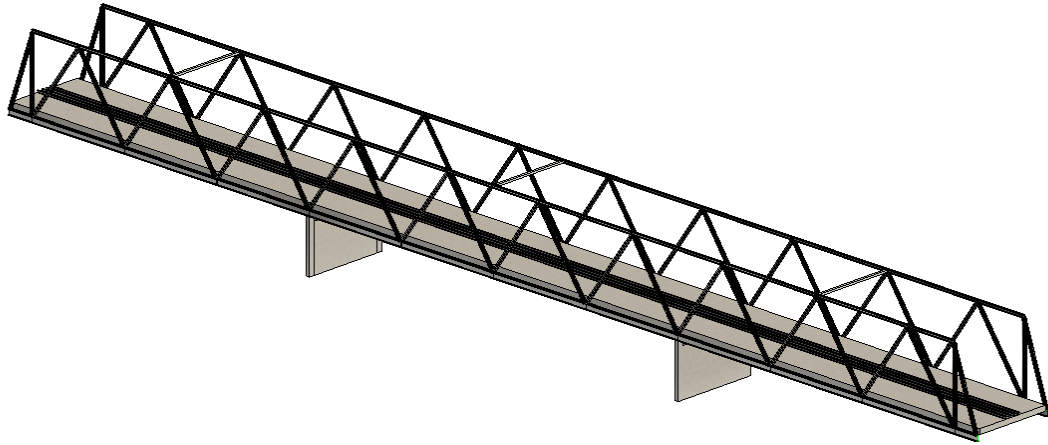




CHALMERS



JÄRNVÄGSBRO ÖVER DALKARLSÅN

En förlängning av Botniabanan

Ett Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

Zabih Akbari
Mojtaba Gholami
Mohammed Issa
Remend Ismet Muhamed
Julia Nilsson
Hugo Osvaldsson

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK

CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Gothenburg, Sweden 2025
www.chalmers.se

SLUTRAPPORT 2025

Järnvägsbro över dalkarlsån

En förläggning av Botniabanan

Ett Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

Zabih Akbari
Mojtaba Gholami
Mohammed Issa
Remend Ismet Muhamed
Julia Nilsson
Hugo Osvaldsson



CHALMERS

Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Gothenburg, Sweden 2025

© Zabih Akbari, Mojtaba Gholami, Mohammed Issa, Remend Ismet Muhamed,
Julia Nilsson, Hugo Osvaldsson, 2025.

Supervisors:

Samanta Robuschi, Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik

Staffan Lindén, COWI

Marcus Davidson, COWI

Examiner:

Carlos Gil Berrocal, Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik

Kandidatarbete 2025

Samhällsbyggnadsteknik

Brogrupp - 1

Chalmers University of Technology

SE-412 96 Gothenburg

Telephone +46 31 772 1000

Typeset in L^AT_EX

Printed by Chalmers Reproservice

Gothenburg, Sweden 2025

Sammanfattning

Norrbotniabanan är bland det största byggprojektet i Sverige med en investering på 43 miljarder kronor. Projektet innefattar en ny järnväg längs Norrlands kust som sträcker sig 27 mil mellan Umeå och Luleå. Syftet är att möjliggöra fortare och trygga transporter av varor, gods och persontransport samt skapa ett mer miljövänligt resealternativ som minskar koldioxidutsläppen. Dessutom kommer restiderna att sänkas vilket bidrar till mindre kostnader och underlättar framkomligheten. Järnvägsbron över Dalkarlsån är en förlängning av Botniabanan och en av de 250 broar som kommer att ingå i projektet. Dalkarlsån ligger vid Bobacken och Bygdeå. Området består av skogsmark som utnyttjas i rekreationssyfte och jakt. Bygdeå är en tätort som ligger cirka 4 mil nordost från Umeå med 500 invånare. Bobacken ligger ungefär 1.5 kilometer från E4 med cirka 40 invånare. Syftet med rapporten är att framställa ett lämpligt brokoncept som uppfyller de givna kraven i området för preliminär dimensionering.

Första delen av rapporten innefattar en förstudie där alternativa brokoncept tas fram som kommer bedömas baserat på olika krav utifrån givna förutsättningar. Bland dessa krav ingår tekniska specifikationer som fri höjd. Sedan väljs fem av dessa koncept för vidare betygsättning med hänsyn till specifika kriterier som bygger på givna roller inom konstruktion, beställning, produktion, förvaltning, och miljö. Kriterierna som avgör vilken av brokoncepten som till slut blir vald är bland annat ekonomi, arbetsmiljö, och produktionsmetod. Slutligen väljs den bron som får högst betyg för preliminär dimensionering vilket utgör andra delen av rapporten.

Det vinnande brokonceptet är en 105 meter lång kontinuerlig fackverksbro i stål. Bron ska dimensioneras med fyra stöd. Den ska även dimensioneras både i längsled och tvärlid med hänsyn till variabla och permanenta laster.

Nyckelord: Järnvägsbro, Dalkarlsån, Brokoncept, Dimensionering, Modell

Abstract

The Norrbothnia Line is among the largest construction projects in Sweden with an investment of 43 billion SEK . The project includes a new railway along the coast of Norrland, stretching 270 kilometers between Umeå and Luleå. The aim is to enable faster and safer transport of goods, freight and passenger transport, and to create a more environmentally friendly travel alternative that reduces carbon dioxide emissions. In addition, travel times will be reduced, which contributes to lower costs and makes it easier to get around. The railway bridge over the Dalkarlsån is an extension of the Bothnia Line and one of the 250 bridges that will be part of the project. The Dalkarlsån is located at Bobacken and Bygdeå. The area consists of forest land that is used for recreational purposes and hunting. Bygdeå is an urban area located approximately 40 kilometers northeast of Umeå with 500 inhabitants. Bobacken is located approximately 1.5 kilometers from the E4 with approximately 40 inhabitants. The purpose of the report is to produce a suitable bridge concept that meets the given requirements in the area of preliminary design.

The first part of the report includes a preliminary study where alternative bridge concepts are developed that will be assessed based on various requirements based on given conditions. These requirements include technical specifications such as free height. Five of these concepts are then selected for further evaluation taking into account specific criteria based on given roles in design, ordering, production, management, and environment. The criteria that determine which of the bridge concepts is ultimately selected include economy, work environment, and production method. Finally, the bridge that receives the highest score is selected for preliminary dimensioning, which constitutes the second part of the report.

The winning bridge concept is a 105-meter-long continuous truss bridge in steel. The bridge will be dimensioned with four supports. It will also be dimensioned both longitudinally and transversely taking into account variable and permanent loads.

Keywords: Railway bridge, Dalkarlsån, Bridge concept, Dimensioning, Model

Förord

Den här rapporten redovisar ett kandidatarbete vid institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik inom avdelningen konstruktionsteknik på Chalmers Tekniska Högskola. Arbetet utgör en förstudie och utveckling av förslag vid brokonstruktion som utförts under vårterminen 2025 av sex studenter från Civilingenjörsprogrammet i samhällsbyggnadsteknik. Med övergripande förkunskaper inom mekanik, hållfasthetslära, bärande konstruktioner samt matematik från tre års studier på Chalmers har vi fått en djupare uppfattning i dessa områden men även fått nya kunskaper kring konstruktion, projektering och förvaltning inom brobyggnad.

Ett stort tack till vår handledare Samanta Robuschi, postdoktor inom konstruktionsteknik på Chalmers, och Ignasi Fernandez som är docent vid avdelningen för konstruktionsteknik och betongbyggnad på Chalmers som båda varit till stor hjälp under arbetets gång. Vi vill även tacka projektledare och tekniksamordnare Staffan Lindén och samtliga från COWI AB som varit medverkande vid frågor kring tekniska och miljömässiga krav samt specifikationer inom brobyggnation. Slutligen vill vi självklart tacka alla handledare, gästföreläsare, och samtliga yrkesverksamma på Chalmers som varit tillgängliga och väglett oss i vårt arbete.

Göteborg 2025

Zabih Akbari
Mojtaba Gholami
Mohammed Issa
Remend Ismet Muhamed
Julia Nilsson
Hugo Osvaldsson

Ordlista

Nedan kommer ord som används och upprepas frekvent i detta arbete presenteras och förklaras i bokstavsordning.

Ord	Beskrivning
Brobana	Delen där trafiken färdas, i detta fall järnvägstrafik.
Brottgränstillstånd (ULS)	Det tillstånd i en konstruktion där lasten är precis så stor att konstruktionen går sönder.
Bruksgränstillstånd (SLS)	Det tillstånd i en konstruktion där belastningen är så stor som den är under användningsperioden av konstruktionen.
CALFEM	En manual med MATLAB-funktioner som är ett tillägg i beräkningarna.
Egentyngd	Konstruktionsdelens egna vikt som ger en belastning.
Fast inspänd	Upplagsvillkor som inte tillåter rotation vid ändupplag eller horisontell deformation genom expansion eller kompression av konstruktionen.
Fri höjd	Det avståndet som är mellan lägsta delen av bron och marken under.
Fritt upplagd	Upplagsvillkor som medger fri rotation vid ändupplag samt obehindrad horisontell deformation genom expansion eller kompression av konstruktionen.
Fält	Området mellan två stöd.
MATLAB	Det är ett programmeringsspråk och en mjukvarumiljö för tekniska beräkningar, datavisualisering och simulering.
Spännvidd	Avstånd mellan stöd.
Stöd	En bärande konstruktion, såsom en pelare eller ett landfäste, som överför brobanans laster till marken och säkerställer stabilitet och jämn belastningsfördelning.

Innehåll

Figurer	xi
Tabeller	xiii
1 Introduktion	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Förutsättningar	2
1.3.1 Krav från Trafikverket	2
1.3.2 Underlag från COWI	2
1.4 Avgränsningar	3
1.5 Metod	3
1.5.1 Framtagning av koncept	4
1.5.2 Brodimensionering	4
2 Brokoncept	5
2.1 Material	5
2.1.1 Betong	5
2.1.2 Stål	5
2.1.3 Trä	6
2.2 Urval av konceptbroar	6
2.3 Fem valda brokoncept	7
2.3.1 Bro med överliggande båge av betong	7
2.3.2 Fackverksbro i stål	8
2.3.3 Bro med överliggande fackverksbåge i stål	10
2.3.4 Snedkabelbro	11
2.3.5 Samverkansbro med varierande höjd i stål och betong	13
3 Urvalsprocess	15
3.1 Kriterier	15
3.1.1 Ekonomi	15
3.1.2 Estetik	15
3.1.3 Produktionstid	15
3.1.4 Produktionsmetod	15
3.1.5 Arbetsmiljö	16

3.1.6	Inspekterbarhet	16
3.1.7	Miljö	16
3.1.8	Underhållsbehov	16
3.2	Viktning	16
3.3	Betygsättning av koncepten	17
3.4	Vinnande koncept	17
3.5	Systemmodell	18
3.5.1	Val av lagertyp	18
3.5.2	Lastmodell	19
3.5.3	Behandlade laster	20
3.5.4	Uteslutna laster	20
4	Beräkningar och resultat	21
4.1	Beräkningar	21
4.2	Resultat	26
4.2.1	Dimensionering av Betongplattan	26
4.2.2	Dimensionering av tvärbalkarna	28
4.2.3	Dimensionering av fackverket	29
4.3	Modell	30
5	Diskussion	33
6	Slutsats	35
7	Referenser	37
	Bibliography	41
8	Bilagor	41
A	Plankarta	I
B	Matlab	V
C	Nomenklatur	XXXI
D	Mathcad	XXXIII
E	Modell	LXIX
F	Lastfall	LXXI

Figurer

1.1	Bygghandling från COWI	3
2.1	Bro med överliggande båge av betong	7
2.2	Fackverksbro i stål	8
2.3	Fackverksbåge i stål	10
2.4	Snedkabelbro	11
2.5	Samverkansbro med balk i varierande höjd	13
3.1	Bron i längsled	18
3.2	Bron i tvärled	18
3.3	Tillåtna rörelseriktningar mellan I-balkar och lager	19
3.4	Lastmodell LM 71	20
3.5	Lastmodell LM 71 med omformad punktlast till utbredd last	20
4.1	Beräkningsmodell för betongplattan där avståndet mellan tvärbalkarna är 10 meter	22
4.2	Betongplattan dimensionerande lastfall	22
4.3	Beräkningsmodell tvärbalkar	24
4.4	Lastmodell tvärbalkar	24
4.5	Beräkningsmodell fackverk	25
4.6	Lastmodell fackverk	25
4.7	Betongfarbanans tvärsnitt över stöd [mm]. Notera att linjerna som sticker ur tvärsnittet i figurens överkant är måttsättningar och inte armeringsstänger.	27
4.8	Betongfarbanans tvärsnitt i fält [mm]. Notera att linjerna som sticker ur tvärsnittet i figurens överkant är måttsättningar och inte armeringsstänger.	27
4.9	Betongplattans nedböjning längs balken [mm]	28
4.10	Tvärbalksprofil: HEB500 [mm]	29
4.11	Tvärbalksprofiler fackverk [mm]	30
4.12	Slutmodell skapad i REVIT	31
A.1	Uppdelning av etapper och järnvägsplaner längs Norrbotniabanan,(Trafikverket, 2021a).	II
A.2	Översikt över Dalkarlsåns dalgång och det planerade broläget,(Trafikverket, 2023).	III

E.1	Modell i perspektiv till omgivningen	LXIX
E.2	Modell ovanifrån	LXX
E.3	Närbild av modellens bärverk och förhållningen till en människa . . .	LXX
F.1	Lastfall 1 betongplatta	LXXI
F.2	Lastfall 2 betongplatta	LXXI
F.3	Lastfall 3 betongplatta	LXXII
F.4	Lastfall 4 betongplatta	LXXII

Tabeller

2.1	Brokoncept utvärdering	6
3.1	Viktning av kriterier	17
3.2	Utvärdering av brokoncepten	17
4.1	Dimensionerande linjelaster i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd för olika lastkombinationer	22
4.2	Dimensionerande moment och tvärkraft i fält och stöd i brottgränstillstånd	23
4.3	Dimensionerande moment i fält och stöd i bruksgränstillstånd	23
4.4	Dimensionerande moment och tvärkraft i brottgränstillstånd på tvärbalkarna	24
4.5	Dimensionerande moment och tvärkraft i bruksgränstillstånd på tvärbalkarna	25
4.6	Dimensionerande krafter på fackverket i brottgränstillstånd	26
4.7	Dimensionerande krafter på fackverket i bruksgränstillstånd	26

1

Introduktion

Efterfrågan på tågtrafik i norra delen av Sverige har ökat, vilket ligger till grund för detta arbete. Intressenterna i detta projekt är trafikverket och därmed riktar sig detta arbete mot dem. Botniabanan är ett stort infrastrukturprojekt, där norrbotniabanan är den nordliga förlängningen av denna transportsträcka som sträcker sig mellan Umeå och Luleå. Projektet medför många problem som behöver lösas, däribland broar som behöver byggas för att ansluta nätverket. Detta arbete kommer undersöka och presentera ett förslag på en enkelspårig järnvägsbro som sträcker sig över dalkarlsån strax utanför Bygdeå, ca 45 km från Umeå.

1.1 Bakgrund

Norrbotniabanan är ett av de största pågående byggprojekten i Sverige med en investering på 43 miljarder kronor. Genom att bygga en 27 mil lång kustnära järnväg förbättras transportmöjligheterna mellan Umeå och Luleå. Syftet med projektet är att minska restider, öka kapaciteten samt ge en mer miljövänlig transportmöjlighet (Trafikverket, 2024). Ett flertal samhällssektorer gynnas av detta projekt:

- **Pendlare och boende i regionen:** Resor och godstransporter effektiviseras till följd av de halverade restiderna som leder till bättre tillgång till kultur, utbildning och arbete (Trafikverket, 2024).
- **Industrier och näringslivet:** Snabbare och tyngre transport av gods är fundamentalt för industrierna i norr. Som ett resultat av detta stärks konkurrenskraften i Sverige och ekonomin växer (Trafikverket, 2024).
- **Miljömedvetna resenärer och samhället:** Ur en miljösynpunkt är tåg ett av de bästa transportvalen. Det innebär att projektet kan ha en positiv inverkan på minskning av koldioxidutsläpp (Trafikverket, 2024).

Inom ramen av projektet planeras byggnationen av en järnvägsbro över den östra delen av Dalkarlsån i Bobacken, den ungefärliga placeringen av bron återfinns i i bilaga A. Dalkarlsån är omgiven av skogsmark som används av boende i närheten i rekreationssyfte och för aktiviteter som bärplockning och jakt. Bygdeå är en tätort med 502 invånare, Bobacken befinner sig ca. 1.5 km från E4 på vägens västra sida med en liten befolkning på drygt 40 invånare (Trafikverket, 2010). Denna bro är en avgörande del för att Norrbotniabanan ska uppfylla kraven för ett säkert och effektivt järnvägsnät och förväntas ge positiva effekter för området.

1.2 Syfte

Uppdraget är att dimensionera och utforma en lämplig järnvägsbro i Norrbotniabanan som sträcker sig över östra Dalkarlsån vid Bobacken. Syftet med rapporten är analysera olika brokoncept och utifrån givna förutsättningar, underlag och ritningar arbeta fram olika broalternativ. Därefter ska det alternativ som bäst uppfyller krav och kriterier på konstruktion, produktion, förvaltning och miljö väljas för preliminär dimensionering som slutligen presenteras i form av en fysisk modell.

1.3 Förutsättningar

För att skapa en tydlig förståelse av projektet har COWI sammanställt ett underlag i form av en bygghandling för platsen. Det är detta underlag, tillsammans med de lagkrav som ställs av Trafikverket, som utgör ramen för projektet.

