisen för elementen
ex=[-0.4    0         %endast kantbalkar
    0       1.75      %ingen last
    1.75    2.25      %last 1
    2.25    4         %last 1
    4       4.25      %last 1
    4.25    4.75      %last 1
    4.75    6.25      %last 2
    6.25    8.5       %ingen last
    8.5     10.75     %ingen last
    10.75   11.75     %last 2
    11.75   13        %last 2
    13      13.75     %
    13.75   15.25     %last 2
    15.25   17        %ingen last
    17      17.4];    %endast kantbalkar

n=Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader
ep=zeros(n,3);  %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A2eff;  ep(:,3)=I2eff; % Elementegenskaper

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0  -qG_2      %endast kantbalkar
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q1     %last 1
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG-q2     %last 2
    0  -qG        %ingen last
    0  -qG_2];    %endast kantbalkar

ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.

%anger vilka frihetsgrader som låses
x=[7   0
   8   0
   22  0
   23  0
   28  0
```

```
   29  0
   40  0
   41  0]; %Randvillkor

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:)); % Tar fram
 elementstyvhetsmatris och elementlastvektor
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle); %assemblerar till global
 styvhetsmatris och lastvektor
end
% placerar punktlaster i lastvektorn
f(2)=f(2)-QG;
f(11)=f(11)-Q1/2;
f(14)=f(14)-Q1/2;
f(32)=f(32)-Q2/2;
f(38)=f(38)-Q2/2;
f(47)=f(47)-QG;

%Löser ekvationssystemet
[a, bl] = solveq(K,f,x); % LÃ¶ser ekvationssystem

%tar fram förskjutningsmatrisen
for i=1:n
    ed(i,:)=extract(Edof(i,:),a); %Tar fram nedbÃ¶jningar
end

% Tar fram deformation
deformationer=ed(:,2);
w_falt_tillaten=4.5/400 %krav brobyggande B.3.4.2.2 (sid 77)
w_konsol_tillaten=0.005 %krav brobyggande B.3.4.2.2 (sid 77)
w_konsol_3=max(abs(ed(1:2,2))) % Neddböjning lastmodell 3 konsol
w_falt_3=max(abs(ed(3:13,2))) % Nedböjning lastmodell 3 fält
```

# Moment och tvärkrafts-framtagning i Längdled

Indata

```
clear
clc
%Filfaktorer
fil_Boggi = 0.7877; %filfaktor för Boggi-last
fil_utbredd = 0.6105; %filfaktorer för utbredd last
fil_egentyngd = 0.2446; %filfaktor för egentyngd

%LASTER
qk_1=9*10^3*0.7;          %utbredd last, lastfält 1
qk_2=2.5*10^3;            %utbredd last, lastfält 2
qk_G=9.8*10^3;             %egentyngd
```

```
qk_G2 = 10e+3;                %egentyngd kantbalkar
qk_G3 = 0.5e+3;               % egentyngd sidoräcken
Qk_1=300*10^3*0.9;            %Bogilast, lastfält 1
Qk_2=200*10^3*0.9;            %Boggilast, lastfärlt 2

Qk_tot = fil_Boggi*(Qk_1 + Qk_2); %total boggilast för trafiklast
qk_tot = fil_utbredd* (qk_1*3 + qk_2*7.75); %utbredd trafiklast i
 längdled
qG = fil_egentyngd*(17*qk_G + 0.8*qk_G2 + qk_G3); %utbredd egentyngd i
 längdled

gamma_G = 1.35; %korrigerongsfaktor för egentyngd
gamma_Q1 = 1.5; %korrigeringsfaktor för trafiklast

phi_0_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_2_Boggi = 0;    %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_0_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_2_utbred = 0;   %tabell A2.1 i SS-EN 1990
epsilon = 0.85; %Faktor
```

# Beräkningsmodell 1 i längdled, Maxmoment i stöd

```
for k=1:4
if k == 1
%ekv 6.10b i SS EN 1990
P_tot_d = gamma_Q1*Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = gamma_Q1*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d =epsilon*qG * gamma_G;%egentngd

elseif k==2
%Brukgräns
%KARATERISTISK
%ekv 6.14b i SS EN 1990
P_tot_d = Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = qk_tot ; %sammvägda utbred last
QG_d = qG;                              %egentng

elseif k==3
%FREKVENT
%ekv 6.15b i SS EN 1990
P_tot_d = phi_1_Boggi*Qk_tot;     %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_1_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d = qG;        %egentyngd

elseif k==4
%KVASIPERMANENT
%ekv 6.16b i SS EN 1990
P_tot_d = phi_2_Boggi*Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_2_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
```

```
QG_d = qG;                                                %egentngd
end

% indata som inte spellar npgon roll för momentframtagningen.
% Måste vara med för att scriptet ska fungera.
E=1;
A=1;
I=1;

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[0   15
    15  30
    30  60];

%Topografimatris
Edof=[1  1  2  3  4  5  6
      2  4  5  6  7  8  9
      3  7  8  9  10 11 12];

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

% Definerar elementens position i y-led.
ey=zeros(n,2);

%skapar vektorn för indatan
ep=zeros(n,3);
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -Qfil_tot_d-QG_d];   %full last

%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[1   0
    2   0
    7   0
    8   0
    10  0
    11  0];      %lÃ¥ser stÃ¶d horisontellt och vertikalt

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

f(5)=f(5)- P_tot_d;        %Lägger till punklast
[a, bl] = solveq(K,f, x);  %Löser ekvationssystemet
```

```
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];

%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:Edof(end,1)
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end

%Tar fram stÃ¶rsta momenten
position_M_max = find (abs(M)==max(abs(M))); %Tar fram position i
 vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
M1_max = M(position_M_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram stÃ¶rsta tvÃ¤rkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
V1_max = V(position_V_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);

%Plottar
figure(1)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,M)
title('Momentdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10b)','Karakteristisk (ekv
 6.14b)','Frekvent (ekv 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")
```

```
figure(2)
hold on
plot(x,V)
set(gca, 'YDir','reverse')
title('Tvärkraftsdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10b)','Karakteristisk (ekv
 6.14b)','Frekvent (ekv 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
end

%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
V_max
M_max
```

# Beräkningsmodell 2 i längdled, Maxmoment i fält

```
%Dimensionering
for k=1:4
if k == 1
%ekv 6.10b i SS EN 1990
P_tot_d = gamma_Q1*Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = gamma_Q1*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d =epsilon*qG * gamma_G;%egentngd

elseif k==2
%Brukgräns
%KARATERISTISK
%ekv 6.14b i SS EN 1990
P_tot_d = Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = qk_tot ; %sammvägda utbred last
QG_d = qG;                              %egentng

elseif k==3
%FREKVENT
%ekv 6.15b i SS EN 1990
P_tot_d = phi_1_Boggi*Qk_tot;     %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_1_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d = (qG);        %egentyngd

elseif k==4
%KVASIPERMANENT
%ekv 6.16b i SS EN 1990
P_tot_d = phi_2_Boggi*Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_2_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d = qG;                                              %egentngd
end

% indata som inte spellar npgon roll för momentframtagningen.
% Måste vara med för att scriptet ska fungera.
E=1;
```

```
A=1;
I=1;

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[0   15
    15  30
    30  60];      %ingen last

%Topografimatris
Edof=[1  1  2  3  4  5  6
      2  4  5  6  7  8  9
      3  7  8  9  10 11 12];

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2); %elementens globala positioner i y-led
ep=zeros(n,3);  %vektor för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

%global lastvektor för utbredda lasten
eq=[0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -QG_d           ];   %endast egentyngd

%bestämmer vilka frihetsgrader som är låsta
 x=[1   0
    2   0
    7   0
    8   0
    10  0
    11  0];      %lÃ¥ser stÃ¶d horisontellt och vertikalt

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

f(5)=f(5)- P_tot_d; %Lägger till punklast på rätt plats i lastvektorn
[a, bl] = solveq(K,f, x); %Löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];

%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:Edof(end,1)
```

```
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end

%Tar fram stÃ¶rsta momenten
position_M_max = find (x==15); %Tar fram position i vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
M1_max = M(position_M_max);                 %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram största tvärkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                %Tar fram x-koodrdinat
 för momentet
V1_max = V(position_V_max);                 %Tar fram största
 momentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);

%Plottar
figure(1)
hold on
plot(x,M)
set(gca, 'YDir','reverse')
title('Momentdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10b)','Karakteristisk (ekv
 6.14b)','Frekvent (ekv 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")

figure(2)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,V)
title('TvÃ¤rkraftsdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10b)','Karakteristisk (ekv
 6.14b)','Frekvent (ekv 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
end
```

```
%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
V_max
M_max
```

# Beräkningsmodell 3 i längdled, Maxtvärkraft i mittstöd

```
%Dimensionering
for k=1:4
if k == 1
%ekv 6.10b i SS EN 1990
P_tot_d = gamma_Q1*Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = gamma_Q1*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d =epsilon*qG * gamma_G;%egentngd

elseif k==2
%Brukgräns
%KARATERISTISK
%ekv 6.14b i SS EN 1990
P_tot_d = Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = qk_tot ; %sammvägda utbred last
QG_d = qG;                              %egentng

elseif k==3
%FREKVENT
%ekv 6.15b i SS EN 1990
P_tot_d = phi_1_Boggi*Qk_tot;     %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_1_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d = (qG);        %egentyngd

elseif k==4
%KVASIPERMANENT
%ekv 6.16b i SS EN 1990
P_tot_d = phi_2_Boggi*Qk_tot; %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_2_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d = qG;                                              %egentngd
end

% indata som inte spellar npgon roll för momentframtagningen.
% Måste vara med för att scriptet ska fungera.
E=1;
A=1;
I=1;

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[0   29.5
    29.5  30
    30  60];

%Topografimatris
Edof=[1  1  2  3  4  5  6
```

```
      2  4  5  6  7  8  9
      3  7  8  9  10 11 12];

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2); %definerar elementens position i y-led
ep=zeros(n,3); % matris för indata
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

%global lastmatris för de utbredda lasterna
eq=[0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -Qfil_tot_d-QG_d];   %full last

%bestämmer vilka stöd som är låsta
 x=[1   0
    2   0
    7   0
    8   0
    10  0
    11  0];

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatriser och lastvektorer
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

f(5)=f(5)- P_tot_d;        %Lägger till punklast
[a, bl] = solveq(K,f, x); %löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];
%tar fram momeent och tvärkrafter längs balken
for i=1:Edof(end,1)
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end
```

```
%Tar fram största momenten
position_M_max = find (abs(M)==max(abs(M))); %Tar fram position i
 vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 fÃ¶r momentet
M1_max = M(position_M_max);                  %Tar fram stÃ¶rsta
 mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram största tvärkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 för momentet
V1_max = V(position_V_max);                  %Tar fram största
 momentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);

%plottar
figure(1)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,M)
title('Momentdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10b)','Karakteristisk (ekv
 6.14b)','Frekvent (ekv 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")

figure(2)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,V)
title('Tvärkraftsdiagram');
legend ('Brottgräns (ekv 6.10b)','Karakteristisk (ekv
 6.14b)','Frekvent (ekv 6.15b)','Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")
bl(8)
end

%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
V_max
M_max
```

# Moment och tvärkraft-framtagning i Gjutskedet

Indata

```
clear
clc
%LASTER
qk_G=9.8*10^3;            %egentyngd kN/m^2
qk_G2 = 0.5e+3;           %gjutform  kN/m^2
qk_G3 = 5.35e+3;          %last per I-balk kN/m

qG = (4.5*(qk_G+qk_G2)); %utbredd egentyngd i längdled
qG_Ibalk = qk_G3;        %egentyngd för I-balkar
```

# Beräkningsmodell 1 och 2 i gjutskedet

indata som inte spellar npgon roll för momentframtagningen. Måste vara med för att scriptet ska fungera.