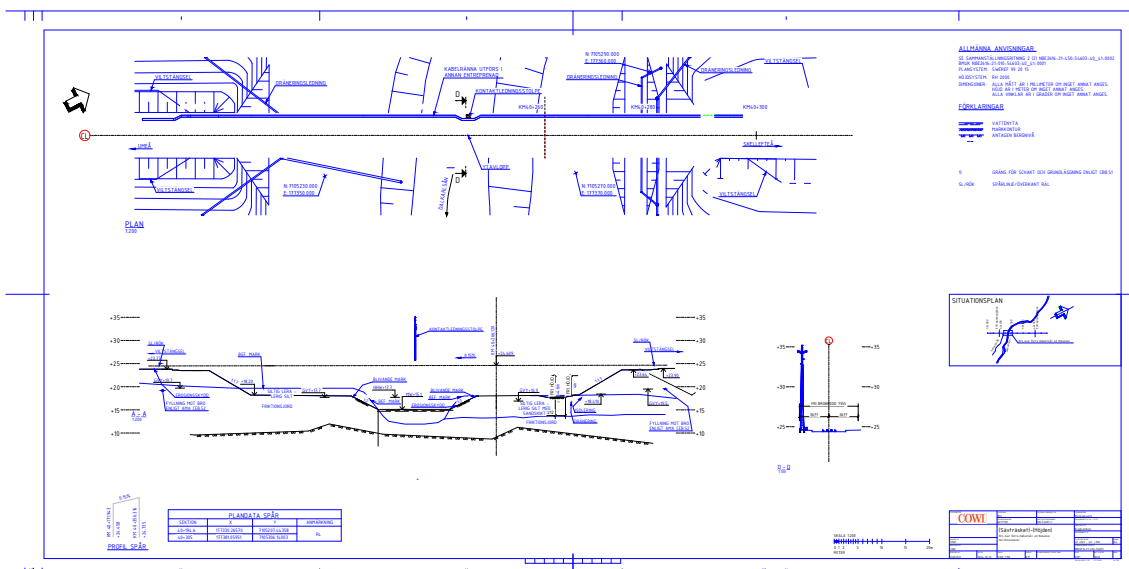
1.3.1 Krav från Trafikverket

Relevanta lagkrav för projektet från trafikverket innefattar (Trafikverket, 2022):

- Vägbanans nivå, vid brospannets mitt över ån, ska vara 0.3 meter över den högsta högvattenytan (HHW).
- Den fria höjden över spåret ska vara minst 6.7 meter.
- Höjden över medelvattennivån (MW) ska vara minst 1.2 meter.
- Lutningen längsled på vägbanan får inte överstiga 0.15%.
- Nedböjningen får inte överstiga: $L/1000$. Där L är varje enskilt spans längd.

1.3.2 Underlag från COWI

I bygghandlingen som presenteras i figur 1.1, framgår det krav för projektet samt hur bansträckningen ska se ut. Bansträckningen kommer vara 105 meter lång med en lutning på 1.5 promille, vilket resulterar i en höjdskillnad på 0.1575m mellan ändarna. Under bron kommer en traktorväg att passera och det ställs ett krav på en fri höjd på 4,6 meter. Den fria brobredden ska vara 7 355 mm. Utöver dessa tekniska krav finns ett önskemål om att bron ska ha en estetiskt tilltalande utformning.



Figur 1.1: Bygghandling från COWI

1.4 Avgränsningar

Grundläggningen kommer utgöras av spetsbärande pålar. Utöver det kommer inga geotekniska analyser att genomföras. Det kommer inte heller att fokuseras på hur bron ska byggas rent praktiskt. Hållbarhetsaspekter kommer att beaktas i helhet men inga djupgående ekonomiska och miljömässiga analyser kommer att genomföras, såsom LCA (livscykelanalys) och LCC (livscykelkostnadsanalys). Projekteringskostnader och underhållskostnader kommer att beaktas övergripande under val av brokoncept och materialvalet avgränsas till betong och stål, vidare utveckling av denna avgränsningen kommer i kapitel 2 *Material*. Beräkningar kommer att utgå ifrån statistiska förhållanden. Antaganden i beräkningarna klargörs i kapitel 4 *Beräkningar och resultat*. Inga kontaktstolpar kommer att placeras ut då kontaktledningen fästs i tvärstagen över fackverket.

1.5 Metod

Kandidatarbetet delas upp i två delar. Den första delen syftar till att utveckla fem stycken brokoncept vilka utvärderas mot varandra för att besluta om ett koncept att vidareutveckla. Därefter konstrueras en systemmodell för det vinnande konceptet. En mittrapport, tillsammans med en presentation markerar avslutningen av del ett i kandidatarbetet. Del två syftar till att vidareutveckla det valda konceptet genom att utföra en preliminärdimensionering. För att preliminärdimensionera kommer olika lastfall och lastkombinationer att undersökas. Antaganden kommer att göras och i vissa fall kommer förenklingar att göras i samförstånd med handledare.

1.5.1 Framtagning av koncept

Arbetet inleddes med en tydlig formulering av projektets problemställning, vilket låg till grund för en systematisk analys av befintliga förutsättningar. Analysen genomfördes med stöd av kartunderlag från COWI samt litteratur- och internet-baserad informationssökning. Från analysen kunde krav formuleras som användes som utvärderingsgrund. Därefter sammanställdes ett antal relevanta brotyper som analyserades utifrån kraven. Fem brotyper uppfyllde samtliga krav och valdes ut som konceptbroar för vidare utvärdering.

För att möjliggöra en objektiv jämförelse mellan de framtagna koncepten fastställdes ett antal bedömningskriterier. Vid fastställning av kriteriernas relativa betydelse viktades kriterierna utifrån projektets krav och förutsättningar. Varje koncept tilldelades poäng utifrån hur väl det uppfyllde respektive kriterium. Det koncept som erhöll högst sammanlagda poäng valdes som det mest lämpliga konceptet för vidareutveckling.

Det vinnande konceptet vidareutvecklades genom framtagning av en systemmodell. Systemmodellen utgjorde stöd för del två och innehöll en enkel beräkningsmodell som tog hänsyn till laster.

1.5.2 Brodimensionering

Inledningsvis utvärderades de variabla lasterna enligt lastmodell LM71 (EN 1991-2, 2003). Därefter delades beräkningarna in i tre steg: broplattan, tvärbalkar och fackverk. Uträkningarna utfördes med hjälp av datorprogrammet MatLab R2023a med tillägget CALFEM version 3.4 och CALFEM-manual (Austrell, Dahlblom, Lindemann, Olsson, Olsson, Persson, Petersson, Ristinmaa, Sandberg, Wernberg, 2004). Handberäkningar genomfördes i datorprogrammet PTC MATHCAD PRIME 10.0.0.0 med stöd av Bärande konstruktioner del 1 och 2 (Al-Emrani, Engström, Johansson, Johansson, 2013 & 2011). Resultatet illustrerades med hjälp av datorprogrammet Autodesk Revit. Slutligen tillverkades även en fysisk modell av bro-lösningen. Denna tillverkades i A-verkstaden på Chalmers.

2

Brokoncept

I följande avsnitt presenteras de huvudsakliga konstruktionsmaterialen, betong trä och stål, som sedan vidareanalyseras i de olika brokoncepten. Där materialet trä presenteras och förklaras varför det inte används i detta arbete.

2.1 Material

Detta arbete tar inte upp trä som ett alternativ att bygga en järnvägsbro i. Trots materialets många fördelar, dels miljömässigt men också konstruktionsmässigt, så fungerar det inte i detta projekt. Bron behöver klara av mycket vibrationer och olika typer av laster som en järnvägsövergång medför, vilket inte trä klarar av (Staffan Lindén, Brokonstruktör på COWI, Personlig kommunikation, 7 Februari 2025). Dessutom har Trafikverket som krav att en järnvägsbro ska hålla i 120 år vilket en träbro hade haft svårt att göra utan mycket underhåll (Trafikverket, 2022).

2.1.1 Betong

I enighet med Al-Emrani, Engström, M.Johansson och P.Johansson (Bärande konstruktioner Del 1, 2013) så är betong ett sammansatt material som består av cement, sten, sand och vatten. Betongen blandas ihop och hårdnar och får en starkare tryckhållfasthet än draghållfasthet som i sin tur bidrar med risker för sprickbildning vid last av stora krafter. För att betongen inte ska gå till brott används därför, oftast, injuten stålarmring för att stärka betongen. Den huvudsakliga uppgiften armeringen har är att överföra dragkrafter i konstruktionen där det uppstått sprickor. Fortsättningsvis så är betong ett material som är lätt att gjuta till de utseendet man vill ha vilket kan användas i de olika brokoncepten.

2.1.2 Stål

Stål är ett material där man kan arbeta mycket med detaljer och få precisa konstruktioner i och med materialets höga standardiseringsgrad och höga måttnoggrannhet. Stål behöver oftast behandlas på ett eller annat sätt innan det sätts i konstruktion, genom varmvalsning, kallformning eller svetsning (Al-Emrani, Engström, Johansson, Johansson, 2013). Över vatten och vattendrag byggs oftast broar i stål. Detta på grund av dess kapacitet till stora spännvidder, förutsatt att stålet regelbundet målas för att motstå att rostas. Sammantaget är det väldigt vanligt att använda stål i byggnation av järnvägsbroar (Stålbyggnadsinstitutet, 2020).

2.1.3 Trä

Trä är ett material som har använts av människan i längst tid och har stora fördelar om man jämför med tidigare nämnda material, betong och stål. Trä är ett lätt material och har i förhållande till sin vikt, en hög hållfasthet. Just på grund av att det är ett lätt material är det inga problem att transportera till byggplatser i jämförelse med stål och betong som är relativt tunga. Vidare, så är träets negativa aspekter såsom fuktkänslighet och risk för röta något som påverkar materialet för mycket i detta projekt (Al-Emrani, Engström, Johansson, Johansson, 2013). På grund av att järnvägsbron ska byggas i närhet av vatten finns stor risk för röta och förändring i materialet som blir en stor risk för beständigheten av konstruktionen. Eftersom en järnvägsbro också innefattar stora laster så byggs inte dessa projekt i trä, därav väljs trä som material bort här med.

2.2 Urval av konceptbroar

Alla brokoncept som är aktuella för byggnation av en järnvägsbro kommer analyseras nedan, utifrån fyra olika krav; spännvidd, fri höjd, estetik och dess livslängd. I tabell 2.1 illustreras detta och vilka av de fem koncept som klarar kraven; Överliggande bågbro, Kontinuerlig fackverksbro, Fackverksbågbro, Snedkabelbro och Samverkansbro med varierande höjd.

Brotyper	Typisk spännvidd [m]	JA/NEJ?	Fri höjd till 4.6 m	Arkitektur (estetik)	Livslängd 120 år (Krav)
Bågbroar					
Överliggande båge	60-300	JA	JA	JA	JA
Underliggande båge	60-300	JA	NEJ	JA	JA
Valvbro	60-300	JA	NEJ	JA	JA
Fackverksbro					
Inhängt spann	200-500	NEJ	NEJ	NEJ	JA
Kontinuerligt	30-150	JA	JA	JA	JA
Fackverksbåge	100-300	JA	JA	JA	JA
Underliggande fackverk	10-15	NEJ	NEJ	NEJ	JA
Hängbro					
Snedkabelbro	100-400	JA	JA	JA	JA
Balkbro					
Rambro	25-40	NEJ	NEJ	NEJ	JA
Lådbalkbro (spänd)	40-65	JA	JA	NEJ	JA
Slakarmerad	15-20	NEJ	JA	NEJ	JA
Spännarmerad	20-30	NEJ	JA	NEJ	JA
Plattbro (slak)	10-17	NEJ	NEJ	NEJ	JA
Ändskärmsbro	<60	JA	JA	NEJ	JA
Samverkansbro					
Variande balkhöjd	40-200	JA	JA	JA	JA
I-balkar	20-70	JA	JA	NEJ	JA
Lådbalksbro	50-80 (upp til 150)	JA	JA	NEJ	JA

Tabell 2.1: Brokoncept utvärdering

2.3 Fem valda brokoncept

Fem brokoncept har tagits fram från föregående avsnitt som uppfyller kraven. Dessa kommer att analyseras nedan utifrån de tre olika rollerna; Beställare och Konstruktion, Produktion samt Miljö och Förvaltning, som innefattar inspekterbarhet och underhåll.

2.3.1 Bro med överliggande båge av betong



Figur 2.1: Bro med överliggande båge av betong

Beställare och Konstruktion

Bågbron är en bro som är känd för sina långa spännvidder och rika historia. Sverige har en lång historia med bågbroar och har vid flera tillfällen varit världsledande när det kommer till spännvidd (Gabrielsson, 1999). Bågbroar anses ofta vara en stilren konstruktionstyp. För en bågbro med överliggande båge av betong till en järnväg krävs en båge på vardera sida. Detta ökar kostnaderna då det både ökar materialåtgången samt konstruktionsarbetet.

Produktion

I denna brotyp utformas bågen av armerad betong medan de längsgående balkarna är av stål. Produktionsprocessen för en bro som denna kan ske segmentvis, där betongbågen sätts samman i segment med element som antingen är prefabricerade eller gjutna på plats. Detta görs från båda hållen av infästningspunkterna med tillfälliga kablar som stödjer de två båghalvorna tills de möts och blir självbärande (American Segmental Bridge Institute, n.d.).

Fördelarna som kommer med att producera en bro och dess bågar på detta sätt är att användandet av prefabricerat material gör det möjligt att minska tiden det tar att bygga bron. Ytterligare medför användandet av prefabricerat material till mindre miljöpåverkan då man inte behöver använda tillfälliga stöd vid bygget i lika

stor utsträckning (American Segmental Bridge Institute, n.d.)

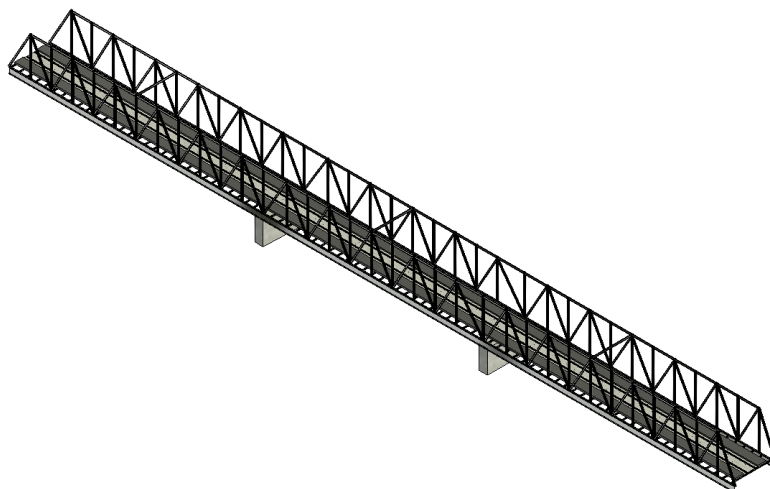
Miljö

Bron består i stora delar av betong såsom bågen och fundamenten. Tillverkning av betong har stora CO₂e utsläpp. Enligt Naturskyddsföreningen produktion av ett ton cement kan resultera i utsläpp på 700-800 kg CO₂e per ton (Naturskyddsföreningen, 2023). För att tillverka ett ton högpåresterande betong används cirka 146-208 kg cement per ton (Basmahji, 2012). Detta innebär att tillverkning av ett ton betong ger 102-166 kg CO₂e utsläpp. För att åtgärda de avsevärda koldioxidutsläppen från traditionell cement produktion kan man använda sig av alternativa bindningsmedel, det innebär en delvis eller fullständig ersättning av cement med flygaska och slagg. Användningen av dessa alternativa bindningsmedel kan betongproduktionens koldioxidutsläpp reduceras med 40% (Medeiros Di Sarno, 2024). Detta innebär att produktion av ett ton betong kan begränsas till 420-480 kg CO₂e om det används alternativa bindningsmedel.

Inspektbarhet och Underhåll

En bro ska kunna ha inspektionsmöjligheter för att åtgärda eventuella problem. Bron skall kunna uppfylla Boverkets krav på beständighet för betong (Boverket ,2010). En bågbro av betong behöver inspekteras för sprickbildning, armeringskorrosion och karbonatisering i betongen. Samtidigt längsgående balken och dragstagen som är byggda av stål skall kunna inspekteras för korrosion och utmattning. Dessutom den höga höjden på bågen försvårar inspektionsarbete och kräver utrustning som lyft vilket kan ställa till problem i tågtrafiken. Eftersom bron ska byggas i ett kallt klimat utsatt bron för frostsador vilket kräver mycket underhållsarbete för att undvika ytterligare sprickbildning och korrosion på armering.

2.3.2 Fackverksbro i stål



Figur 2.2: Fackverksbro i stål

Beställare och Konstruktion

Fackverksbroar i stål har möjlighet att byggas så att de klarar stora spännvidder och tunga laster. I detta projektet blir det extra viktigt då bron ska användas till en järnvägsövergång som innebär en stor last. Målet är då att fackverket ska bära upp lasten. En nackdel med en fackverksbro i stål är att det blir ett väldigt dyrt projekt då varje knutpunkt, som är väldigt många, måste tas hänsyn till (Stålbyggnadsinstitutet, 2020).

Produktion

Vanligtvis sker prefabricering av stålkomponenterna som utgör fackverket, som består av diagonala stänger, samt den längsgående balken som blir utsatta i tryck vilket kan orsaka buckling. Detta då stänger fungerar sämre mot tryck. Stålbalkarna och stängerna kommer sedan transporteras till platsen där de kan lyftas upp med kranar för att sammanfogas. Stängerna som utgör fackverket står för lastfördelningen som kommer orsaka krafter i både tryck och drag i de diagonala och vertikala stängerna (P.Billington, 2025). Komponenterna kopplas antingen genom svetsning eller montering med bland annat bultar och nitar exempelvis. Sedan placeras den längsgående balken på plats, och för säkerhetsskäl kan även räcken installeras. Slutligen gjuts brobanan på plats som vanligtvis består av betongplattor.

Fördelarna inkluderar hög hållfasthet i konstruktionen, och på grund av dess struktur resulterar det i mindre materialförbrukning. De har alltså förmågan att bära stora laster trots mindre material än övriga brotyper (P.Billington, 2025). Däremot krävs det noggrann analys från ingenjörer med hänsyn till lasterna samt beräkning av de inre krafterna i stängerna vid olika lastförhållanden. Dessutom blir strukturen i sin helhet väldigt tung vilket också kräver ett starkt och stabilt fundament, med ordentligt underhåll.

Miljö

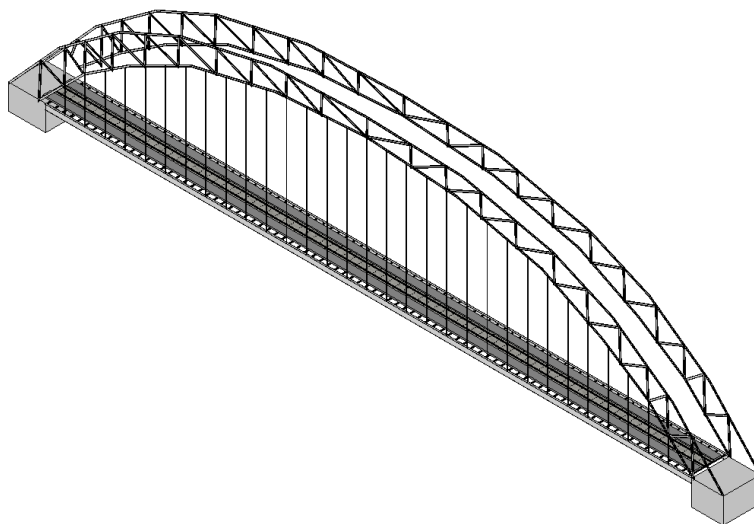
Fackverksbron är huvudsakligen uppbyggd av stål, vilket har väldigt hög hållfasthet jämfört med betong. Det innebär att materialåtgången är liten vilket är fördelaktigt. Om stål tillverkas med den traditionella metoden släpps det ut cirka 1800 kg CO₂e per ton stål. Tillverkning av stål med den revolutionerande metoden där det används vätgas istället för kol innebär betydligt mindre CO₂e utsläpp. Det släpps ut 50 kg CO₂e per ton stål vilket är mindre utsläpp jämfört med den traditionella metoden (Hybritdevelopment, 2024).