```
E=1;
A=1;
I=1;

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[0   15
    15  30
    30  60];      %ingen last

%Topografimatris
Edof=[1  1  2  3  4  5  6
      2  4  5  6  7  8  9
      3  7  8  9  10 11 12];

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader

ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.
ep=zeros(n,3); %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

% Lastvektor för utbredd last, endast egentyngd från betongen i första
% facket
% eq=[0 -qG_Ibalk-qG     %full last
%     0 -qG_Ibalk-qG     %full last
%     0 -qG_Ibalk   ];   %endast I-balk

%Lastvektor för utbredd last, full egentybngd från betongen i båda
 facken
eq=[0 -qG_Ibalk-qG     %full last
    0 -qG_Ibalk-qG     %full last
    0 -qG_Ibalk-qG   ];   %endast I-balk

%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[1   0
    2   0
    7   0
    8   0
    10  0
```

```
    11  0];

% Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%Assemblerar styvhetsmatrisen och lastvektorn
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

[a, bl] = solveq(K,f, x); %löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen

M=[];
V=[];
z=10;
x=[];

%Tar fram moment och tvärkraft
for i=1:Edof(end,1)
[es,edi,eci]=beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),ed(i,:),eq(i,:),z);
if i==1
    xt=eci;
end
if i>1
xt=eci+x(end);
end
M=[M; es(:,end)];
V=[V; es(:,2)];
x=[x; xt];
end
k=1;
%Tar fram största momenten
position_M_max = find (abs(M)==max(abs(M))); %Tar fram position i
 vektorn
x_M_max = x(position_M_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 för momentet
M1_max = M(position_M_max);                  %Tar fram största mmentet

M_max(k,1) = x_M_max(1)*10.^5;
M_max(k,2) = M1_max(1);

%Tar fram stÃ¶rsta tvÃ¤rkraften
position_V_max = find (abs(V)==max(abs(V))); %Tar fram position i
 vektorn
x_V_max = x(position_V_max);                 %Tar fram x-koodrdinat
 för momentet
V1_max = V(position_V_max);                  %Tar fram största mmentet

V_max(k,1) = x_V_max(1)*10.^5;
V_max(k,2) = V1_max(1);
```

```
%Plottar
figure(1)
hold on
set(gca, 'YDir','reverse')
plot(x,M)
title('Momentdiagram');
legend ('Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[Nm]")

figure(2)
hold on
plot(x,V)
set(gca, 'YDir','reverse')
title('Tvärkraftsdiagram');
legend ('Kvasipermanent (ekv 6.16a)');
xlabel("[m]")
ylabel("[N]")

%visar maximal tvärkraft och maxmoment i två vektorer
V_max
M_max
```

# Nedböjning i Längdled

```
%INDATA
fil_Boggi = 0.7877; %filfaktor för boggilast
fil_utbredd = 0.6105; %filfaktor för utbredd trafiklast
fil_egentyngd = 0.2446; %filfaktor för egentyngd

%LASTER
qk_1=9*10^3*0.7;          %lastfält 1
qk_2=2.5*10^3;            %lastfält 2
qk_G=9.8*10^3;             %egentyngd
qk_G2 = 10e+3;               %egentyngd kantbalkar
qk_G3 = 0.5e+3;              % egentyngd sidoräcken
Qk_1=300*10^3*0.9;           %Bogilast 1
Qk_2=200*10^3*0.9;           %Boggilast 2

Qk_tot = fil_Boggi*(Qk_1 + Qk_2); %total boggilast för trafiklast
qk_tot = fil_utbredd* (qk_1*3 + qk_2*7.75); %utbredd trafiklast i
 längdled
qG = fil_egentyngd*(17*qk_G + 0.8*qk_G2 + qk_G3); %utbredd egentyngd i
 längdled

phi_1_Boggi = 0.75; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
phi_1_utbred = 0.4; %tabell A2.1 i SS-EN 1990
```

# Nedböjning i längdled utifrån Beräkningsmodell 2 för Maxmoment i fält

FREKVENT ekv 6.15b SS EN 1990

```
P_tot_d = phi_1_Boggi*Qk_tot;     %Sammanvägda punktlasterna
Qfil_tot_d = phi_1_utbred*qk_tot; %sammanvägda utbreda laster
QG_d = qG;        %egentyngd

%Indata för sprucket tvärsnitt
E=200e+9; %Elasticitetsmodulen för stål
A=1;
I=0.0313;  %Yttröghetsmomentet för sprucket tvärsnitt

%globala x-koordinatsmatrisen
ex=[0   15
    15  30
    30  60];

%Topografimatris
Edof=[1  1  2  3  4  5  6
      2  4  5  6  7  8  9
      3  7  8  9  10 11 12];

n = Edof(end,1); %antal element
j = max(max(Edof)); %antal frihetsgrader


ey=zeros(n,2); % Definerar elementens position i y-led.
ep=zeros(n,3); %skapar vektorn för indatan
ep(:,1)=E;  ep(:,2)=A;  ep(:,3)=I;

% Globala lastmatrisen för utbredd last
eq=[0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -Qfil_tot_d-QG_d     %full last
    0 -QG_d           ];   %endast egentyngd

%anger vilka frihetsgrader som låses
 x=[1   0
    2   0
    7   0
    8   0
    10  0
    11  0];

%Skapar lastvektorn och stvhetsmatrisen
K=zeros(j);
f=zeros(j,1);

%assemblerar styvhetsmatriserna och lastvektorerna
for i = 1:n
[Ke,fle]=beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep(i,:),eq(i,:));
[K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fle);
end

f(5)=f(5)- P_tot_d;        %Lägger till punklast
[a, bl] = solveq(K,f, x); %löser ekvationssystemet
ed = extract (Edof,a); % Tar fram globala förskjutningsmatrisen
```

```
% Största nedböjning i fält, frihetsgrad 5
Nedbojning_i_mittspann = abs(a(5))
MaX_Nedbojning = 30/400