Inspektbarhet och Underhåll

Fackverksbron består av många sammankopplade ståldelar som kräver inspektion och underhåll. Enligt Trafikverket (2004) skall stålkonstruktioner utformas och dimensioneras med hänsyn till korrosion och andra riskfaktorer som påverkar beständigheten. Det är viktigt att knutpunkter dimensioneras på ett sätt som förhindrar att vatten samlas där. Dessutom kräver bron mycket underhåll i form av målning, ytbehandling, rengöring av rost, kontroll och utdragning av bultar, utbyte av slitna eller skadade svetsfogar och skruvförband, reparation av skador och sprickor, byte av skadade fackverkstänger, renhållning av vattenavledningssystem osv. Fackverksbron

är en öppen konstruktion med öppna ytor som är tillgängliga för inspektion. Dessutom är de flesta knutpunkter åtkomliga. Dock den höga höjden på vissa delar gör arbetet lite svårare och kräver en del utrustning. Den höga mängden komponenter i fackverksbro kräver mycket tid och noggrannhet för inspektion.

2.3.3 Bro med överliggande fackverksbåge i stål



Figur 2.3: Fackverksbåge i stål

Beställare och Konstruktion

Likt fackverksbron i stål så blir även denna typ av bro ganska dyr då den baseras på samma konstruktionsform. Istället för att bära krafterna direkt i fackverket så tas krafterna upp i en båge som i sin tur är uppbyggd av ett fackverk. Likt första bron, bro med överliggande båge, kommer det även här behövas två överliggande bågar. Vilket i sin tur bidrar till en ännu dyrare bro men en estetiskt mer tilltalande bro. Fackverksbågen är inte en massiv konstruktion på samma sätt som betongbågen och kommer därför ha en lägre konstruktionsvikt.

Produktion

Likt fackverksbron utgörs denna bro av stänger och en längsgående balk i stål. Detta koncept förenar styrkorna av både fackverk och bågar. Komponenterna för en sådan bro är vanligtvis prefabricerade och transporteras senare till konstruktionsplatsen (Tsubota, Tagashira, Takeshima, Kambara, 2024).

Produktionsmetoden för denna bro kan se ut på många olika sätt. För en lång bro är det dock bättre att använda sig av en fribärande monteringsmetod (Peng, Lei, 2011). Metoden är lik den som användes för att konstruera Wanzhou Yangtze järnvägsbron där hängkabeltorn användes för att underlätta monteringen av stålbalken vid mittspannet (Li, Peng, 2007).

Eftersom alla element är prefabricerade går konstruktionen snabbare gentemot en betongbåge eftersom den inte behöver gjutas på plats.

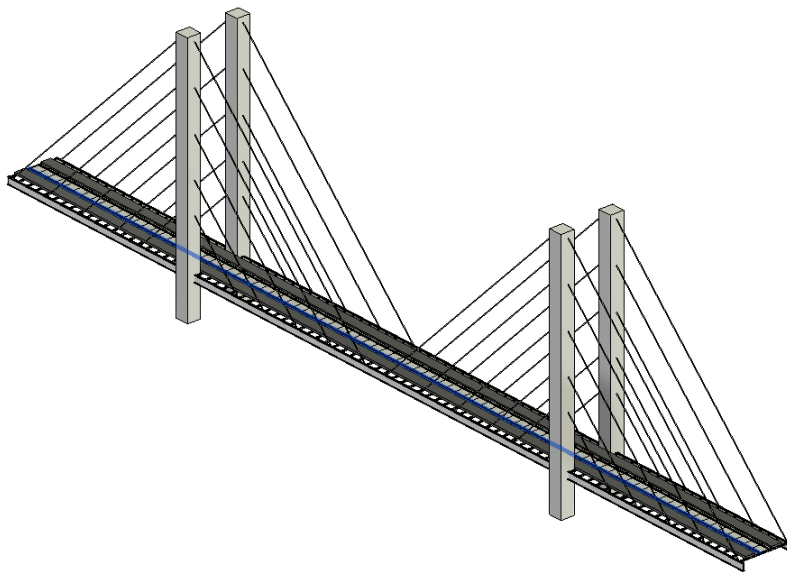
Miljö

I en Fackverksbro med fackverksbåge används också stora mängder stål. Det har i princip samma miljöpåverkan och underhållsbehov som en fackverksbro med kontinuerlig balk.

Inspekterbarhet och Underhåll

Inspekterbarheten i en fackverksbro med fackverksbåge är svårare på grund av bågens höjd och komplexa knutpunkter mellan bågen och fackverket. Underhållsarbetet i denna typ av bro kan också vara mer krävande då höjden på bågen innebär svåråtkomliga ytor för målning och ytbehandling.

2.3.4 Snedkabelbro



Figur 2.4: Snedkabelbro

Beställare och Konstruktion

Snedkabelbroar är en brotyp som lämpar sig för spännvidder på flera hundra meter. Konstruktionen är väldigt stor och blir ofta ett landmärke där de byggs (Åstedt, n.d.). Snedkabelbroar slog genom på 1950-talet och utvecklades snabbt därefter. Konstruktionen kräver mycket material på grund av konstruktionen av de stora pylonerna som fäster kablarna som går ned i brobanan. Kostnaden blir därför relativt hög jämfört med resterande koncept.

Produktion

Den längsgående balken som motsvarar brobanan för snedkabelbron ska byggas i

stål och pylonerna i betong. Brobanan sitter på ett stabilt fundament som ser till att strukturen har en hög beständighet. Kablarna som är en av de viktigaste delarna i bron består också av stål och fästs i pylonerna. Pylonerna kommer hålla i kablarna och fungera som lastfördelare.

Produktionsmetoden för en snedkabelbro ser uppdelad ut, det inkluderar prefabricering av de större vidsträckta delarna både i betong och stål som sedan transporteras till platsen för montering. Kablarna fästs på plats och kommer att spännas stegvis för att upprätthålla rätt deformationskrav.

Fördelarna med att ha prefabricering av de massiva delarna är en säkrare arbetsmiljö och mindre byggtid. Däremot kan bron utmanas vid höga vindar som kan orsaka svängningar i kablarna som också kan utsättas för korrosion vid infästningarna. Därav kommer det att krävas underhåll av bron i stor omfattning med hänsyn till dess komplexa struktur. Vid underhållsstadiet krävs det alltså utbyte av kablar vid behov, och det ska även finnas korrosionsskyddande åtgärder vid kabelanslutningarna (TRVINFRA 00227).

Miljö

I en snedkabelbro som har pyloner av betong och kablar samt längsgående balk av stål används det både betong och stål i stor utsträckning. Materialåtgången är i princip lika som en bågbro med överliggande båge av stål och längsgående balk av stål. Utsläppen av CO₂ på betong och stål har uppgetts i tidigare brokoncept.

Inspekterbarhet och Underhåll

I frågan om underhåll av en snedkabelbro är pylonerna inte så problematiska utan det viktigaste är byte av kablarna. Det är väldigt viktigt att kablarna ska kunna skyddas från korrosion. Förutom kablarna ska kabelankarna och kabelhöljerna inspekteras regelbundet (Chen,2000). Inspektion av längsgående balk, brobanan och kantbalkar är relativt enkla och åtkomliga. Däremot är det svårare att inspektera pyloner och kablar. Pylonernas höjd och kablarnas förankringspunkter innebär att inspektionen kräver avancerade utrustning och specialiserade metoder för att upptäcka eventuella korrosion och materialutmattning 5-Lådbalkbro i betong med varierande höjd(Lådbalk i Betong men pelare i stål.

2.3.5 Samverkansbro med varierande höjd i stål och betong



Figur 2.5: Samverkansbro med balk i varierande höjd

Beställare och Konstruktion

Bron är designad med längsgående I-balkar av stål, som stödjer en betongbana som gjuts på plats ovanpå, tillsammans med betongstöd vid marken. Denna konstruktion minimerar materialanvändningen, vilket bidrar till lägre byggkostnader. Samverkansbroar, som kombinerar betong och stål, är vanliga i Sverige (Stålbyggnadsinstitutet, 2020), och deras huvudsakliga syfte är att utnyttja de bästa egenskaperna hos varje material för att skapa en stark och lätt bro (Peri, 2024).

Produktion

För att bygga en samverkansbro börjar processen med gjutning av betongstöden på plats. Dessa stöd är avgörande för att ge bron den stabilitet som behövs för att stödja de längsgående I-balkarna av stål. Genom att gjuta betongstöden på plats säkerställs att de får exakt rätt form och dimensioner för den specifika platsen och belastningen. När betongstöden har härdnat och är stabila, kan nästa steg påbörjas. Efter att betongstöden har gjutits, transporteras de prefabricerade I-balkarna av stål till byggplatsen. Det första steget i konstruktionen är att resa de stålbalkar som fästs i betongstöden. Stålbalkarna monteras och säkras i position med hjälp av bultar och andra fästelement (Liu, Wang, Zhang Chen, 2022).

Betongbanorna, som ska placeras ovanpå I-balkarna, gjuts på plats. Denna metod gör det möjligt att anpassa betongens form och tjocklek till konstruktionens specifika behov och säkerställer en stark samverkan mellan betongen och stålet. Betongens hållbarhet och stabilitet säkerställs genom att noggrant övervaka gjutprocessen på byggplatsen (Rath, Fasching, Untermarzoner Kollegger, 2022).

Miljö

I en samverkansbro med stålpelare används både betong och stål i stor omfattning.

Materialåtgången är något mer i betongen än i stål, eftersom stål har högre hållfasthet. Koldioxidutsläppen från dessa material har redovisats i tidigare brokoncept.

Inspekterbarhet och Underhåll

Eftersom I-balkarna består av stål med överfläns av betong, är det viktigt att noggrant inspektera balkarna för eventuella skador, sprickor eller tecken på korrosion. Detta förhindrar allvarliga skador på både betong och armering. Eftersom betong är känslig för frost, likaså som i tidigare brokoncept, måste väderrelaterade skador beaktas vid inspektion. Stålkonstruktionerna kräver regelbundet underhåll, såsom ytbehandling, målning och rostskydd, för att förhindra nedbrytning.

Inspektion av dessa broar görs med hjälp av olika metoder, och en av de mest användbara är Slam-metoden (Simultaneous Localization and Mapping), som används för att inspektera strukturer. En utmaning med denna metod i långsgående I-balkar är de ofta släta betongytor som saknar distinkta markörer, vilket kan göra det svårt att genomföra en effektiv inspektion (Cui, Pan, Wang, Ji Cao, 2024).

3

Urvalsprocess

I följande avsnitt kommer en rad olika kriterier presenteras och förklaras. Därefter kommer kriterierna viktas mot varandra och de fem olika brokoncepten kommer att betygsättas inom varje kriterie. Vidare kommer ett vinnande koncept tas fram och dimensioneras för.

3.1 Kriterier

Åtta olika kriterier presenteras nedan som har olika vikt i detta projekt vilket tas med i respektive kriteries presentation och diskussion.

3.1.1 Ekonomi

I detta projekt finns inga riktlinjer för ekonomin vilket har lett till att detta kriterie som ofta är väldigt högt prioriterat inte kommer att prioriteras särskilt högt. Alltså kommer andra kriterier, såsom miljöpåvekan och estetik prioriteras högre. Därav kan den slutgiltiga bron komma att bli klimatsmart men dyr.

3.1.2 Estetik

Estetiken är något beställaren av bron prioriterar högt. I de fem framtagna koncepten presenteras en stor variation av estetik för att få den mest optimala och tilltalande bron som ska vara anpassad efter järnvägsfunktionen men också passa i tillhörande miljö.

3.1.3 Produktionstid

Detta kriterie avser tid för att producera den specifika brotypen, som kan skilja mycket mellan olika typer av broar. Tex kräver en fackverksbro mer produktionstid än en balkbro då varje knutpunkt i fackverket måste förankras.

3.1.4 Produktionsmetod

Produktionsmetoden är ett viktigt kriterie som avser hur bron kommer att produceras. För broar föredras oftast prefabricering av de ingående delarna. Däremot kan det finnas specifikationer beroende på vilken brotyp det är samt ingående material. Exempelvis kommer en fackverksbro av stål prefabriceras till mestadels medan en samverkansbro av stål och betong både prefabriceras och byggs ihop på plats.

3.1.5 Arbetsmiljö

Arbetsmiljöfrågan är något detta arbete viktat högt då de anställdas säkerhet inte ska lågprioriteras eller bortses ifrån. Allt från god ergonomi till att minimera alla former av risker de anställda kan utsättas för.

3.1.6 Inspekterbarhet

Möjligheten att utvärdera och kontrollera bron under hela dess livslängd kontrolleras i detta kriterie. Genom att kunna utvärdera bron enkelt och effektivt ger det möjlighet till ett mer hållbart projekt och långsiktigt underhåll.

3.1.7 Miljö

Som nämnt tidigare viktas miljöpåverkan högt i detta projekt. Byggsektorn har en stor påverkan i och med framtidens utmaningar med klimatomställningen, därav är det en självklarhet att det viktas högt.

3.1.8 Underhållsbehov

För att bron ska vara hållbar under hela dess livslängd krävs det att underhållsbehovet tas med i beaktning. ju mindre underhåll, desto mindre onödiga utsläpp och kemikalier att ta hänsyn till. Samtidigt som detta måste vägas in till vilket material man väljer och det materialets påverkan på miljön. Vilket har diskuterats i avsnitt 2.1.

3.2 Viktning

För att komma fram till vilket kriterie som väger tyngst, respektive minst så har tabell 3.1 gjorts. Där vägs varje kriterie mot varandra och får en siffra som representerar deras betydelse och vikt. Tex om ekonomi och estetik viktas mot varandra så får ekonomi en 1:a och Estetik en 3:a, vilket betyder att estetiken väger mer än kostanden att bygga bron. Om båda kriterierna väger lika mycket får dem en 2:a. Sedan summeras varje rads poäng och sammanställs i en kolumn; Summa, till höger i tabell 3.1. För varje kriterie tar man summan och delar på den totala poängsumman av alla kriterier för att få ut en viktningskoefficient. Denna koefficienten kommer att användas då broarna betygsätts beroende på varje kriterie, vilket förklaras mer i nästa avsnitt (3.3).

	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	Summa	Viktning	
1. Ekonomi			1	2	2	1	1	1	3	11	9,82%
2. Estetik	3			3		1	2	1	2	15	13,39%
3. Produktionstid	2	1			1	1	1	1	2	9	8,04%
4. Produktionsmetod	2	1		3		1	2	1	2	12	10,71%
5. Arbetsmiljö	3	3	3		3		2	3	3	20	17,86%
6. Inspekterbarhet	3	2		3	2	2		1	2	15	13,39%
7. Miljö	3	3	3	3	3	1	3		3	19	16,96%
8. Underhållsbehov	1	2		2	2	1	2	1		11	9,82%
									Summa:	112	100,00%
1 = Mindre viktig											
2 = Lika viktig											
3 = Mer viktig											

Tabell 3.1: Viktning av kriterier

3.3 Betygsättning av koncepten

För att avgöra vilken av konceptbroarna som var den bästa rangordnades koncepten baserat på specifika kriterier. Det koncept som presterade bäst tilldelades högsta betyg (fem), medan det koncept som presterade sämst tilldelades lägsta betyg (etta). Betyget för varje kriterium multiplicerades med den respektive viktningsfaktorn, och de sammanlagda poängen för kriterium adderades för varje koncept. På så sätt erhöll alla koncept en slutlig poäng och kunde rangordnas från det bästa till det sämsta.

	Urvalskriterier	A. Överliggande bågbro		B. Kontinuerlig fackverksbro		C. Fackverksbåge		D. Snedkabelbro		E. Samverkansbro - varierande balkhöjd	
		Betyg	Viktning	Betyg	Viktning	Betyg	Viktning	Betyg	Viktning	Betyg	Viktning
Idyrast - Sbilligast	1. Ekonomi	3	0,21429	4	0,28571	2	0,14286	1	0,07143	5	0,35714
Ifulast - Sfinast	2. Estetik	3	0,40179	2	0,26786	4	0,53571	5	0,66964	1	0,13393
Iångsamast - Samabbast	3. Produktionstid	3	0,26786	4	0,35714	2	0,17857	1	0,08929	5	0,44643
Iångst prefab - Sallt prefab	4. Produktionsmetod	2	0,21429	4	0,42857	3	0,32143	1	0,10714	5	0,35714
Iddålig - Sbra	5. Arbetsmiljö	3	0,53571	4	0,71429	2	0,35714	1	0,17857	5	0,89286
Iddålig - Sbra	6. Inspekterbarhet	2	0,26786	5	0,66964	4	0,53571	3	0,40179	1	0,13393
Imycket påverkan - Slite påverkan	7. Miljö	1	0,16964	4	0,67857	5	0,84821	3	0,50893	2	0,33929
I: mycket underhåll - S: lite underhåll	8. Underhållsbehov	4	0,46429	2	0,23214	1	0,11607	3	0,34821	5	0,58036
	Tot:		2,53571		3,63393		3,03571		2,37500		3,41964

Tabell 3.2: Utvärdering av brokoncepten

Konceptbroarna rangordnades enligt följande:

1. Kontinuerlig fackverksbro
2. Samverkansbro - varierande balkhöjd
3. Fackverksbåge
4. Överliggande bågbro
5. Snedkabelbro

Under betygssättningen närvarade Staffan Lindén, Brokonstruktör på COWI och gav konsultation för att få en så rättvis betygssättning som möjligt.

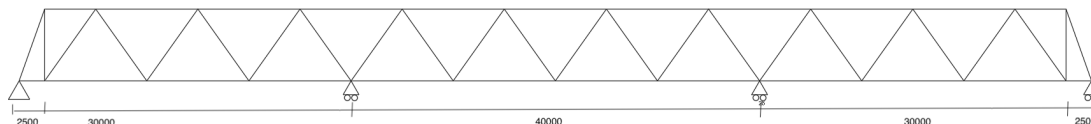
3.4 Vinnande koncept

Kontinuerlig fackverksbro erhöll det högsta poängresultatet och blev således det koncept som vidareutvecklades. På grund av de gynnsamma förutsättningarna för grundläggning har det beslutats att dimensionera för två stöd. Detta leder till kortare fria spännvidder, vilket i sin tur möjliggör minskade dimensioner på den bärande

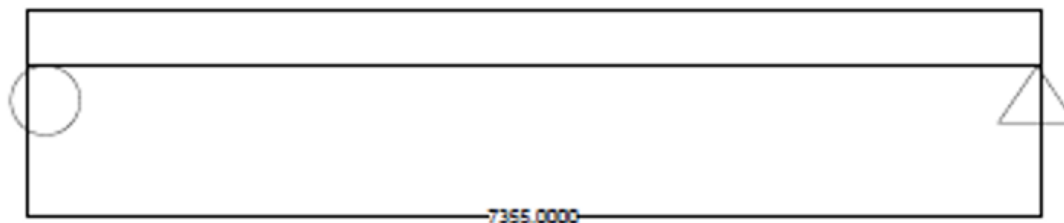
konstruktionen. Detta leder till att materialåtgången minskas vilket är fördelaktigt ur både miljö- och ekonomiperspektiv.

3.5 Systemmodell

Nedan visas en preliminär systemmodell för den valda brokonceptet i längs- och tvärled, i figur 3.1 respektive figur 3.2. Längden på bron i längsled är 105 meter och den består av fyra stöd, den delas därför upp i tre spann. Bron har en bredd på 7,355 meter i tvärriktningen och bärs upp av längsgående I-balkar. Konstruktionen har en höjd på 7.82 meter. Tillåtna rörelseriktningar mellan I-balkar och lager visas i figur 3.3.



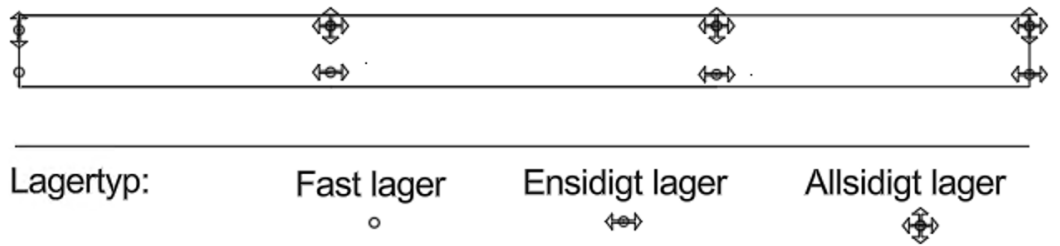
Figur 3.1: Bron i längsled



Figur 3.2: Bron i tvärled

3.5.1 Val av lagertyp

En bra lageruppsättning är viktigt för brokonstruktionens hållbarhet och funktionalitet över tid. Lagertyper av konstruktionen har valts genom en kombination av fastlager, ensidigt lager och allsidigt lager. Det fasta lagret har placerats vid det ena änden av bron för att låsa hela konstruktionen och förhindra alla typer av rörelse. En utmaning med detta val är att hela bron kommer att röra sig i förhållande till denna punkt vilket ställer högre krav på korrekt utformade rörliga lager. I andra ställen av bron används det ensidigt och allsidigt lager som möjliggör att konstruktion kan ta upp rörelser orsakad av t.ex termiska expansioner och krympning.



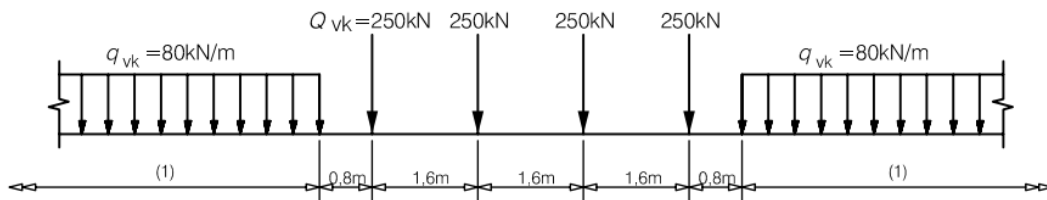
Figur 3.3: Tillåtna rörelseriktningar mellan I-balkar och lager

3.5.2 Lastmodell

De lasttyper man ska ta hänsyn till när man dimensionerar en konstruktion är variabla laster, permanenta laster samt olyckslaster. En del laster kommer att ha stor påverkan på bron och de kommer att beaktas i beräkningarna. Resterande laster kommer att ha en mindre inverkan på den preliminära dimensioneringen och kommer därför att uteslutas och tas hand om på annat sätt.

För att ta reda på de karakteristiska storheterna hos lasterna som ska användas vid preliminär dimensionering av en järnvägsbro används lastmodell LM 71. Figur 3.4 visar lastmodell LM 71 enligt SS-EN 1991-2 (SIS, 2007). Modellen illustrerar hur de variabla lasterna från järnvägstrafiken fördelar sig längs bron utifrån Eurokod. Detta blir grundläggande för att ta fram det dimensionerande lastfallet.

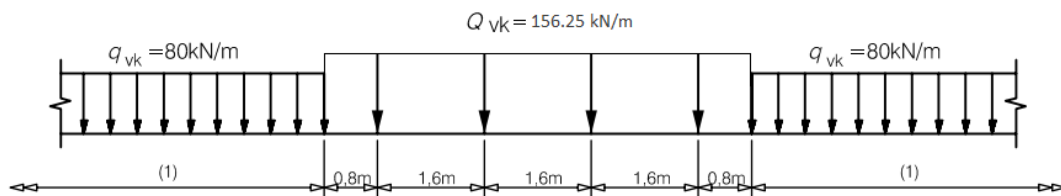
I beräkningsmodellen demonstreras loket av totalt fyra punktlaster som vardera motsvarar ($Q_{vk} = 250 \text{ kN}$) och verkar längs en sträcka på 6.4 meter. Vagnarna som är kopplade till loket redogörs av en utbredd last som har oändlig utsträckning i längsled samt verkar med ($q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$). För att underlätta beräkningen har alla punktlaster från loket omvandlats till ytterligare en utbredd last vilket visas i figur 3.5 där ($Q_{vk} = 156.25 \text{ kN/m}$). Ingen spridning sker där lasten verkar och ballast samt slipers utesluts. Dessa värden multipliceras med en förstärkningsfaktor för järnvägstrafik enligt SS-EN 1991-2 (SIS, 2007). Detta ger karakteristiska värden på de vertikala lasterna som tar hänsyn till hur tung järnvägstrafiken är i verkliga förhållanden. Enligt COWI sätts faktorn till ($\alpha = 1.33$).



Förklaring

(1) Obegränsad utsträckning

Figur 3.4: Lastmodell LM 71



Förklaring

(1) Obegränsad utsträckning

Figur 3.5: Lastmodell LM 71 med omformad punktlast till utbredd last

3.5.3 Behandlade laster

De laster som kommer att ingå i den preliminära dimensioneringen är bland annat de permanenta lasterna. Dessa består av egentyngheten hos brobaneplattan som också utgörs av rälsen, samt egentyngheten hos tvärbalkarna och fackverket. De variabla lasterna utgörs av loket och de anslutande vagnarnas egenvikt.

3.5.4 Uteslutna laster

För laster som bromslast, sidolast, temperatur, beläggning, överfyllnad, jordtryck, vattentryck, stödsättning, spännkraft, överlast och vindlast kommer det inte göras någon beräkning. Dessa laster beaktas genom att man beräknar med en utnyttjande grad på maximalt 85 procent av de behandlade laster.

4

Beräkningar och resultat

I detta avsnitt presenteras arbetets resultat. Som nämnts tidigare delades bron in i tre delar för att underlätta beräkningarna: betongplattan, tvärbalkarna och fackverket. Inledningsvis dimensionerades bron med hänsyn till brottgränstillstånd och brukgränstillstånd. Vidare dimensionerades plattan. När dimensionerna på plattan var klar kunde tvärbalkarna dimensioneras. Beräkningarna avslutas med fackverkets dimensionering. Som med hjälp av geometri och symmetri kunde begränsas genom att dimensionera endast ett av fackverken och dela lasten med två.

Hela bron har dimensionerats som att den hade vart helt horisontell. Bron lutar 1.5‰ vilket motsvarar en höjdskillnad på 0.1575 meter mellan ändpunkterna. Denna höjdskillnad har bedömts som försumbart liten i förhållande till brons totala längd.

4.1 Beräkningar

Last dimensionering

Beräkningen av de dimensionerande lasterna är utförd i MATLAB för både de permanenta och variabla lasterna från 3.5.3. Lastkombinationer i brottgränstillstånd beräknas utifrån TRVFS 2011 (Trafikverket, 2011) enligt ekvation 6.10a och 6.10b. För de permanenta lasterna blir 6.10a dimensionerande och 6.10b för de variabla lasterna. Detta för att dimensionera bron utifrån de största lasterna. För bruksgränstillstånd utförs beräkningen enligt karakteristisk kombination baserat på SS-EN 1990 (SIS, 2002) ekvation 6.14. Säkerhetsklass 3 används enligt COWI för partialkoefficienten (γ_d). Utifrån SS-EN 1990 (SIS, 2002) används tabell A2.3 för järnvägsbroar för att ta fram faktorn (ψ).

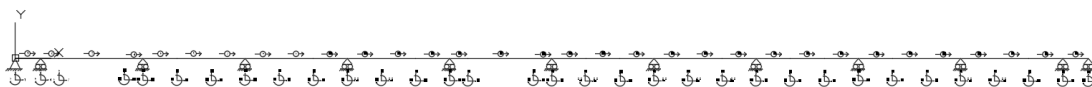
Resultaten i tabell 4.1 visar de dimensionerande linjelasterna från betongplattan, vagnarna, och loket i (N/m) för lastkombinationer i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Dessa värden används i vidare beräkningar för dimensioneringen av bron. De olika lastkombinationerna representerar olika ogynnsamma lastfall som tar hänsyn till hur bron blir belastad.

Lastkombinationer i brott och brukgränstillstånd						
		Betongplatta (N/m)		Lok (N/m)	Vagnar (N/m)	
Brottgräns fall 6.10a		122560		249375		127680
Brottgräns fall 6.10b		109080		311720		159600
Brukgräns		90783		166250		85120

Tabell 4.1: Dimensionerande linjelaster i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd för olika lastkombinationer

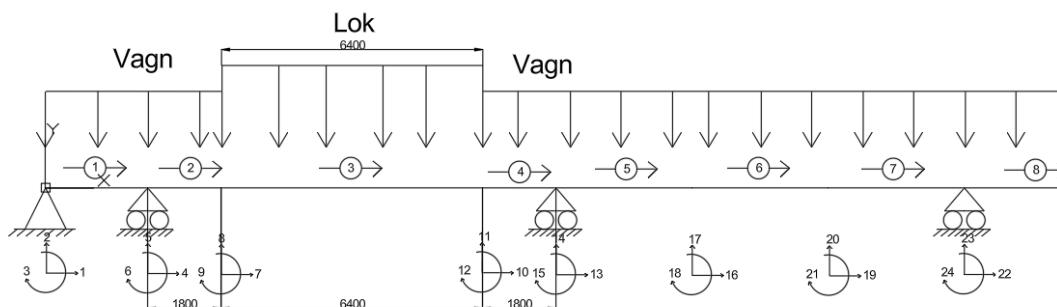
Betongplattan

För att kunna applicera lasten korrekt i matlab delades betongplattan in i 32 element med tillhörande frihetsgrader, enligt figur 4.1. I beräkningsmodellen antogs tvärbalkarna vara oändligt styva för att underlätta beräkningarna. I verkligheten har tvärbalkarna ett fjädrande verkningssätt. Det har även antagits att betongplattan bara bär last i längsled. Ytterligare ett antagande är att tvärbalkarna agerar som ett momentfritt uppslagsstöd för betongplattan, det bör dock noteras att betongplattan fortfarande betraktas som kontinuerlig.



Figur 4.1: Beräkningsmodell för betongplattan där avståndet mellan tvärbalkarna är 10 meter

När beräkningsmodellen var färdig undersöktes fyra olika lastfall där lastfall tre var värst och blev dimensionerande för hela bron. Detta lastfall illustreras i figur 4.2. Resterande lastfall som undersöktes illustreras i bilaga F.



Figur 4.2: Betongplattan dimensionerande lastfall

Lastfall tre har därefter använts i dimensioneringsberäkningarna, där MATLAB-koden beräknar dimensionerande moment och tvärkrafter i brottgärnstillstånd en-

ligt tabell 4.2. I brottsgränstillstånd utförs alla kontroller både över stöd och i fält enligt beräkningsmodellen, figur 4.1, där samma lastfall har använts både över stöd och i fält. De dimensionerande momenten och tvärkrafterna utnyttjas för att beräkna den erforderliga armeringsmängden, kontrollera momenkapaciteten, seghet samt dimensionering av tvärkraftsarmering. Armeringsmängden i den tryckta zonen bestämdes genom dimensionering med avseende på momentkapacitet och seghet, där armeringsarean itererades fram för att uppfylla ställda krav. Eftersom betongplattan endast bär last i längsled enligt antaganden krävs endast en beräkning av minsta mängden armering i tvärlängd.

ULS Betongplatta			
Med över stöd (kNm)	Med över fält (kNm)	V _{ed} stöd (kN)	V _{ed} i fält (kN)
3046.86	2204.65	1911.46	88.2

Tabell 4.2: Dimensionerande moment och tvärkraft i fält och stöd i brottsgränstillstånd

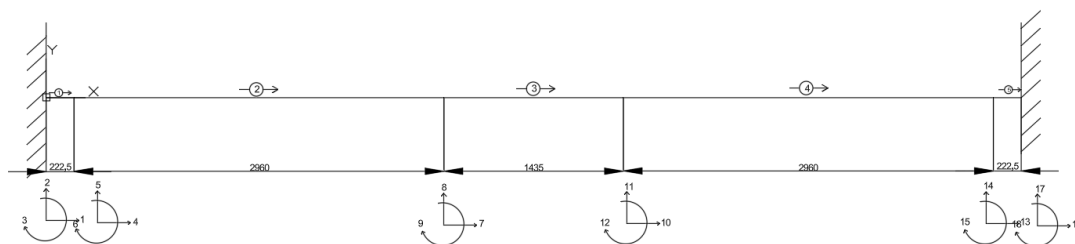
De dimensionerande lasterna ändras i bruksgränstillstånd där de intressanta lasterna är det dimensionerande momentet enligt tabell 4.3. Dimensioneringen i detta skede innefattar kontroll av sprickbildning samt beräkning av maximala betong- och stålpåkänningar med hänsyn till krypning och krympning. Slutligen dimensioneras bron för nedböjning i fält samt sprickbredd i både fält och stöd. Nedböjning över stöd utesluts då tvärbalkarna antas vara oändligt styva som resulterar i att det inte finns en nedböjning där. Nedböjningskontrollerna gjordes i MATLAB med ett yttröghetsmoment och en elasticitetsmodul som beaktar inverkan av krypning och krympning.

SLS betongplatta	
Med över stöd (kNm)	Med över fält (kNm)
1848.34	1297.47

Tabell 4.3: Dimensionerande moment i fält och stöd i bruksgränstillstånd

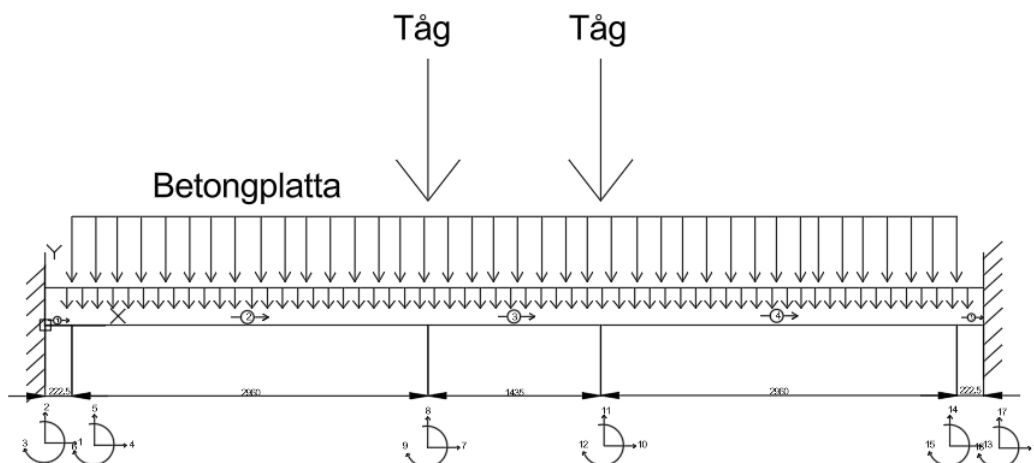
Tvärbalkar

Eftersom tvärbalkarna svetsas fast i fackverket antas de vara fast inspända på båda sidor, enligt figur 4.3. Där figuren visar elementindelning och respektive elements frihetsgrader som ligger till grund för MATLAB beräkningen.



Figur 4.3: Beräkningsmodell tvärbalkar

För att beräkna lasten antogs det att tvärbalkarna bar 10 meter betongplatta med räl var, samt ett lok som var 6.4 meter långt och en vagn som var 3.6 meter lång. Loket och vagnen behandlades som punktlaster eftersom dessa ligger på rälen. I verkligheten sprids lasten ut genom betongen. Antagandet att det är punktlaster är ett konservativt antagande då detta ökar det resulterande maxmomentet. Den sammantagna lastpåverkan illustreras i figur 4.4



Figur 4.4: Lastmodell tvärbalkar

De dimensionerande lasterna som erhöles på tvärbalken i brottgränstillstånd respektive bruksgränstillstånd var:

ULS Tvärbalkar	
M_{ed} (kNm)	V_{ed} (kN)
400.11	232.23

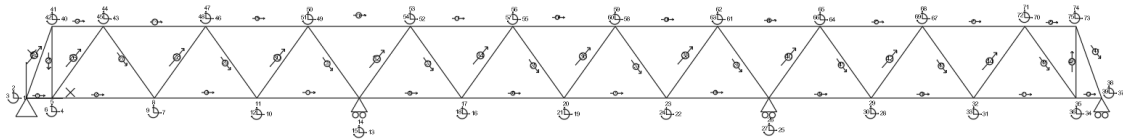
Tabell 4.4: Dimensionerande moment och tvärkraft i brottgränstillstånd på tvärbalkarna

SLS Tvärbalkar	
Med (kNm)	Ved (kN)
366.63	209.31

Tabell 4.5: Dimensionerande moment och tvärkraft i bruksgränstillstånd på tvärbalkarna

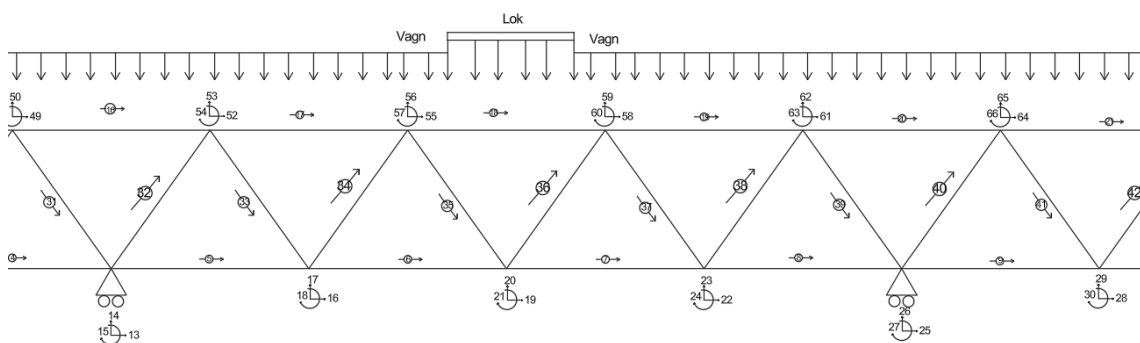
Fackverk

Beräkningarna för fackverket baseras på en skillnad från systemmodellen. I den slutgiltiga modellen är det nu ett warren truss fackverk, vilket syns i figur 4.5. Den nedre balken som är kontinuerlig i fackverket, även kallat de längsgående balkarna, antas vara styva i våra beräkningar. Som tidigare nämt beräknas fackverket på bara en av sidorna men med halverad last. Detta är möjligt eftersom bron är symmetriskt. Stöden för fackverket har antagits som rullager, vilket tillåter horisontella rörelser men förhindrar vertikala rörelser. Eventuella vertikala försjutningar hos stödpelarna har försumats i analysen för att förenkla beräkningarna.