%Beräkar nedböjningens utnyttjandegrad jämfört med kravet
utnyttjandegrad = Nedbojning_i_mittspann/MaX_Nedbojning
```

*Published with MATLAB® R2019b*

# Bilaga D, Utdrag från GeoPM2: Underlag från COWI

# 5. Geotekniska åtgärder

## 5.1. Bohusbanan km 5+350 – 5+560 och skärning vid Backavägen

Föreliggande kapitel omfattar följande delsträckor:

- Bohusbanan km 5+350 - 5+560
- Backavägen km 0/150 - 0/450
- Kvilleleden km 0/290 - 0/520

För översiktsbild av områdets geografiska utbredning, se figur 5.1 nedan.




Figur 5.1 Översiktskarta över aktuellt område med planerad utformning.

### 5.1.1. Topografi

Aktuellt delområde utgörs till huvudsaklig del av lokalgator, befintlig järnvägsbank, grönytor med gräs, enstaka träd och buskage.

Området är i huvudsak flackt och markytans nivå varierar mellan ca +1,5 och +5 enligt avvägning av utförda undersökningspunkter. Ovankant befintlig järnvägsbank varierar inom delområdet mellan nivå ca +3,4 och +4,5. Nivån är som störst i sydost och minskar i allmänhet mot nordväst. Väster om den blivande skärningen för Backavägen, i området mellan Bohusbanan och Östra Magårdsvägen, ligger markytans nivå något högre än omgivande mark, ca +4 till +5, vilket beror av en tidigare utförd uppfyllnad. Delområdet angränsar till ett höjdområde i norr där markytans nivå uppgår till ca +45 till +65.

### 5.1.2. Befintliga konstruktioner och anläggningar

Inom området finns markförlagda ledningar, för el, tele, fjärrvärme, vatten och avlopp mm. Ledningarna är främst förlagda i anslutning till gator. Ett större ledningsstråk genomkorsar delområdet från nordost och går under den befintliga Lillhagsvägen och Bohusbanan i riktning mot sydväst där det följer Backavägens sträckning. Strax sydost om korsningen Lillhagsvägen – Västra Magårdsvägen finns en markförlagd gångbar fjärrvärmekulvert av betong.

Sydväst om delområdet ligger befintliga byggnader för handel med tillhörande parkeringsytor som är belagda med asfalt. Norr om delområdet finns bostadshus i form av flerfamiljshus och studentlägenheter med tillhörande garage samt ett enfamiljshus som ligger i anslutning till höjdpartiet.

### 5.1.3. Blivande konstruktioner och anläggningar

Bohusbanan planeras att byggas ut från enkelspår till dubbelspår. Utbyggd dubbelspårsjärnväg kommer att gå på en ca 2,5-4,5 m hög bank genom delområdet. Bankhöjden är som störst i sydost och minskar i allmänhet mot nordväst. Sydväst om järnvägen planeras en ny väg, Kvilleleden, att gå från Lundbyleden i nordvästlig riktning. Kvilleleden kommer, inom delområdet, att gå på bank med en höjd av ca 1,0-2,5 m.

Backavägen, planeras att förlängas norr och öster ut och ledas under ny dubbelspårsjärnväg och den nya Kvilleleden i en, som mest ca 5 m djup skärning, vilket motsvarar nivå ca -2. Över skärningen för Backavägen byggs en järnvägsbro och en vägbro för Kvilleleden. Mellan broarna, sydost om skärningen för Backavägen, planeras en cykelparkering att anläggas. Cykelparkeringen ska ansluta till planerad gång- och cykelbana som går utmed Backavägens högra sida. Markytan på cykelparkeringen kommer att ligga ca 5-7 m lägre än Kvilleleden och blivande dubbelspårsjärnväg.

Den del av Lillhagsvägen, som idag går längs med den nordöstra kanten av området, byggs om till gång- och cykelbana.

### 5.1.4. Utförda geotekniska undersökningar

I samband med framtagande av väg- och järnvägsplanen har geotekniska undersökningar utförts. En sammanställning av nu och tidigare utförda undersökningar inom aktuellt delområde redovisas i Markteknisk undersökningsrapport, MUR-Geoteknik, för hänvisning se kapitel 2.

### 5.1.5. Geotekniska förhållanden

Jordlagren i delområdet består överst av fyllning. Under fyllningen utgörs jordlagren av lera. Leran är avsatt på friktionsjord på berg alternativt direkt på berg. Enligt utförda jord-bergsonderingar varierar djup till berg mellan ca 4 och 71 m. De största jorddjupen har uppmätts i delområdets södra del. Jorddjupet minskar mot fastmarkspartiet i norr.

**Fyllnadsmaterialet** har påträffats med en varierande sammansättning av mulljord, sten, grus, sand, silt och lera men även trä- och tegelrester har påträffats. Fyllningens tjocklek har vid skruvprovtagning uppmätts till 0,5-4,5 m.

**Leran** förekommer med innehåll av skal, silt, grus och sand. Lokalt i undersökningspunkt CW228 har leran påträffats med innehåll av gyttja. Ställvis har leran påträffats med utbildad torrskorpa i det övre skiktet. Torrskorpelerans tjocklek har uppmätts till 0,3-1,5 m. Lerans mäktighet, tolkad utifrån utförda tryck- CPT- respektive jord-bergsonderingar, varierar inom aktuellt delområde från ca 1 m i anslutning till fastmarken i norr, till ca 60 m i söder. Lokalt i nordväst, i sonderingspunkt CW217, har ingen lera påträffats i samband med utförd trycksondering.

Lerans densitet varierar i allmänhet mellan ca 1,45 och 1,65 ton/m³ i lerprofilens övre del och ner till nivå -7. Densiteten ökar mot djupet till ca 1,65-1,75 t/m³ på nivå -25 till -40. Den naturliga vattenkvoten har bestämts till 60-100 % ner till ca nivå -15. Under denna nivå har vattenkvoten uppmätts till ca 55-65 %. Konflytgränsen är i allmänhet ca 0-30 procentenheter lägre än vattenkvoten i de övre lerlagren. Mot djupet är konflytgränsen i allmänhet ca ±10 procentenheter i förhållande till den naturliga vattenkvoten.