Figur 4.5: Beräkningsmodell fackverk

För lasten över fackverket placerades loket mitt över mittspannet. Detta eftersom det spannet är längst och resulterar till det största dimensionerande momentet, vilket visas i figur 4.6.



Figur 4.6: Lastmodell fackverk

De dimensionerande krafterna i brottgränstillstånd respektive bruksgränstillstånd för fackverket var enligt följande:

ULS Fackverk		
M _{ed} (kNm)	V _{ed} (kN)	Största tryckspänning (Mpa)
220.46	39.72	212.74

Tabell 4.6: Dimensionerande krafter på fackverket i brottgränstillstånd

SLS Fackverk		
M _{ed} (kNm)	V _{ed} (kN)	Största tryckspänning (Mpa)
121.44	24.52	101.99

Tabell 4.7: Dimensionerande krafter på fackverket i bruksgränstillstånd

4.2 Resultat

Även resultatet redovisas liksom beräkningarna i tre steg. Detta eftersom resultatet för tvärbalken är direkt kopplat till betongplattan och resultatet för fackverket är direkt kopplat till resultaten för betongplattan och tvärbalkarna.

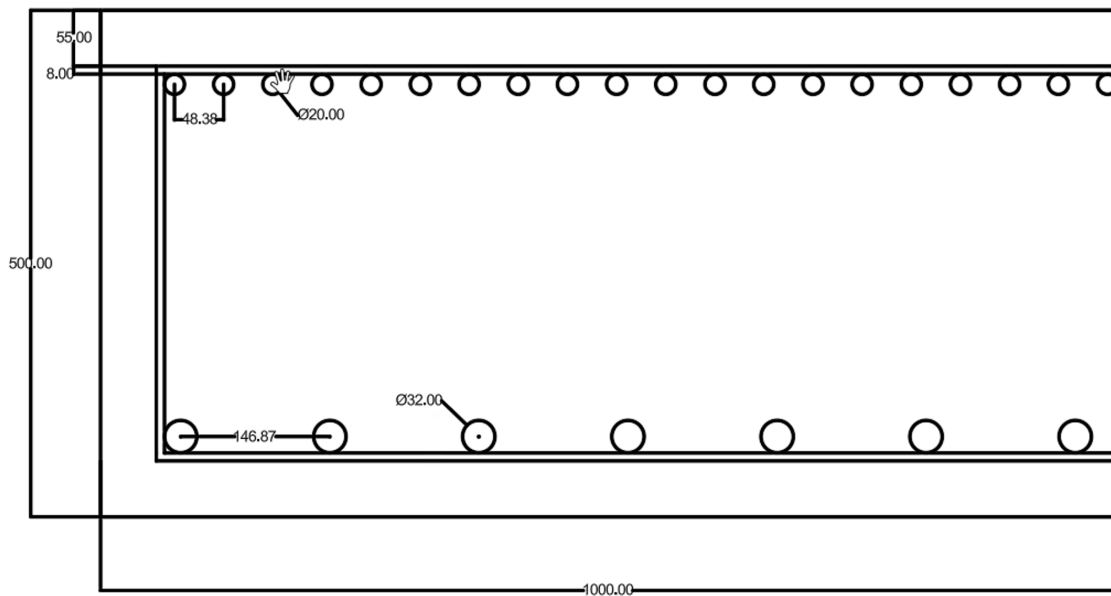
4.2.1 Dimensionering av Betongplattan

Vid dimensionering av betongplattan har beräkningar i både brott- och bruksgränstillstånd utförts. Betongplattan anses inte vara bärande i tvärled, av den anledningen har alla beräkningar i den preliminära dimensionering gjorts i längsled med undantaget att ett krav på minimiarmering har tagits fram i tvärled.

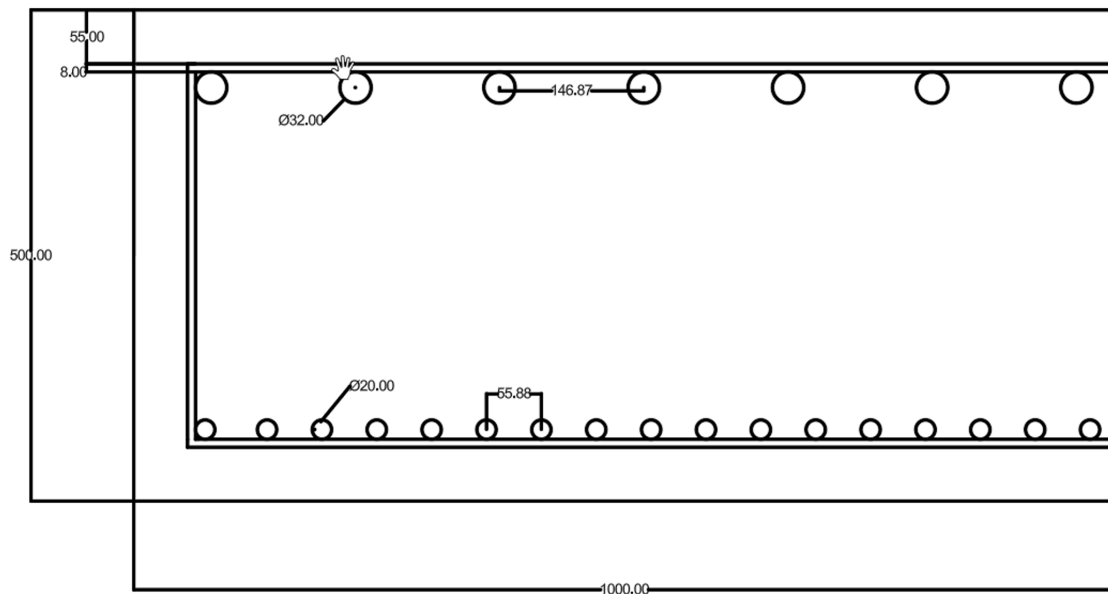
Brottgränsberäkning, ULS

I brottgränsberäkningarna fastställdes det att betongtvärsnittet behöver en höjd på 500 mm. Med hjälp av höjden beräknades armeringsmängden som behövs till 59 armeringsstänger, Ø20 mm, över stöd och 43 armeringsstänger, Ø20 mm, i fält. Armeringsmängden innebar dock att kontrollerna i bruksstadiet inte uppfylldes, därför itererades antalet stänger tills alla kontroller var godtagbara och resultatet blev att över stöden krävdes 150 stänger, Ø20 mm, och i fält blev resultatet 130 stänger, Ø20 mm. Detta medför en låg utnyttjandegrad för armeringstångerna, med 32,5 % i fält och 38,9 % över stöd.

Resultatet visar att över stöd erhålls 20,81 armeringsstänger per meter med ett centrumavstånd på 48,38 mm. Medan motsvarande värden i fält är 17,44 stänger per meter med ett centrumavstånd på 55,88 mm. Tvärsnitten över stöd och i fält återfinns i figur 4.7 respektive figur 4.8. I tryckzonen används 6,95 stänger, Ø 32 mm, per meter med ett centrumavstånd på 146,87 mm vilket gäller både över stöd och i fält.



Figur 4.7: Betongfarbanans tvärsnitt över stöd [mm]. Notera att linjerna som sticker ur tvärsnittet i figurens överkant är måttsättningar och inte armeringsstänger.

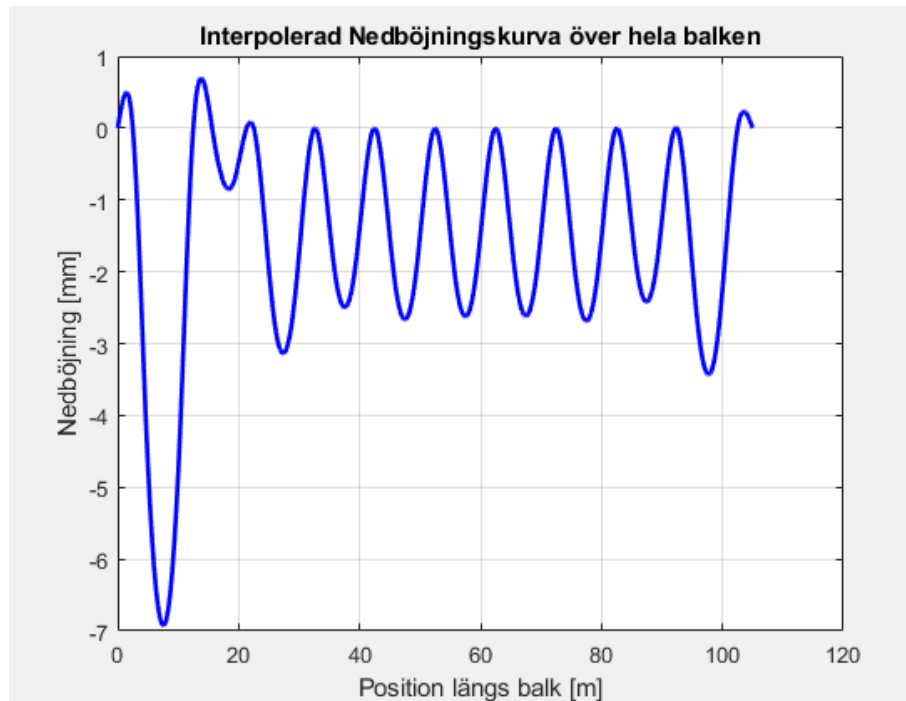


Figur 4.8: Betongfarbanans tvärsnitt i fält [mm]. Notera att linjerna som sticker ur tvärsnittet i figurens överkant är måttsättningar och inte armeringsstänger.

Bruksgränsberäkning, SLS

I bruksgränsberäkningarna kontrollerades betongplattans sprickbredd och nedböjning. För att klara nedböjningskraven behöver betongplattan överhöjas och då erhålls en störst nedböjning på 6.93 mm som illustreras i figur 4.9. Betongplattan klarar kravet på att nedböjningen ska vara mindre än $L/1000$ där $L=10$ m. Den tillåtna

sprickbredden är 0.2 mm där resultatet för sprickbredd i fält blev 0.1105 mm och i stöd blev den 0.1389 mm.



Figur 4.9: Betongplattans nedböjning längs balken [mm]

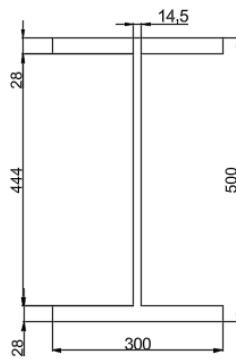
4.2.2 Dimensionering av tvärbalkarna

Betongplattan och rälen vilar på totalt elva tvärbalkar som är 7.8 meter långa, vilka dimensioneras för i brottsgränstillstånd (ULS) och kontrolleras i bruksgränstillstånd (SLS). Ingen kontroll avseende utmattning eller svetsar har utförts och behöver utföras vid vidare dimensionering.

Brottgränstillstånd, ULS

I brottgränstillstånd dimensionerades tvärbalkarna för att klara de maximala belastningarna utan risk för brott. Kontroll för buckling samt interaktion mellan moment och tvärkraft utfördes. De dimensionerande moment- och tvärkrafterna som erhöles är enligt tabell 4.5.

Profilen HEB500, figur 4.9, i stålqualität S355 valdes för samtliga balkar. De resulterande utnyttjandegraderna i brottgränstillstånd uppgick till 14.7% för tvärkraft och 26.3% för moment. Eftersom utnyttjandegraden för tvärkraften understiger 50% så behövedes ingen kontroll för interaktion utföras (Al-Emrani, Engström, Johansson, Johansson, 2013).



Figur 4.10: Tvärbalksprofil: HEB500 [mm]

Bruksgränstillstånd, SLS

I bruksgränstillstånd kontrollerades tvärbalkarnas nedböjning. Där erhöles en nedböjning på 3 mm under rälen.

4.2.3 Dimensionering av fackverket

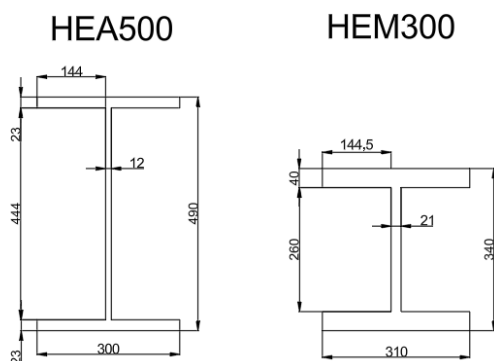
Fackverket är av typen Warrentruss-fackverk. Det är uppbyggt av 24 stänger och två längsgående balkar. Svetsförband har inte dimensionerats i detta skede, men förutsätts ha högre hållfasthet än elementen och har därför inte kontrollerats. Höjden på fackverket är totalt 7.82m från underkant på den undre längsgående balken till överkant på den övre. Utmattning har inte kontrollerats.

Det finns tre tvärstag på fackverket för att motverka buckling. Dessa tvärstag antas ha försumbar påverkan på fackverkets nedböjning och har därför inte tagits med i dimensioneringen.

Brottgränstillstånd, ULS

För beräkning av fackverket ansattes olika balkprofiler för att få ut krafterna. De tryckta stängerna kontrollerades mot buckling och den undre balken kontrollerades avseende moment- och tvärkraft. De resulterande krafterna som erhöles redovisas i 4.6.

Profil HEM300 valdes för stängerna och den övre balken, medan HEA500 valdes för den undre balken. Samtliga i stålqualität S355 som illustreras i figur 4.11. Momentet som uppstår i stängerna på grund av egentvängden är försummad eftersom den är förhållandevis väldigt liten i jämförelse med stångkraften.



Figur 4.11: Tvärbalksprofiler fackverk [mm]

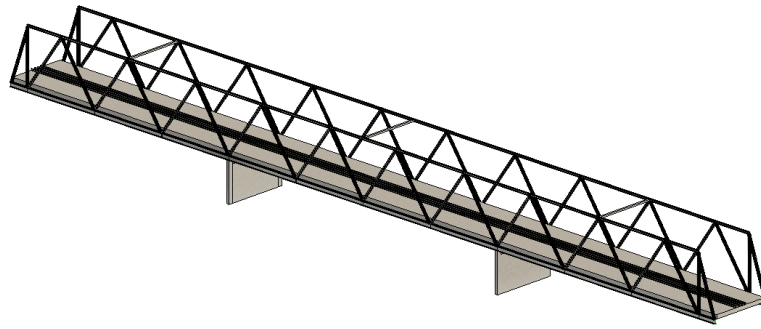
Bruksgränstillstånd, SLS

Nedböjningen kontrollerades i bruksgränstillstånd med kravet att nedböjningen inte får överstiga $L/1000$. Spannen i fackverket är 35 respektive 40 meter. De dimensionerande krafterna som erhöles i bruksgränstillstånd redovisas i tabell 4.6. I bruksgränstillstånd erhålls en största nedböjning på 20.12mm i mittspannet vilket understiger kravet på 40 mm. Eftersom tvärbalkarna också får en nedböjning på 3mm blir den totala nedböjningen 23.12mm vilket fortfarande understiger kravet.

4.3 Modell

Av ovan information, slutsatser och resultat kunde en fysisk modell skapas. I huvudsak för att kunna illustrera och visa storleken av bron i jämförelse med omgivningen. Dels i jämförelse med en människas storlek men även tågloken som ska köra på bron och traktortrafiken som ska köra under bron. I bilaga F presenteras olika vyer och den fysiska och slutgiltiga modellen av bron presenteras grundligt. Modellens huvudsyftet var att visa uppbyggnaden av de bärande delarna; längsgående stålbalkar med anslutande tvärbalkar och fackverk som bär upp betongplattan som sitter ihop med rälsen tågen kör på.

Även en CAD-modell skapades i datorprogrammet REVIT där bron har modellerats med de verkliga måtten:



Figur 4.12: Slutmodell skapad i REVIT

5

Diskussion

Sammantaget har denna rapport behandlat information given av ansvariga handledare, Eurocode och branschens normer, samt Trafikverket. I stor utsträckning har COWI lagt grunden till detta arbete med olika förutsättningar och presenterat intressentens olika krav. Eftersom det är ett teoretiskt projekt utifrån en verklig plats är det vissa verkliga aspekter som bortfaller i detta arbete. Det finns tex ingen tidsaspekt eller ekonomisk begränsning att förhålla sig till vilket gjorde det möjligt att föreslå ett så pass omfattande och dyrt projekt som en fackverksbro. Istället för att begränsa valet till en samverkansbro som hade kunnat fungerat minst lika bra.

Metoden hade kunnat ifrågasättas och analyseras då siffrorna och jämförandet mellan de olika borkkoncepten till stor del är baserat på åsikter. Åsikterna grundar sig i information från föreläsningar men även 3 års ingenjör utbildning. Vilket gör att rimliga antaganden tagits för att kunna fortsätta arbetet framåt. Ett annat antagande under metoden som påverkar utfallet är de olika lasternas summering och förändring. Vilket går in mer i detalj under avsnitt 3.5.2-3.5.4. Övergripande innebär dessa förenklingar en viss osäkerhet för utformningen av det vinnande konceptet.

k

De olika delarna av bron har även en del förenklingar och antaganden som bidrar till en väldigt konservativ beräkning, arbetet är alltid på den säkra sidan. Vilket i fall som berör säkerhet är ytterst bra, men i frågor som berör miljön kan det vara bra att optimera materialen mer genom noggrannare och ännu mer utförliga beräkningar. Sett till Fackverket, som är en av de bärande delarna i bron, valdes att hitta en balans mellan rimliga vinklar i fackverket i förhållande till hur många knutpunkter det finns. Utgångskonceptet innebar fler knutpunkter och stänger vilket i förlängningen innebär mer kostnader för svetspunkterna men även materialkostnader i sig. Ytterligare en aspekt med fackverket är att momentet från egentynghden inte tagits hänsyn till, vilket hade behövts i ett vidare arbete.