Lerans skjuvhållfasthet har bestämts utifrån direkta skjuvförsök, konförsök, vingförsök och utvärderade CPT-sonderingar. Den korrigerade odränerade skjuvhållfastheten, cu, varierar i huvudsak från ca 7-20 kPa i lerprofilens övre del, till ca 35-60 kPa på nivå -30 till -40. Lerans hållfasthet klassificeras som extremt låg till medelhög. Lerans sensitivitet dvs känslighet för störning, varierar mellan ca 5 och 35 vilket innebär att leran är låg- till högsensitiv.

CRS-försök har utförts på ostörda lerprover från 5 provtagningspunkter, CW210, CW212, CW228, CW230 och CW243. I punkt CW228 har även stegvisa ödometerförsök utförts på tre nivåer. Resultaten visar att överkonsolideringsgraden, OCR, varierar inom delområdet i huvudsak mellan 1,1-1,7. Vid spänningsanalyserna har antagits en portycksfördelning motsvande en grundvattenyta som ligger ca 1,0 m under markytan samt att en hydrostatisk portrycksfördelning (10 kPa/m) råder ner till 7 m djup. Portrycksfördelningen från 7 m ner till 15 m djup har antagits vara 11,6 kPa/m och från 15 m djup och ner till 24 m under markytan har portrycksökningen antagits vara 10,5 kPa/m. Från 24 m djup ökar portrycket med 9,2 kPa/m.

I punkt CW210 och CW228 visar CRS-resultaten att överkonsolideringsgraden i flera av försöken ligger under eller omkring 1,0, framförallt i lerprofilens övre del. Detta bedöms bero på att tidigare utförd uppfyllnad av delområdet skapat effektivspänningsförändringar och gett upphov till pågående sättningar. Dessutom kan lerprovernas innehåll av skal respektive silt ha försämrat försökens kvalitet.

**Friktionsjordens** ovankant har påträffats mellan ca 1 m under markytan, i anslutning till fastmarken i norr, och 63 m under markytan i den södra delen av området. I samband med jord-bergsonderingar utförda i delområdets centrala delar har ingen eller enbart tunnare skikt av friktionsjord påträffats underlagrande leran. Vid övergången från lera till friktionsjord, återfinns i delområdets centrala och västra delar, ställvis växellagrade skikt av friktionsjord och lera. Friktionsjordens mäktighet har uppmätts till ca 0,2-22 m utifrån tolkningar av genomförda jord-bergsonderingar. Den största mäktigheten har påträffats i delområdets södra del. Friktionsjordens hållfasthetsegenskaper har ej undersökts.

### 5.1.6. Hydrogeologiska förhållanden

Inom aktuellt delområde har geohydrologiska undersökningar utförts i två undersökningspunkter, CW210 och CW215.

I punkt CW210 har portrycksspetsar installerats på två nivåer i lerlagret, på 7 m och 16 m djup under omgivande markyta samt på en nivå i friktionsjorden under leran på 38 m djup. Portrycksspetsarna på 7 och 16 m djup har loggat värden en gång per dygn och stabiliserade värden har uppmätts under en period mellan december år 2014 och september år 2016. Portrycksspetsen på 38 m djup har avlästs 11 gånger under en period mellan februari år 2015 och september år 2016. Mätningar på 7 m djup visar på en portrycksnivå i leran motsvarande en fri grundvattenyta ca 0,5-1,3 m under befintlig markyta. Mätningar på 16 m djup visar på en portrycksnivå i leran motsvarande en fri grundvattenyta ca 0,4-1,4 m över markytan och mätningar på 38 m djup visar på en trycknivå i friktionsjorden motsvarande en fri grundvattenyta ca 0,1-0,5 m under markytan.

I punkt CW215 har portrycksspets installerats på en nivå i friktionsjorden under leran på ca 16 m djup under markytan. Portrycksspetsen har avlästs 11 gånger under en period mellan februari år 2015 och september år 2016. Mätningarna visar på en trycknivå i friktionsjorden motsvarande en fri grundvattenyta ca 1,0-1,5 m under markytan.

### 5.1.7. Geotekniska parametrar

#### 5.1.7.1. Stabilitetsanalys

Valda beräkningsparametrar för jordens hållfasthet och förstärkningsåtgärder framgår av tabell 5.1-1 respektive tabell 5.1-2 nedan.

**Tabell 5.1-1 Valda värden hållfasthet**

| Nivå | Jordlager | Vald karakteristisk parameter | Dimensionerande parameter |
|---|---|---|---|
| - | Bankmaterial | $\gamma$ = 20 kN/m$^3$<br>$\gamma'$ = 12 kN/m$^3$<br>$\varphi'$ = 38 ° | $\gamma_d$ = 20 kN/m$^3$<br>$\gamma'_d$ = 12 kN/m$^3$<br>$\varphi'_d$ = 29,2 ° |
| Varierar | Befintlig fyllning | $\gamma$ = 18 kN/m$^3$<br>$\gamma'$ = 8 kN/m$^3$<br>$c_u$ = 10 kPa<br>c' = 1 kPa<br>$\varphi'$ = 30 kPa | $\gamma_d$ = 18 kN/m$^3$<br>$\gamma'_d$ = 8 kN/m$^3$<br>$c_{ud}$ = 6,67 kPa<br>$c'_d$ = 0,77 kPa<br>$\varphi'_d$ = 23,9 ° |
| +1 till -3 | Lera | $\gamma$ = 15,5kN/m$^3$<br>$\gamma'$ = 5,5 kN/m$^3$<br>$c_u$ = 12 kPa<br>c' = 1,2 kPa<br>$\varphi'$ = 30 kPa | $\gamma_d$ = 15,5 kN/m$^3$<br>$\gamma'_d$ = 5,5 kN/m$^3$<br>$c_{ud}$ = 8 kPa<br>$c'_d$ = 0,92 kPa<br>$\varphi'_d$ = 23,9 ° |
| -3 till -12 | Lera | $\gamma$ = 15,5 kN/m$^3$<br>$\gamma'$ = 5,5 kN/m$^3$<br>$c_u$ = 12+1,44*z kPa<br>c' = 1,2+0,144*z kPa<br>$\varphi'$ = 30 ° | $\gamma_d$ = 15,5 kN/m$^3$<br>$\gamma'_d$ = 5,5 kN/m$^3$<br>$c_{ud}$ = 8+0,96*z kPa<br>$c'_d$ = 0,92+0,11*z kPa<br>$\varphi'_d$ = 23,9 ° |
| Från -12 | Lera | $\gamma$ = 16,2 kN/m$^3$<br>$\gamma'$ = 6,2 kN/m$^3$<br>$c_u$ = 25+1,03*z kPa<br>c' = 2,5+0,103*z kPa<br>$\varphi'$ = 30 ° | $\gamma_d$ = 16,2 kN/m$^3$<br>$\gamma'_d$ = 6,2 kN/m$^3$<br>$c_{ud}$ = 16,67+0,69*z kPa<br>$c'_d$ = 1,92+0,079*z kPa<br>$\varphi'_d$ = 23,9 ° |
| Varierar | Friktionsjord | $\gamma$ = 18 kN/m$^3$<br>$\gamma'$ = 11 kN/m$^3$<br>$\varphi'$ = 37 ° | $\gamma_d$ = 21 kN/m$^3$<br>$\gamma'_d$ = 11 kN/m$^3$<br>$\varphi'_d$ = 28,5 ° |

*)*z anger djup från aktuella lagrets ovankant*

Lerans valda skjuvhållfasthet, redovisad i diagramform, finns bilagd denna handling, se bilageförteckningen.

Materialparametrar för förstärkningsåtgärder som redovisas i Tabell 5.1-2 nedan.

**Tabell 5.1-2 Materialparametrar, förstärkningsåtgärder**

| Nivå | Material, förstärknings-åtgärd | Vald karakteristisk parameter | Dimensionerande parameter |
|---|---|---|---|
| - | Lättklinker | $\gamma = 4{,}5$ kN/m$^3$<br>$\gamma' = 1{,}0$ kN/m$^3$<br>$\varphi' = 35$ ° | $\gamma_d = 4{,}5$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 1{,}0$ kN/m$^3$<br>$\varphi'_d = 28{,}3$ ° |
| +1 till -3 | KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, aktivzonen | - | $\gamma_d = 15{,}5$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 5{,}5$ kN/m$^3$<br>$c'_d = 9{,}2$ kPa<br>$\varphi'_{1d} = 24{,}6$ °<br>$\varphi'_{2d} = 10{,}1$ °<br>Normal =15 kPa |
| -3 till -12 | KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, aktivzonen | - | $\gamma_d = 15{,}5$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 5{,}5$ kN/m$^3$<br>$c'_d = 16{,}3$ kPa<br>$\varphi'_{1d} = 10{,}1$ °<br>$\varphi'_{2d} = 0$ °<br>Normal =90 kPa |
| Från -12 | KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, aktivzonen | - | $\gamma_d = 16{,}2$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 6{,}2$ kN/m$^3$<br>$c'_d = 19{,}5$ kPa<br>$\varphi'_{1d} = 10{,}1$ °<br>$\varphi'_{2d} = 0$ °<br>Normal =90 kPa |
| +1 till -3 | KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, direkta skjuvzonen | - | $\gamma_d = 15{,}5$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 5{,}5$ kN/m$^3$<br>$c'_d = 3{,}4$ kPa<br>$\varphi'_{1d} = 24{,}6$ °<br>$\varphi'_{2d} = 10{,}1$ °<br>Normal =15 kPa |
| -3 till -12 | KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, direkta skjuvzonen | - | $\gamma_d = 15{,}5$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 5{,}5$ kN/m$^3$<br>$c'_d = 10{,}6$ kPa<br>$\varphi'_{1d} = 10{,}1$ °<br>$\varphi'_{2d} = 0$ °<br>Normal =120 kPa |
| Från -12 | KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, direkta skjuvzonen | - | $\gamma_d = 16{,}2$ kN/m$^3$<br>$\gamma'_d = 6{,}2$ kN/m$^3$<br>$c'_d = 13{,}8$ kPa<br>$\varphi'_{1d} = 10{,}1$ °<br>$\varphi'_{2d} = 0$ °<br>Normal =120 kPa |

Vald portrycksfördelning mot djupet har vid stabilitetsberäkningarna valts utifrån resultaten av utförda mätningar i undersökningspunkterna CW128 och CW210 och framgår av tabell 5.1-3 nedan. Vald portryckfördelning finns även bilagd denna PM, se bilageförteckningen.

Tabell 5.1-3 Valda värden, portryck

| Djup under markytan [m]* | Portryck [mvp] | Portryck [kPa] |
|---|---|---|
| 1 | 0 | 0 |
| 7 | 6 | 60 |
| 15 | 15,3 | 153 |
| 24 | 24,7 | 247 |
| 39 | 38,5 | 385 |

*) För mellanliggande djup har portrycket interpolerats linjärt.

#### 5.1.7.2. Sättningsanalys

Sättningsanalys har utförts med materialparametrar från punkt CW228, i syfte att bedöma pågående sättningars hastighet och förväntade sättningars storlek över tid för att utgöra beslutsunderlag för val av förstärkningsåtgärd för utbyggnaden av Bohusbanan till dubbelspårsjärnväg samt för den planerade Kvilleleden. För beräkningsmetodik se kapitel 4.2.1.

Under slutet av 1990-talet och början av 2000-talet, i samband med nybyggnation av varuhuset beläget mellan Bohusbanan, Backavägen och Lundbyleden, utfördes avvägning av markytan inom den blivande byggnadsytan och inom området som idag är parkeringsytor strax norr om varuhuset. Enligt utförd avvägning låg marknivån på ca +3 till +3,5 (dåvarande nivå ca +13 till +13,5). Enligt uppgift ska åtminstone delar av överskottsmassorna i samband med byggnationen ha lagts upp i form av en vall inom ytan mellan Bohusbanan och dagens Östra Magårdsvägen. I aktuell beräkningssektion ligger markytans nivå idag på som mest+5,9.