Horisontalkrafter är en annan viktig aspekt när man dimensionerar grundläggning, vilket detta arbete avgränsar sig ifrån. Som är något som en utveckling av detta arbete hade behövt beräkna och dimensionera för. Slutligen, gällande fackverket, kan även vindlaster exkluderas då det har hållits till kravet på en maximal utnyttjandegrad på 85 procent.

Vidare till en annan stor del i born, betongplattan. Där excentrisitet exkluderas då det är en enkelspårig bro och betongplattan i sig är helt stum. Om det istället hade varit ballast som fyller upp under rälsen, hade spåren kunnat flytta sig en viss

procent vilket då hade inneburit en viss excentricitet. Fortsättningsvis, för att vara på den säkra sidan, så valdes en stor mängd tätt sittande armering i ett och samma lager. En möjlig lösning hade kunnat vara att lägga armeringen i två rader som i sin tur medför andra egenskaper till betongen. Men också för att kunna hjälpa till med optimeringen av material. Materialoptimering går att göra på en rad olika sätt. Ett sätt som diskuterades var till vilken grad ändring av betongklass skulle kunna hjälpa till att motverka nedböjningen som gjorde en viss skillnad men det valdes att använda andra metoder.

Som nämnts tidigare, baseras de flesta frågeställningarna på miljöpåverkan och hur man som mest kan materialoptimera. Vilket detta arbete absolut har möjlighet att vidareutveckla i form av mer omfattande beräkningar. Dels i tex. segheten i både fält och stöd men även se över de låga utnyttjandegraderna i vissa delar av bron. Detta leder till frågan vad nästa steg blir? Till en början bör det göras grundliga och noggranna beräkningar med exakta lastfall och lastdimensioneringar. För att sedan optimera materialet och dimensionera stöden och dess grundläggning. Slutligen också beräkningar av olika svetskapaciteter i alla infästningar, speciellt i fackverkets knutpunkter, men även hur kontakstolparna påverkar konstruktionen.

6

Slutsats

Rapporten inleddes med syftet att ta fram ett brokoncept för ett valt område med specifika avgränsingar och krav. Allt från ett krav på en fri höjd under bron där en lokal traktorväg går. Till att ett stöd inte får placeras i Dalkarlsån som bron ska byggas över och att estetiken har stor vikt. Sammantaget har alla kraven bemötts på ett eller annat sätt och en slutgiltig modell är framtagen.

För att komma fram till ett vinnande konceptet i just detta fall, togs först fem förslag på brokoncept fram. Alla granskades och värderades på samma grunder som i sin tur gav olika utfall och rangordnades olika högt inom olika kriterier. Slutligen blev det vinnande konceptet en kontinuerlig fackverksbro i materialen stål och betong.

Den kontinuerliga fackverksbron är uppbyggd av ett kontinuerligt fackverk som i botten består av två längsgående balkar, en på vardera sida av bron. På de längsgående balkarna ligger elva tvärbalkar, jämnt fördelade, som bär upp betongplattan. Där rälsen som tåget ska åka på är fäst direkt i betongplattan. För att hjälpa fackverket bära upp alla laster finns även två stöd som är utplacerade på vardera sida av ån utan att störa traktortrafiken.

Sammantaget valdes prioritering av att bron i sin helhet skulle klara av att bära de olika lasterna. Speciellt fackverkets roll som också sammantaget bidrar till estetikens krav i detta projekt. Beräkningarna som gjordes i detta arbete kommer i helhet fram till att bron dimensioner och uppbyggnad kommer att klara av de laster den utsätts för. Förutsatt de antaganden och förenklingar som gjorts. Slutligen finns det möjlighet för optimering i olika utsträckning, i det fall att fler och mer ingående beräkningar görs.

7

Referenser

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2011). *Bärande konstruktioner Del 2*. Göteborg: Institution för Bygg- och miljöteknik, avdelningen för konstruktionsteknik.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner Del 1*. Göteborg: Institution för Bygg- och miljöteknik, avdelningen för konstruktionsteknik.

American Segmental Bridge Institute. (n.d.). Segmental Construction. Hämtad 25 februari 2025, hämtad från <https://asbi-assoc.org/about/segmental-construction/>

Austrell, P.E., Dahlblom, O., Lindemann, J., Olsson, A., Olsson, K.G., Persson, K., Petersson, H., Ristinmaa, M., Sandberg, G., Wernberg, P.A. (2004). *CALFEM: A Finite Element Toolbox*. Lund: The Division of Structural Mechanics. https://www.solid.lth.se/fileadmin/hallfasthetslara/utbildning/kurser/FHL064_FEM/calfem34.pdf

Billington, D. & Smith, H. (2024) Live load and dead load: The Elements of Bridge Design (artikel). Britannica. Hämtad 1 mars 2025 <https://www.britannica.com/technology/bridge-engineering/Live-load-and-dead-load>

Boverket. (2010). *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), BFS 1993:57 med ändringar t.o.m. BFS 2010:2*. <https://rinfo.boverket.se/BFS1993-57/pdf/BFS2010-2.pdf>

Chen, S.-G. (2000) *Maintenance of cable-stayed bridges (Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology)*. MIT Libraries. <https://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/80926/47088870-MIT.pdf>

Cui, Y., Pan, Y., Wang, D., Ji, M., & Cao, S. (2024) *A smart robotic system for autonomous inspection of large-scale concrete girder*. In J. Jensen, D. Frangopol, & S. Schmidt (Eds.), *Bridge Maintenance, Safety, Management, Digitalization and Sustainability*. Taylor & Francis. [./A\smart\robotic\system\for\autonomous\inspection\of\large-scale\concrete\girder_25_03_07_05_19_15.pdf](#)

European Committee for Standardization. (2003). *EN 1991-2: Eurocode 1: Actions*

on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. CEN. <https://www-sis-se.eu1.proxy.openathens.net/api/document/get/34672>

Gabrielsson, H. (1999) *Förstudie avseende Broars gestaltning*. Vägverket. https://bransch.trafikverket.se/contentassets/8425704897db43059cb747ece4421b95/forstudie_avseende_broars_gestaltning.pdf

Hybrit Development. (2023). *HYBRIT: Sex års forskning banar väg för fossilfri järn- och ståltillverkning i industriell skala*. <https://www.hybritdevelopment.se/hybrit-sex-ars-forskning-banar-vag-for-fossilfri-jarn-och-staltillverkning-i-indus>

Li, F., Peng, Y. (2007). Construction technology for the steel truss-arch tied-bar beam bridge of Wanzhou Yangtze River Bridge. *Zhongguo Tiedao Kexue/China Railway Science*, 28(6), 136–140. Hämtad från <https://www.scopus.com/record/display.uri?eid=2-s2.0-37449018925&origin=scopusAI>

Lundberg, P. (2012). *Hållbarhetsaspekter vid betongbroar – livscykelanalys och klimatpåverkan* (Examensarbete, Kungliga Tekniska Högskolan). DiVA. <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2%3A550923/FULLTEXT01.pdf>

Medeiros, J. M. P., & Di Sarno, L. (2024). Low carbon self-healing concrete—Mixture analysis. In K. Papadikis, C. Zhang, C. Tang, E. Liu, & L. Di Sarno (Red.), *Lecture notes in civil engineering* (Vol. 393, s. 759–768). Springer. https://doi.org/10.1007/978-981-99-7965-3_65

Mohsenijam, A., & AbouRizk, S. M. (2017). Simulation based process mapping for the fabrication of bridge girders. In W. K. V. Chan, A. D'Ambrogio, G. Zacharewicz, N. Mustafee, G. Wainer, & E. Page (Red.), *Proceedings of the 2017 Winter Simulation Conference (WSC)* (s. 3200–3211). IEEE. <https://doi.org/10.1109/WSC.2017.8248187>

Naturskyddsföreningen. (2023). *Cement, klimat och miljö*. <https://www.naturskyddsforeningen.se/faktablad/cement-klimat-och-miljo/>

Peng, X., Lei, J. (2011). Space mechanical characteristics analysis of long-span steel trussed arch bridge at construction stage. *Journal of Beijing Jiaotong University*. <https://www.scopus.com/record/display.uri?eid=2-s2.0-79952808858&origin=scopusAI>

PERI, (2024) *Samverkansbro* PERI Sverige. <https://www.peri.se/infrastruktur/brokonstruktion/samverkansbro.html#:~:text=Kompositbroar%2C%20eller%20samverkansbro%20Är%20konstruktioner,Är%20bÄde%20Ädtt%20och%20stark.>

Rath, M., Fasching, S., Untermarzoner, F., & Kollegger, J. (2022). Semi-precast segmental bridge construction method: Post-tensioning of thin-walled box girders. In S. Stokkeland & H.C. Braarud (Red.), *Proceedings of the 6th fib Internatio-*

nal Congress on Concrete Innovation for Sustainability (s. 980–986). fib. Hämtad från <https://www.scopus.com/record/display.uri?eid=2-s2.0-85143902776&origin=scopusAI>

Stålbyggnadsinstitutet, (2020) *Brobyggnad* SBI. <https://www.sbi.se/brobyggnad/>

SIS. (2007). *SS-EN 1991-2:2003 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 2: Trafiklast på broar*. Swedish Standards Institute. Hämtad från <https://www-sis-se.eu1.proxy.openathens.net/produkter-och-byggnader/byggnadsindustrin/tekniska-aspekter/ssen19912/>

SIS. (2002). *SS-EN 1990: Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk* Swedish Standards Institute. Hämtad från <https://www-sis-se.eu1.proxy.openathens.net/produkter-och-byggnader/byggnadsindustrin/tekniska-aspekter/ssen19902/>

Trafikverket. (2004). *Trafikverkets föreskrifter om bärighetsberäkning av vägbroar, TRVFS 2004:031*. <https://webapp.trafikverket.se/TRVFS/pdf/2004nr031.pdf>

Trafikverket. (2016). *Väg E4, Djäkneboda-Bygdeå - Beskrivning*. Hämtad från https://bransch.trafikverket.se/contentassets/e37c5cd518f64cfeba01719ba0ab4e00/beskrivning_1c140001.pdf

Trafikverket. (2011). *Trafikverkets föreskrifter om ändring i Vägverkets föreskrifter (VVFS 2004:43) om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder (TRVFS 2011:12)*. Hämtad från <https://webapp.trafikverket.se/TRVFS/Home/DocumentHistory/2011-12>

Trafikverket. (2022a). *Samrådsunderlag: Järnvägsbro över Dalkarlsån*. Stockholm: Trafikverket. Hämtad från <https://bransch.trafikverket.se/contentassets/27143afcbe2c4a43a4e2ada8e398e29b/samradsunderlag-jarnvagsbro-over-dalkarlsan-pdf-fil.pdf>

Trafikverket. (2022b). *TRVINFRA-00227 Version 3.0*, hämtad från <https://puben.trafikverket.se/dpub/visa-dokument/ba27c7be-7cc4-486d-b13b-aae7e36571e5>

Trafikverket (2022c). *Krav: Bro och broliknande konstruktion, Byggande*. Trafikverkets infrastrukturegelverk.

Trafikverket. (2024). *Norrbotniabanan*. Hämtad 26 februari 2025, från <https://www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-som-stracker-sig-over-flera-lan/norrbotniabanan>

Tsubota, S., Tagashira, G., Takeshima, R., & Kambara, A. (2024). Construction of Umi-No-Mori Bridge Using Barges and Multi-Axle Transporters. *Structural Engineering International*, 34(1), 45-53. <https://doi.org/10.1080/10168664.2024.2404505>

7. Referenser

Åstedt, B. Stålbyggnadsinstitutet, (n.d.). *Kabelupphängda broar* https://web.archive.org/web/20131004232524/http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?mId=1&kId=4&subKId=123&mgrp=0&dId=91

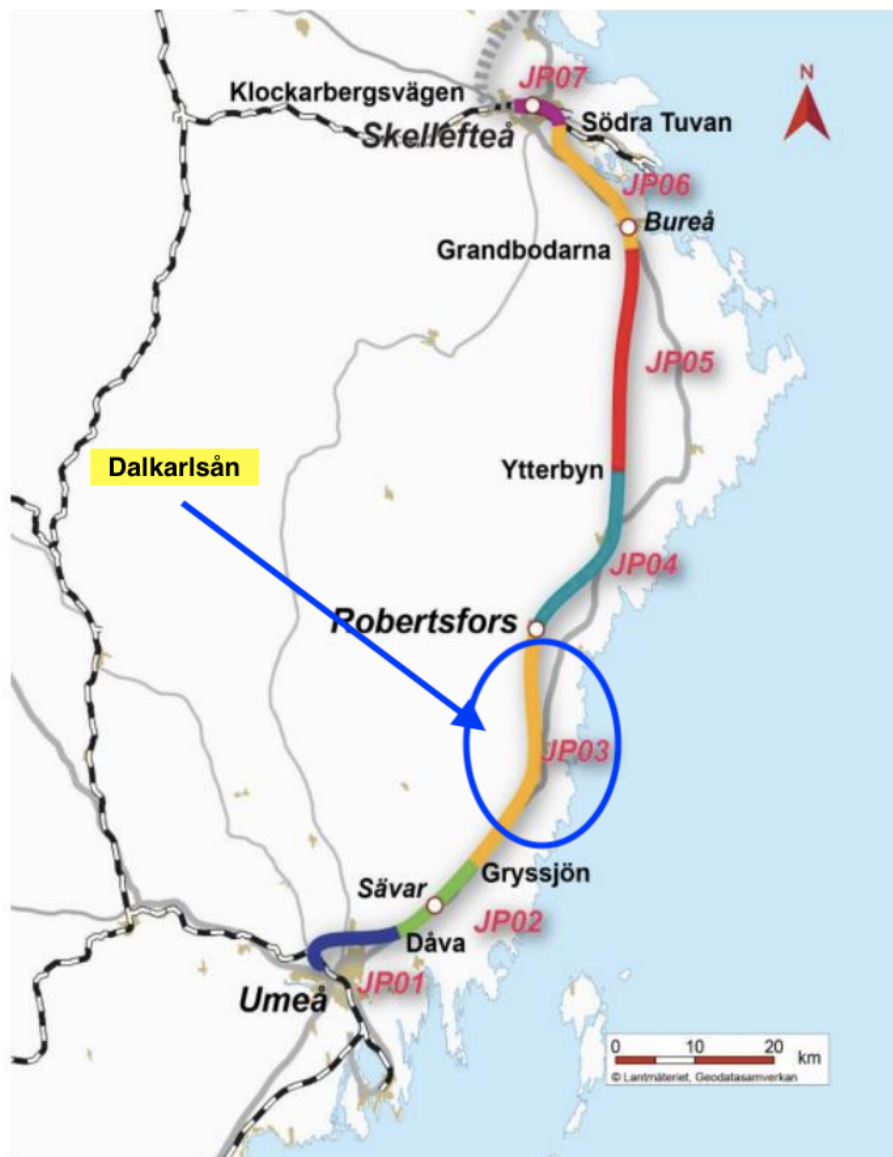
8

Bilagor

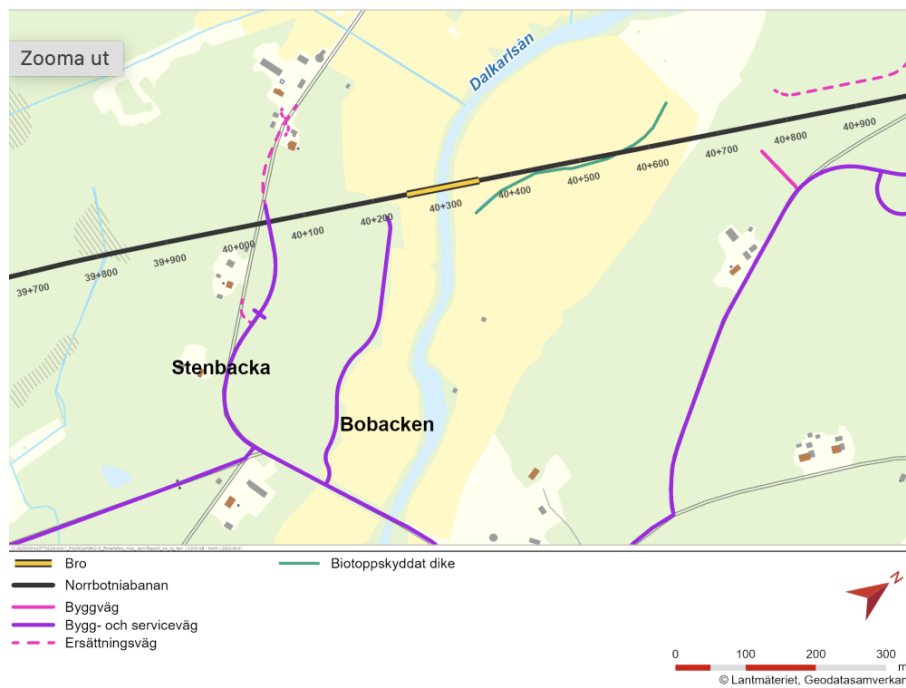
A

Plankarta

Förtydligande av området, Norrbotniabanan, som undersöks ses i figur A.1. Vilket vidare fördjupas i figur A.2, där dalkarlsån visas i en mer inzoomad vy. I den figuren ses även markområdets egenskaper kring dalkarlsån som i stor utsträckning är grönområden.



Figur A.1: Uppdelning av etapper och järnvägsplaner längs Norrbotniabanan, (Trafikverket, 2021a).



Figur A.2: Översikt över Dalkarlsåns dalgång och det planerade broläget, (Trafikverket, 2023).