Enligt tolkningar av sonderingar och utförda skruvprovtagningar, i samband med framtagande av väg- och järnvägsplan, ligger fyllningens underkant, i dagsläget, på nivå ca ±0. Fyllningens totala mäktighet uppgår till som mest ca 5,9 m i aktuell beräkningssektion.

Sättningsberäkningarna har utförts med följande antaganden:

- Fyllningen har lagts ut vid två tillfällen, år 1960 och år 1999. All fyllning vid de respektive tidpunkterna lades ut momentant.
- 1960 lades ca 2,9 m fyllning ut med en tunghet av 17,5 kN/m³ motsvarande en tillskottslast på ca 51 kPa. Denna fyllning har antagits ha en utbredning i plan motsvarande 100 x 100 m. Lastspridningen mot djupet har vid sättningsberäkningen modellerats med Boussinesq.
- 1999 lades ca 3 m fyllning ut med en tunghet 17,5 kN/m³ i form av en vall motsvarande en tillskottslast på ca 53 kPa. Vallens utbredning i breddled uppgår till 41 m och i längdled har den modellerats som oändligt lång. Lastspridningen mot djupet har vid sättningsberäkningen modellerats med Boussinesq.

Lastberoende krypparametrar ($r_0$) har beräknats för två fall, dels för totalspänningen efter utlagd fyllning 1960, dels för totalspänningen efter utlagd fyllning 1999.

### 5.1.8. Beräkningsresultat

#### 5.1.8.1. Stabilitetsanalys

Säkerheten mot stabilitetsbrott har inom delområdet har kontrollerats i fyra sektioner.

Resultaten för utförda beräkningar i permanentskedet redovisas i nedanstående tabell 5.1-4 och i bilagor, se bilageförteckning. I enlighet med TR Geo 13, kapitel 2.3 innebär SK3 att beräknad säkerhetsfaktor ($F_{EN}$) mot stabilitetsbrott ska vara större än 1,1 för odränerad respektive kombinerad analys. Av tabellen framgår även beräkningsresultaten för oförstärkta sektioner som kontroll att kraven enligt TK Geo 13 uppfylls för valt pelarmönster.

**Tabell 5.1-4 Beräkningsresultat stabilitetsanalys delområde Bohusbanan km 5+300 – 5+570 och skärning vid Backavägen**

| Beskrivning beräkningssektion | Förstärknings-metod | Odränerad analys ($F_{EN}$) | Kombinerad analys ($F_{EN}$) | Bilaga |
|---|---|---|---|---|
| Backavägen 0/240 | | | | |
| Glidyta från höger till vänster, från Östra Magårdsvägen/P-yta till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa. | Oförstärkt | 0,81 | 0,85 | 5:1-2 |
| Glidyta från höger till vänster, från Östra Magårdsvägen/P-yta till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa. | KC-pelare 1,4cc | 1,10 | 1,24 | 5:3-4 |
| Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa. | Oförstärkt | 0,75 | 0,72 | 5:5-6 |
| Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa. | KC-pelare 1,4cc | 1,18 | 1,11 | 5:7-8 |
| Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Backavägen, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa. | Oförstärkt | 1,35 | 1,45 | 5:9-10 |
| Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Backavägen, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa. | KC-pelare 1,4cc | 1,65 | 1,44 | 5:11-12 |
| Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Kvilleleden, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa. | Oförstärkt | 1,21 | 1,68 | 5:13-14 |
| Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Kvilleleden, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa. | KC-pelare 1,4cc | 1,79 | 1,68 | 5:15-16 |
| Backavägen 0/355 | | | | |
| Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen. | Oförstärkt | 0,61 | 0,58 | 5:17-18 |
| Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen. | KC-pelare 1,4cc | 1,17 | 1,10 | 5:19-20 |
| Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa. | Oförstärkt | 0,64 | 0,63 | 5:21-22 |

| Beskrivning beräkningssektion | Förstärknings-metod | Odränerad analys ($F_{EN}$) | Kombinerad analys ($F_{EN}$) | Bilaga |
|---|---|---|---|---|
| Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa. | KC-pelare 1,4cc | 1,11 | 1,14 | 5:23-24 |
| Glidyta från höger till vänster, från Kvilleleden till bef. fyllning. trafiklast 19,1 kPa. | Lättklinker | 1,42 | 1,70 | 5:25-26 |
| Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till angränsande fastighet, trafiklast 19,1 kPa. | Lättklinker | 1,61 | 2,04 | 5:27-28 |
| Glidyta från vänster till höger, från P-yta till stödmur, trafiklast 12,8 kPa. | Oförstärkt | 1,23 | 1,40 | 5:29-30 |
| <u>Backavägen 0/400</u> | | | | |
| Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen. | Oförstärkt | 0,89 | 0,88 | 5:31-32 |
| Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen. | KC-pelare 1,4cc | 1,14 | 1,11 | 5:33-34 |
| Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 19,1 kPa. | Oförstärkt | 0,78 | 0,95 | 5:35-36 |
| Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 19,1 kPa. | KC-pelare 1,4cc | 1,12 | 1,18 | 5:37-38 |
| Glidyta från höger till vänster, från Kvilleleden till bef. fyllning. trafiklast 19,1 kPa. | Lättklinker | 1,47 | 1,94 | 5:39-40 |
| Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till angränsande fastighet, trafiklast 19,1 kPa. | Lättklinker | 1,25 | 1,46 | 5:41-42 |
| <u>Backavägen mellan broarna</u> | | | | |
| Glidyta från höger till vänster, från cykelparkering till Backavägen. | KC-pelare 1,4cc | 1,12 | 1,15 | 5:43-44 |
| Glidyta från höger till vänster, från befintlig fyllning till Backavägen. | Avschaktning | 1,32 | 1,33 | 5:45-46 |
| Glidyta från vänster till höger, från område mellan broarna till Backavägen. | Oförstärkt | 0,84 | 0,82 | 5:47-48 |
| Glidyta från vänster till höger, från område mellan broarna till Backavägen. | KC-pelare 1,4cc | 1,16 | 1,11 | 5:49-50 |

Utförd stabilitetsanalys visar att förstärkningsåtgärder i form av påldäck, kalkcementpelare, lättklinker och avschaktningar erfordras för att krav enligt TK Geo 13 ska uppfyllas.

#### 5.1.8.2. Sättningsanalys

Beräkningsresultaten visar att pågående sättningar i anslutning till planerad dubbelspårsjärnväg ger upphov till en sättning på ca 40-60 cm under 40 år. Detta motsvarar en genomsnittlig sättningshastighet på ca 10-15 mm/år. I aktuell beräkningssektions förlängning mot söder, i läget för den planerade Kvilleleden, bedöms sättningar av liknande storleksordning pågå. Resultaten från sättningsberäkningarna redovisas även i diagramform, se bilageförteckning.

Då planerad dubbelspårsjärnväg ska ansluta till den stödpålade järnvägsbron över Backavägen medför storleken av pågående sättningar i området att järnvägsbanken måste grundläggas på påldäck, med stödpålar, från delområdets sydöstra gräns och fram till bron över Backavägen för att uppfylla sättningskrav enligt TK Geo 13.

Vägbanken för Kvilleleden kommer att lastkompenseras med lättklinker för att uppfylla sättningskrav enligt TK Geo 13. Planerade geotekniska förstärkningsåtgärder tillsammans med erforderliga avschaktningar utformas på ett sådant sätt att en mjuk sättningsövergång erhålls.

### 5.1.9. Förstärkningsåtgärder

Utbyggd dubbelspårsjärnväg kommer att gå på en ca 2,5-4,5 m hög bank genom delområdet. Inom området öster om järnvägsbron och fram till skärningen vid Backavägen uppgår lermäktigheten till ca 30-60 m. Inom detta delområde bedöms sättningar att pågå på grund av tidigare utförd uppfyllnad strax söder om befintlig järnväg. Mot bakgrund av detta föreslås utbyggd dubbelspårsjärnväg grundläggas på påldäck, med stödpålar, från delområdets sydöstra gräns och fram till bron över Backavägen.

I området nordväst om skärningen för Backavägen fortsätter Bohusbanan att gå på bank som grundförstärks med kalkcementpelare. I övergången mellan bro och järnvägsbank anläggs ett påldäck, med stödpålar. Järnvägsbron över Backavägen grundläggs på stödpålar.

Kvilleleden kommer, inom delområdet, att gå på bank med en höjd av ca 1,0-2,5 m. För att minska risken för sättningar och för att uppnå tillräcklig säkerhet mot stabilitetsbrott, kompensationsgrundläggs vägbanken med lättfyllning i form av lättklinker på den sydöstra sidan av vägbron över Backavägen.

I anslutning till planerad cykelparkering mellan broarna, på skärningens sydöstra sida, krävs att Kvilleleden förutom lättklinker även grundförstärks med kalkcementpelare, utefter en sträcka av ca 30 m, för att erhålla tillräcklig säkerhet mot stabilitetsbrott. I övergången mellan kalkcementpelarförstärkningen och den stödpålade vägbron grundläggs vägbanken på bankpålar. Planerade geotekniska förstärkningsåtgärder tillsammans med erforderliga avschaktningar utformas på ett sådant sätt att en mjuk sättningsövergång erhålls.

Slänterna vid skärningen för Backavägen grundförstärks med kalkcementpelare som installeras i skivor. Vidare föreslås att, för skärningen, erforderliga stödmurar av betong, placeras på kalkcementpelarförstärkningen. För att uppnå erforderlig säkerhetsfaktor

mot stabilitetsbrott krävs att den utlagda fyllningen mellan befintlig Bohusbana och Östra Magårdsvägen delvis schaktas av.

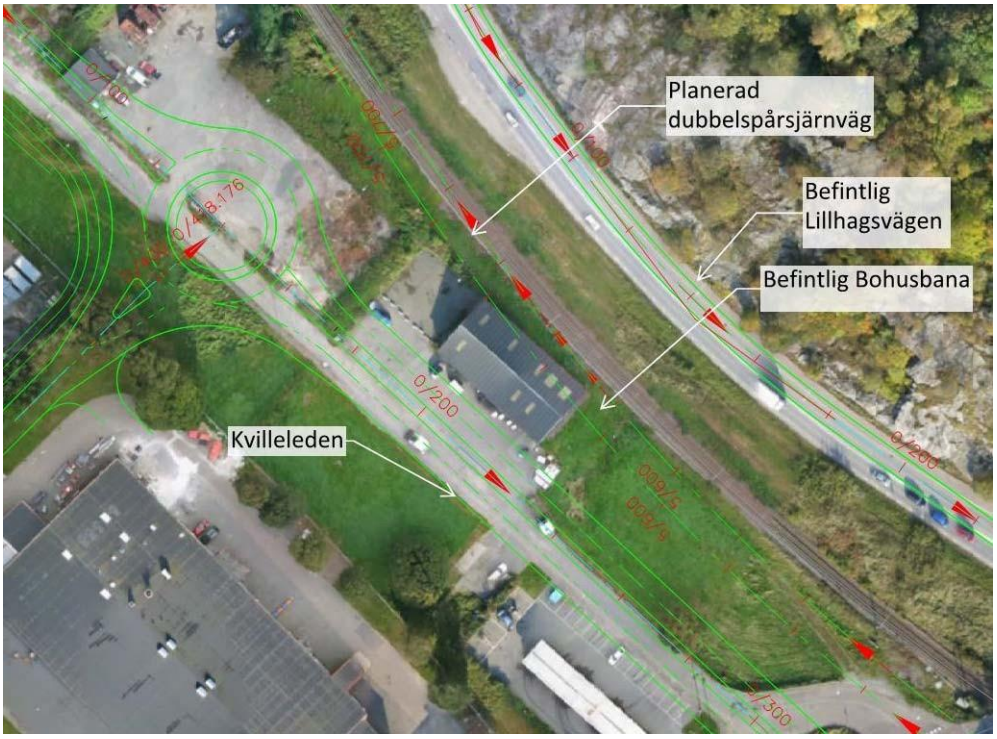
Föreslagna förstärkningsåtgärders ungefärliga utbredning i plan redovisas i bilaga, se bilageförteckning.

## 5.2. Bohusbanan km 5+560 – 5+700

Föreliggande kapitel omfattar följande delsträckor:

- Bohusbanan km 5+560 - 5+700
- Kvilleleden km 0/140 - 0/290

För översiktsbild av områdets geografiska utbredning, se figur 5.2 nedan.




Figur 5.2 Översiktskarta över aktuellt område med planerad utformning.

### 5.2.1. Topografi

Aktuellt delområde utgörs till huvudsaklig del av lokalgator, befintlig järnvägsbank, grönytor med gräs, enstaka träd och buskage. Området är i huvudsak flackt och markytans nivå varierar mellan ca +1,5 och +4,5 enligt avvägning av utförda undersökningspunkter. Ovankant befintlig järnvägsbank varierar inom delområdet mellan nivå ca +3,5 och +3,7. Delområdet angränsar i nordost till ett höjdområde med berg i dagen där markytans nivå stiger till ca +45 till +65.