B

Matlab

Table of Contents

Dimensioner för permanenta och variabla laster	1
Brottgränstillstånd fall a	1
Brottgränstillstånd fall b	2
Brukgränstillstånd	2

Dimensioner för permanenta och variabla laster

```
% Räl dimensioner (permanent last)

clear all

G = 0.5e3;      % Linjelast räls (N/m) enl föreläsning (brolaster)
L = 105;       % Totala längden på bron (m)

% Betongplattans dimensioner (permanent last)

L = 105;      % betong Längd (m)
B = 7.355;    % betong bredd (m)
H = 0.5;     % betong höjd (m)
A = B*H;     % Tvärsnittsarea betongplatta (m^2)
D_B = 2500;   % Densitet armerad betong (N/m^3) enl föreläsning
              (brolaster)
yd = 1;      % säkerhetsklass 3
psi = 0.8;   % faktor för Lastmodell LM 71 för järnvägsbroar

% Lok och vagnlast (variabel last)

Lok = 156.25e3; % (N/m)
Vagn = 80e3;    % (N/m)
alpha = 1.33;  % korrektionsfaktor

% Laster i brottgränstillstånd enligt (Trafikverket, 2011) Tabell A2.4
% Ekvationer enligt fall 6.10a och 6.10b SS-EN 1990 (SIS 2002)
```

Brottgränstillstånd fall a

```
% fall 6.10a (dimensionerande för permanenta laster)

betongplatta_fall_a = 0.5*7.355*2500*9.82*1.35; % (N/m)
Ral_fall_a = 0.5e3*1.35; % (N/m)
Betongplatta_fall_a_tot = Ral_fall_a + betongplatta_fall_a; % (N/m)
q_vagn_a = 80e3*1.33*1.5*0.8; % (N/m)
Q_lok_a = (250e3*4/6.4)*1.33*1.5*0.8; % (N/m)
```

Brottgränstillstånd fall b

```
% fall 6.10b (dimensionerande för variabla laster)

betongplatta_fall_b = 0.5*7.355*2500*9.82*1.35*0.89; % (N/m)
Ral_fall_b = 0.5e3*1.33*0.89; % (N/m)
Betongplatta_fall_b_tot = Ral_fall_b + betongplatta_fall_b; % (N/m)
q_vagn_b = 80e3*1.33*1.5; % (N/m)
Q_lok_b = (250e3*4/6.4)*1.33*1.5; % (N/m)
```

Bruggränstillstånd

```
% Laster i brukgränstillstånd enligt SS-EN 1990 (SIS 2002) ekvation
6.14
% Detta i karakteristisk kombination

betongplatta_bruk = 0.5*7.355*2500*9.82; % (N/m)
Ral_bruk = 0.5e3; % (N/m)
Betongplatta_bruk_tot = betongplatta_bruk + Ral_bruk; % (N/m)
q_vagn = (80e3)*1.33*0.8; % (N/m)
Q_lok = (250e3*4/6.4)*1.33*0.8; % (N/m)
```

Published with MATLAB® R2021a

Table of Contents

.....	1
Inför alla data	1
Egentyngder	1
Lastmodell LM71 Förenklad	2
Lastfallen	2
Topologin och alla matriser	2
Styvhetsmatriser	3
Lösning av ekvationssystem	3
Tvärkraftsdiagram	4
Momentdiagram	5
Nedböjning	7

```
% Lastfall:  
% 1: lasten ligger från x=0  
% 2: lasten ligger mitt på bron  
% 3: lasten ligger mitt i andra spannet  
% 4: lasten ligger mitt i spannet bredvid mitten
```

```
clear,clc
```

Inför alla data

```
L1=2.5;           % Första elementets längd  
L=10/3;          % Elementens längd  
L2=L1;           % Sista elementets längd  
E=20.6382e9;     % E-modul betong C35/45  
n = 32;          % antal element som används i koden  
b=7.355;         % Bredden  
h=0.5;           % Höjden  
A= b*h;          % Area tvärsnitt  
I=0.0403206;    % Yttröghetsmoment  
lastfall = 3;    % Vilket lastfall som koden kör  
tillstand = 1;   % Brottsgräns = 1, bruksgräns = 2, 3 = överhöjning &  
bruksgräns
```

Egentyngder

```
if tillstand == 1  
egentyngd = A*2500*9.82*1.35;  
ral = 0.5e3*1.35;  
elseif tillstand == 2  
egentyngd = A*2500*9.82;  
ral = 0.5e3;  
elseif tillstand == 3  
    egentyngd = 0;  
    ral = 0;
```

```
end
```

```
ep = [E A I]; % Elementegenskaper
```

Lastmodell LM71 Förenklad

```
if tillstand == 1
    q_lok = (250e3*4/6.4)*1.33*1.5; % Lokets last N/m
    q_vagn = (80e3)*1.33*1.5; % Vagnens last N/m
elseif tillstand == 2
    q_lok = (250e3*4/6.4)*1.33*0.8; % Lokets last N/m
    q_vagn = (80e3)*1.33*0.8; % Vagnens last N/m
elseif tillstand == 3
    q_lok = (250e3*4/6.4)*1.33*0.8; % Lokets last N/m
    q_vagn = (80e3)*1.33*0.8; % Vagnens last N/m
end

q_lok_tot = q_lok+egentyngd+ral; % Totala lasten med lok
q_vagn_tot = q_vagn+egentyngd+ral; % Totala lasten med vagn
```

Lastfallen

```
for i = 1:n
    eq = [0 -q_vagn_tot];
    eval(sprintf('eq%d = eq;', i));
end

if lastfall == 1 %lasten ligger från x=0
    eq1 = [0 -q_lok_tot];
    eq2 = [0 -q_lok_tot];
    eq3 = [0 -q_lok_tot];
elseif lastfall == 2 % lasten ligger mitt på bron
    eq16 = [0 -q_lok_tot];
    eq17 = [0 -q_lok_tot];

elseif lastfall == 3 % lasten ligger mitt i andra spannet
    eq3 = [0 -q_lok_tot];

elseif lastfall == 4 % lasten ligger mitt i spannet bredvid mitten
    eq15 = [0 -q_lok_tot]
end
```

Topologin och alla matriser

```
for i=1:n
    Edof(i,:) = [i, (i-1)*3+1, (i-1)*3+2, (i-1)*3+3, i*3+1, i*3+2, i*3+3];
end

K=zeros(3*n+3);
f=zeros(3*n+3,1);
```

```

ex1 = [0 2.5]; ex32 = [102.5 105];
ey1 = [0 0]; ey32=[0 0];
for i = 2:n-1
    ex = [L*(i-2)+2.5 L*(i-1)+2.5];
    ey = [0, 0];

    eval(sprintf('ex%d = ex;', i));
    eval(sprintf('ey%d = ey;', i));
end

if lastfall == 1

    ex3 = [2.5+L 6.4];
    ex4 = [6.4 2.5+3*L];

elseif lastfall == 2
    ex15 = [42.5+L 52.5-6.4/2];
    ex16 = [52.5-6.4/2 52.5];
    ex17 = [52.5 52.5+6.4/2];
    ex18 = [52.5+6.4/2 52.5+2*L];
elseif lastfall == 3
    ex3 = [2.5+5-6.4/2 2.5+5+6.4/2];
    ex2 = [2.5 2.5+5-6.4/2];
    ex4 = [2.5+5+6.4/2 12.5];
elseif lastfall == 4
    ex15 = [47.5-6.4/2 47.5+6.4/2];
    ex14 = [42.5 47.5-6.4/2];
    ex16 = [47.5+6.4/2 52.5];
end

```

Styvhetsmatriser

```

for i = 1:n
    eval(sprintf('Ke%d,fe%d = beam2e(ex%d, ey%d, ep, eq%d);', i, i,
    i,i,i));
    eval(sprintf('[K,f] = assem(Edof(%d,:), K, Ke%d, f, fe%d);', i, i, i));
end

```

Lösning av ekvationssystem

```

bc=[1 0; 2 0; 5 0; 14 0; 23 0; 32 0; 41 0; 50 0; 59 0; 68 0; 77 0; 86 0; 95 0;
98 0;];

[a,r]=solveq(K,f,bc);           % Löser ekvationssystemet

% Bestämmer elementens snittkrafter och förskjutningvektor samt
% vinkelförskjutning givna i SI-enheter

for i = 1:n
    eval(sprintf('ed%d = extract(Edof(%d,:), a);', i, i));
end

```

```

for i = 1:n
    eval(sprintf('es%d = beam2s(ex%d, ey%d, ep, ed%d, eq%d,21);',i,i,i,i,i));
end

```

Tvärkraftsdiagram

```

all_x_shear = [];
all_V = [];

for i = 1:n
    eval(sprintf('es = es%d;', i)); % Tvärkraftsdata för elementen
    eval(sprintf('ex = ex%d;', i)); % Globala koordinater för elementen

    x1 = ex(1); % Start global x
    x2 = ex(2); % Slut global x
    L_elem = x2 - x1; % Elementens längd

    x_local = linspace(0, L_elem, length(es(:,1)));
    x_global = x1 + x_local;

    % Lägg till i samlad vektor
    all_x_shear = [all_x_shear; x_global(:)];
    all_V = [all_V; es(:,2)];
end

[maxShear, idxMaxShear] = max(all_V); % Löser ut maximal tvärkraft
[minShear, idxMinShear] = min(all_V); % Löser ut minimal tvärkraft

x_at_max_shear = all_x_shear(idxMaxShear); % X-koordinat för max tvärkraft
x_at_min_shear = all_x_shear(idxMinShear); % X-koordinat för min tvärkraft

fprintf('Största positiva tvärkraft: %.2f kN vid x = %.2f m\n', maxShear/1000,
    x_at_max_shear);
fprintf('Största negativa tvärkraft: %.2f kN vid x = %.2f m\n', minShear/1000,
    x_at_min_shear);

% Plotta tvärkraften
figure(1)
hold on
for i = 1:n
    es = eval(sprintf('es%d', i));
    ex = eval(sprintf('ex%d', i));

    x1 = ex(1); x2 = ex(2);
    L = x2 - x1;
    x_global = linspace(x1, x2, size(es,1));

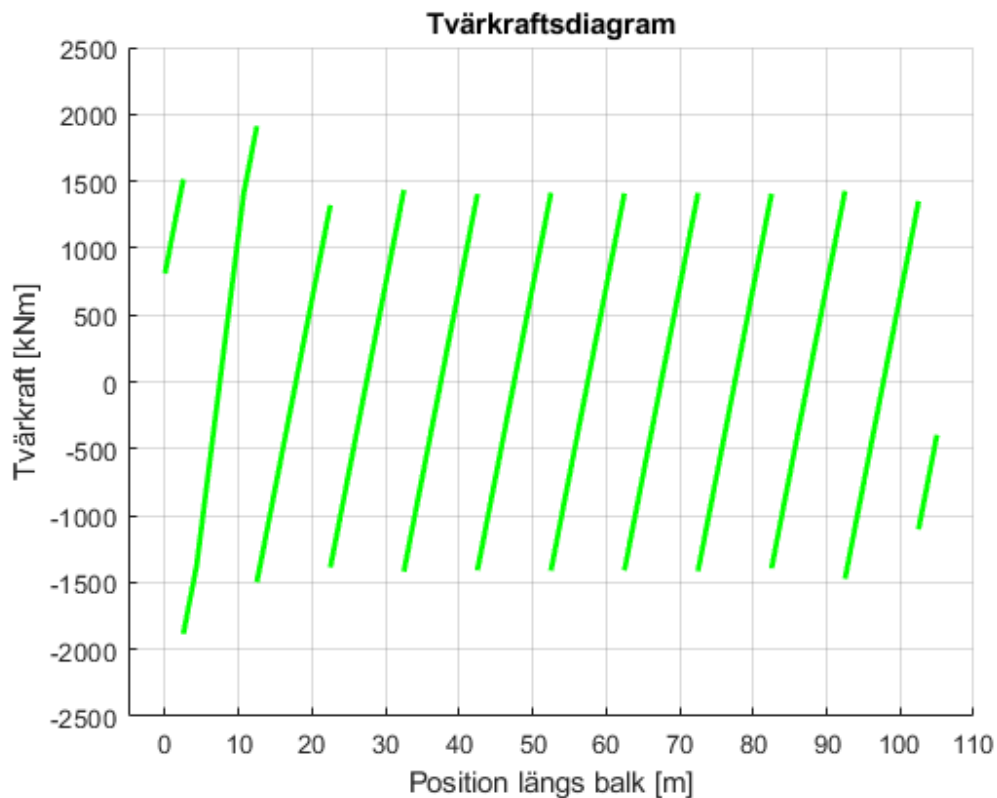
    plot(x_global, es(:,2)/1000,'g', 'LineWidth', 2); % Tvärkraft i kNm
end

hold off
axis([-5 110 -2500 2500]);

```

```
title('Tvärkraftsdiagram')
xlabel('Position längs balk [m]')
ylabel('Tvärkraft [kNm]')
grid on
```

Största positiva tvärkraft: 1911.46 kN vid x = 12.50 m
Största negativa tvärkraft: -1883.66 kN vid x = 2.50 m



Momentdiagram

```
all_x = [];
all_M = [];

for i = 1:n
    eval(sprintf('es = es%d;', i)); % Momentdata för elementen
    eval(sprintf('ex = ex%d;', i)); % Globala koordinater för elementen

    x1 = ex(1); % Start global x
    x2 = ex(2); % Slut global x
    L_elem = x2 - x1;

    x_local = linspace(0, L_elem, length(es(:,1)));
    x_global = x1 + x_local;

    % Lägg till i samlad vektor
    all_x = [all_x; x_global(:)];
```

```

    all_M = [all_M; es(:,3)];
end

[maxMoment, idxMax] = max(all_M);
[minMoment, idxMin] = min(all_M);

x_at_max = all_x(idxMax);
x_at_min = all_x(idxMin);

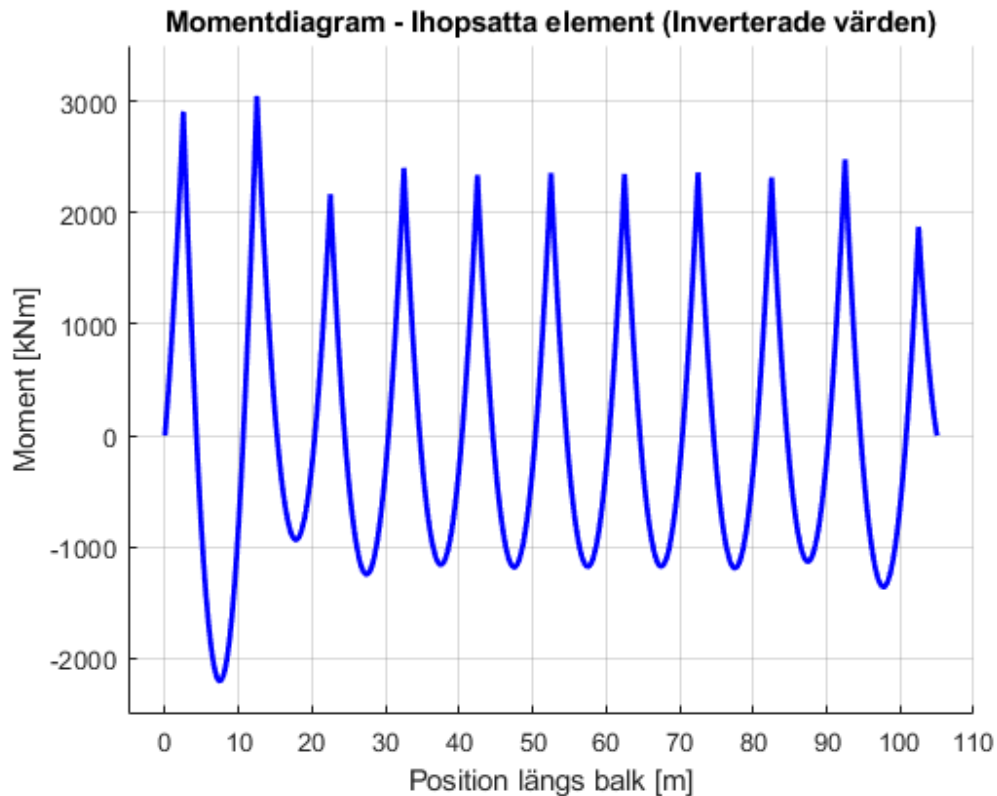
fprintf('Största positiva moment: %.2f kNm vid x = %.2f m\n', maxMoment/1000,
    x_at_max);
fprintf('Största negativa moment: %.2f kNm vid x = %.2f m\n', minMoment/1000,
    x_at_min);
figure(2)
hold on
for i = 1:n
    es = eval(sprintf('es%d', i));
    ex = eval(sprintf('ex%d', i));

    x1 = ex(1); x2 = ex(2);
    x_global = linspace(x1, x2, size(es,1));

    plot(x_global, -es(:,3)/1000, 'b', 'LineWidth', 2); % Inverterat moment i
    kNm
end
hold off
axis([-5 110 -2500 3500])
title('Momentdiagram - Ihopsatta element (Inverterade värden)')
xlabel('Position längs balk [m]')
ylabel('Moment [kNm]')
grid on

Största positiva moment: 2204.65 kNm vid x = 7.50 m
Största negativa moment: -3046.86 kNm vid x = 12.50 m

```



Nedböjning

```

num_points_per_element = 50;    % Antal förskjutningspunkter per element
all_x_deflection = [];
all_deflection = [];

for i = 1:n
    % Hämta elementens förskjutningar och koordinater
    eval(sprintf('ed = ed%d;', i));
    eval(sprintf('ex = ex%d;', i));
    x1 = ex(1);
    x2 = ex(2);
    L_elem = x2 - x1;

    xi = linspace(0,1,num_points_per_element); %
    x_global = x1 + xi*L_elem;

    % Elementets nodala värden:
    % ed = [u1, v1, phi1, u2, v2, phi2]
    v1 = ed(2);
    phi1 = ed(3);
    v2 = ed(5);
    phi2 = ed(6);

    % Balkens formfunktioner för v(x)

```

```

N1 = 1 - 3*xi.^2 + 2*xi.^3;
N2 = L_elem*(xi - 2*xi.^2 + xi.^3);
N3 = 3*xi.^2 - 2*xi.^3;
N4 = L_elem*(-xi.^2 + xi.^3);

v_x = N1*v1 + N2*phi1 + N3*v2 + N4*phi2; % Interpolerad nedböjning

all_x_deflection = [all_x_deflection, x_global];
all_deflection = [all_deflection, v_x];
end

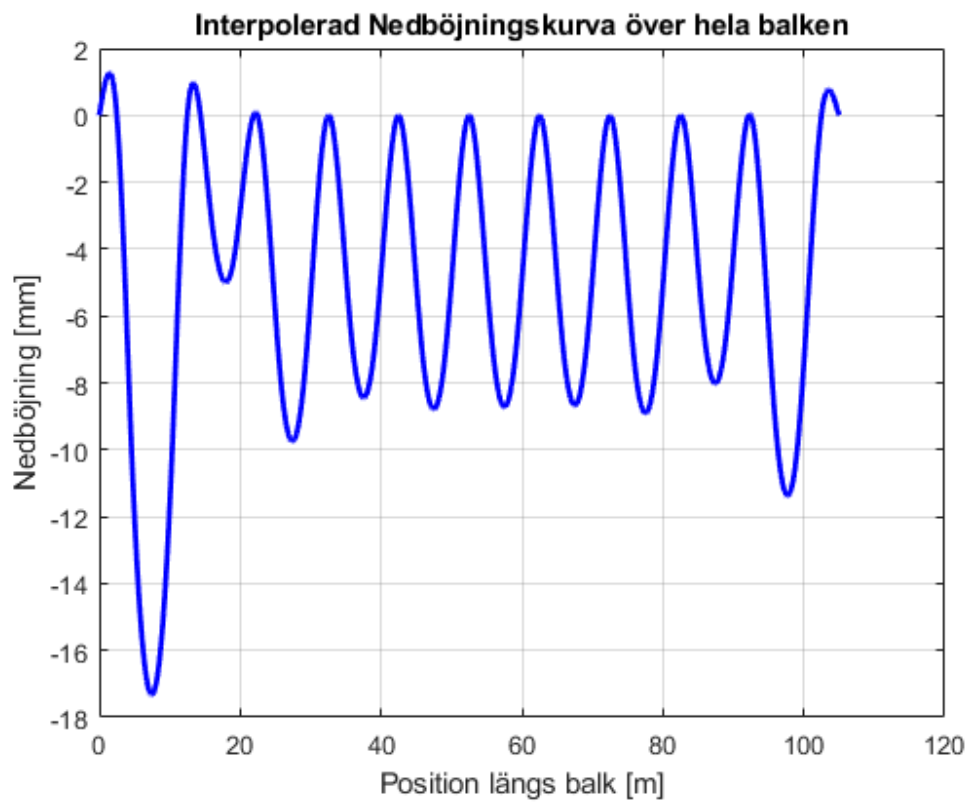
% Hitta max nedböjning
[max_deflection_interp, idx_max_deflection_interp] = min(all_deflection);
x_max_deflection_interp = all_x_deflection(idx_max_deflection_interp);

fprintf('Interpolerad maximal nedböjning är %.2f mm vid x = %.2f m\n',
    max_deflection_interp*1000, x_max_deflection_interp);

% Plot interpolerad nedböjningskurva
figure(3)
plot(all_x_deflection, all_deflection*1000, 'b-', 'LineWidth', 2);
xlabel('Position längs balk [m]');
ylabel('Nedböjning [mm]');
title('Interpolerad Nedböjningskurva över hela balken');
grid on;

Interpolerad maximal nedböjning är -17.33 mm vid x = 7.43 m

```



Published with MATLAB® R2022b

Table of Contents

.....	1
Tvärbalkar	1
Laster	1
Koordinater, styvhetsmatriser och lastvektor	1
Förskjutningar och maxkrafter	2
Tvärkraftsdiagram	3
Momentdiagram	4

```
clear,clc
```

Tvärbalkar

```
% Tvärbalkarna har profilen HEB500 och stålqualität S355
% Maxmomentet utläses ur brottsgränstillstånd men nedböjning i bruksgräns
% Notera att diagrammen inte har riktiga värden på y-axeln. Men formen på
% diagrammen stämmer
```

```
E=210e9; % E-modul [Pa]
L=7.8; % Längd tvärbalk [m]
I = 107200*10^4*10^-12; % Yttröghetsmoment [m^4]
A = 23860e-6; % tvärsnittsarea [m^2]
Lastfall = 1; % 1 = Brottsgräns, 2 = Bruksgräns
```

Laster

```
if Lastfall == 1
egentyngd_betong = 10*0.5*2500*1.35; % Last * ogynnsamm faktor [N/m]
ral = 60*2*10*9.82*1.35; % 60 kg per meter räl [N/m]
tag = 80e3*3.6+156.25*6.4*1.5*0.8; % Tåglast * variabla faktorer [N]
tvarbalk = 187*1.35*9.82; % Tvärbalkens egenvikt [N/m]
elseif Lastfall == 2 % Samma laster men i bruksgränstillstånd:
egentyngd_betong = 10*0.5*2500;
ral = 60*2*10*9.82;
tag = 80e3*3.6+156.25*6.4*0.8;
tvarbalk = 187*9.82;
end
```

```
q0 = (egentyngd_betong+tvarbalk);
```

```
ep1=[E A I]; % Elementegenskaper tvärbalk
```

```
eq1=[0 -q0]; % De utbredda lasterna
```

```
eq2=[0 -tvarbalk];
```

Koordinater, styvhetsmatriser och lastvektor

```
% Elementkoordinater
ex1=[0 (7.8-7.355)/2]; ey1=[0 0];
```

```

ex2=[(7.8-7.355)/2 7.8/2-1.435/2 ]; ey2=[0 0];
ex3 = [7.8/2-1.435/2 7.8/2+1.435/2]; ey3=[0 0];
ex4 = [7.8/2+1.435/2 (7.8+7.355)/2]; ey4=[0 0];
ex5 = [(7.8+7.355)/2 7.8]; ey5=[0 0];

% Elementstyvhetsmatriser
[Ke1, fe1]=beam2e(ex1, ey1, ep1, eq2);
[Ke2, fe2]=beam2e(ex2, ey2, ep1, eq1);
[Ke3, fe3]=beam2e(ex3, ey3, ep1, eq1);
[Ke4, fe4]=beam2e(ex4, ey4, ep1, eq1);
[Ke5, fe5]=beam2e(ex5, ey5, ep1, eq2);

% Topologimatrix
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];

K=zeros(18); % Skapar 18x18 matris k med nollor
fl=zeros(18,1); % Skapar 18x1 matris fl med nollor
[K, fl]=assem(Edof(1,:), K, Ke1, fl, fe1); % Essemblerar alla matriser
[K, fl]=assem(Edof(2,:), K, Ke2, fl, fe2);
[K, fl]=assem(Edof(3,:), K, Ke3, fl, fe3);
[K, fl]=assem(Edof(4,:), K, Ke4, fl, fe4);
[K, fl]=assem(Edof(5,:), K, Ke5, fl, fe5);

fl(8)=fl(8)-tag/2-ral; % Punktlaster från räl och tåg
fl(11)=fl(11)-tag/2-ral;

bc= [1 0; 2 0; 3 0; 16 0; 17 0; 18 0]; % Uppslagsvillkor

[a, fb]=solveq(K, fl, bc); % Löser ekvationssystemet

```

Förskjutningar och maxkrafter

```

% Elementens nodförskjutningar
ed1=extract(Edof(1,:), a);
ed2=extract(Edof(2,:), a);
ed3=extract(Edof(3,:), a);
ed4=extract(Edof(4,:), a);
ed5=extract(Edof(5,:), a);

% Maxnedböjning (inträffar i mitten)
[x3, y3] = beam2crd(ex3, ey3, ed3, 21);
Nedbojning = max(abs(y3));
fprintf('Nedböjningen mitt på balken är %.2f mm\n', Nedbojning * 1000);

%Snittkrafter, kolumn 1 normalkraft, kolumn 2 tvärkraft, kolumn 3 moment
es1=beam2s(ex1, ey1, ep1, ed1, eq2, 21);
es2=beam2s(ex2, ey2, ep1, ed2, eq1, 21);

```

```

es3=beam2s(ex3,ey3,ep1,ed3,eq1,21);
es4=beam2s(ex4,ey4,ep1,ed4,eq1,21);
es5=beam2s(ex5,ey5,ep1,ed5,eq2,21);

% Kombinera alla moment och tillhörande koordinater
x_all = [linspace(ex1(1), ex1(2), 21)
         linspace(ex2(1), ex2(2), 21)
         linspace(ex3(1), ex3(2), 21)
         linspace(ex4(1), ex4(2), 21)
         linspace(ex5(1), ex5(2), 21)];

% Lägg ihop alla moment och tvärkrafter i matriser
M_all = [abs(es1(:,3)); abs(es2(:,3)); abs(es3(:,3)); abs(es4(:,3));
         abs(es5(:,3))];
V_all = [abs(es1(:,2)); abs(es2(:,2)); abs(es3(:,2)); abs(es4(:,2));
         abs(es5(:,2))];

[~, idxM] = max(M_all); % Hittar maxmoment
[~, idxV] = max(V_all); % Hittar max tvärkraft

x_maxMoment = x_all(idxM);
x_maxVertikal = x_all(idxV);

fprintf('Maxmomentet är %.2f kNm och inträffar vid x = %.2f m\n',
        M_all(idxM)/1000, x_maxMoment);
fprintf('Max tvärkraft är %.2f kN och inträffar vid x = %.2f m\n',
        V_all(idxV)/1000, x_maxVertikal);

Nedböjningen mitt på balken är 84.80 mm
Maxmomentet är 400.11 kNm och inträffar vid x = 0.00 m
Max tvärkraft är 232.23 kN och inträffar vid x = 0.00 m

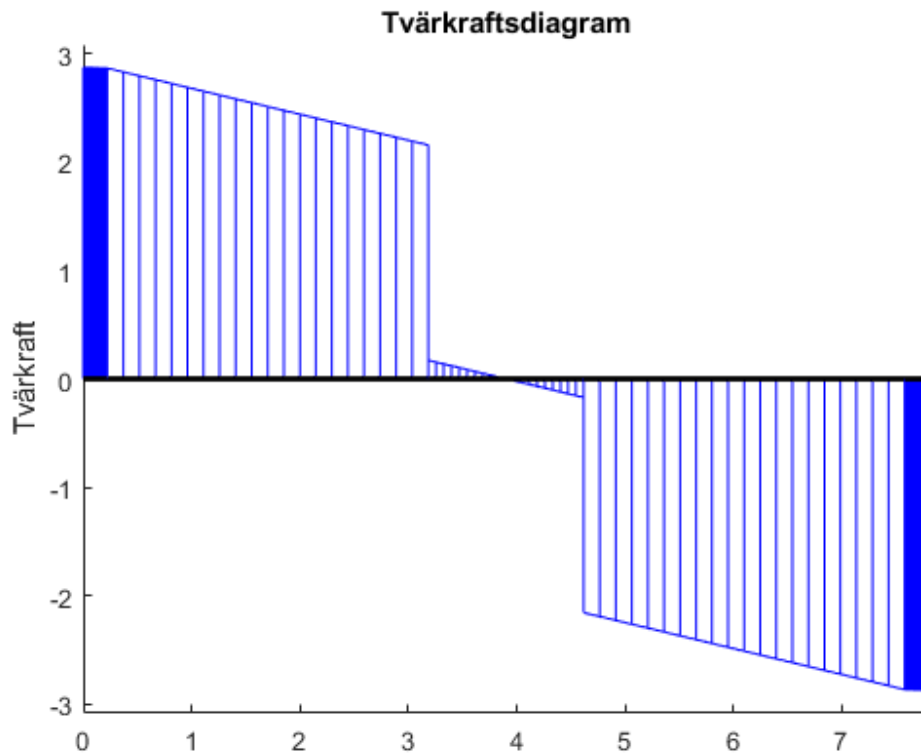
```

Tvärkraftsdiagram

```

figure(2);
plotpar = [2 1];
sfacV = scalfact2(ex3, ey3, [es1(:,2); es2(:,2); es3(:,2); es4(:,2);
es5(:,2)] / 10000, 0.2);
eldia2(ex1, ey1, es1(:,2)/1000, plotpar, sfacV);
eldia2(ex2, ey2, es2(:,2)/1000, plotpar, sfacV);
eldia2(ex3, ey3, es3(:,2)/1000, plotpar, sfacV);
eldia2(ex4, ey4, es4(:,2)/1000, plotpar, sfacV);
eldia2(ex5, ey5, es5(:,2)/1000, plotpar, sfacV);
ylabel('Tvärfkraft');
title('Tvärfkraftsdiagram');

```

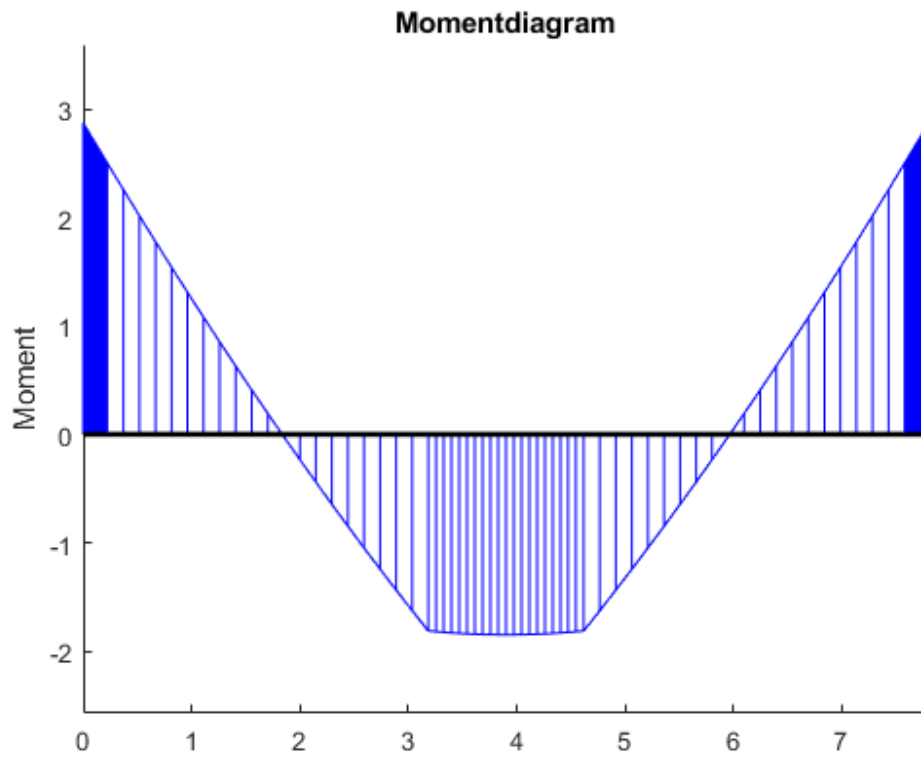


Momentdiagram

```

figure(3);
plotpar = [2 1];
sfacM = scalfact2(ex3, ey3, [es1(:,3); es2(:,3); es3(:,3); es4(:,3);
es5(:,3)] / 10000, 0.2);
eldia2(ex1, ey1, es1(:,3)/1000, plotpar, sfacM);
eldia2(ex2, ey2, es2(:,3)/1000, plotpar, sfacM);
eldia2(ex3, ey3, es3(:,3)/1000, plotpar, sfacM);
eldia2(ex4, ey4, es4(:,3)/1000, plotpar, sfacM);
eldia2(ex5, ey5, es5(:,3)/1000, plotpar, sfacM);
ylabel('Moment');
title('Momentdiagram');

```



Published with MATLAB® R2023b

Table of Contents

.....	1
Fackverk	1
Laster	1
Koordinater, randvillkor och elementegenskaper	2
Fackverket ritas	4
Styvhetsmatriser och lösning av ekvationssystemet	4
Elementförskjutningar och inre krafter	5
Momentdiagram och maxmoment	6
Tvärkraftsdiagram och största tvärkraft	7
Nedböjningsdiagram och maximal nedböjning	8

```
clear; clc
```

Fackverk

Den nedre längsgående balken benäms 1 och har profilen HEA500. Den övre balken och stängerna beräknas som stänger och benäms 2 och har profilen HEM300

```
E = 210e9;           % E-modul S355[Pa]

% Tvärsnittsareor och tröghetsmoment
A1 = 0.01975;       % HEA500
A2 = 0.030310;     % HEM300 (stänger)

I1 = 0.0008969;
I2 = 0.000592;

tillstand = 2;     % 1 brottsgräns, 2 bruksgräns
```

Laster

```
if tillstand == 1           % Laster med ogynnsamm faktor
    q0_1 = 178 * 9.82 * 1.35; % Nedre balkens egenvikt
    q2 = 238 * 9.82 * 1.35*sqrt(7^2+5^2); % Stängernas egenvikt
    q3 = 238 * 9.82 * 1.35*10; % Övre längsgående balkens egenvikt
elseif tillstand == 2
    q0_1 = 178 * 9.82;
    q2 = 238 * 9.82 * sqrt(7^2+5^2); % Stängernas egenvikt
    q3 = 238 * 9.82 * 10; % Övre längsgående balkens egenvikt
end

eq1 = [0 -q0_1];           % Längsgående balkens egenvikt

% Lastberäkning
if tillstand == 1           % Brottsgränstillstånd
    betongplatta = 0.5*7.355*2500*9.82*1.35 + 0.5e3*1.35;
    tvarbalk = 187*7.8*1.35*9.82;
    vagn = 80e3*1.35;
```

```

lok = 156.25e3*1.35*6.4;
elseif tillstand == 2 % Bruksgräns
betongplatta = 0.5*7.355*2500*9.82 + 0.5e3;
tvarbalk = 187*7.8*9.82;
vagn = 80e3*0.8;
lok = 156.25e3*0.8;
end

tot_last = betongplatta + tvarbalk + vagn;

% Egenvikten från stängerna och den övre längsgående balken kommer in som
% punktlaster på den nedre balken. Även lasten från betongplattan och
% tvärbalkarna kommer in som punktlaster i knutpunkterna
if tillstand == 1
f2 = tot_last * 1.25/2+ 103 * 9.82 * 1.35*sqrt(2.5^2+7^2);
f5 = tot_last * (1.25+5)/2+q3/2+q2+ 103 * 9.82 * 1.35*7;
f35 = tot_last * (1.25+5)/2+q3/2+q2+ 103 * 9.82 * 1.35*7;
f38 = tot_last * 1.25/2+103 * 9.82 * 1.35*sqrt(2.5^2+7^2);
elseif tillstand == 2
f2 = tot_last * 1.25/2+103 * 9.82 *sqrt(2.5^2+7^2);
f5 = tot_last * (1.25+5)/2+q3/2+q2+103 * 9.82 *7;
f35 = tot_last * (1.25+5)/2+q3/2+q2+103 * 9.82 *7;
f38 = tot_last * 1.25/2+103 * 9.82 *sqrt(2.5^2+7^2);
end
f8 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f11 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f14 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f17 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f20 = (tot_last * (10-6.4) + (betongplatta+tvarbalk+lok)*6.4)/2+2*q2+q3
f23 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f26 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f29 = tot_last * 10+2*q2+q3;
f32 = tot_last * 10+2*q2+q3;

f20 =

1.1043e+06

```

Koordinater, randvillkor och elementegen- skaper

```

ep1 = [E A1 I1];
ep2 = [E A2];

K = zeros(63);
f = zeros(63,1);

% Koordinater
Coord1 = [0 0; 2.5 0; 12.5 0; 22.5 0; 32.5 0; 42.5 0; 52.5 0;
          62.5 0; 72.5 0; 82.5 0; 92.5 0; 102.5 0; 105 0];

```

```

Coord2 = [0 0; 2.5 0; 12.5 0; 22.5 0; 32.5 0; 42.5 0; 52.5 0;
          62.5 0; 72.5 0; 82.5 0; 92.5 0; 102.5 0; 105 0;
          2.5 7; 7.5 7; 17.5 7; 27.5 7; 37.5 7; 47.5 7;
          57.5 7; 67.5 7; 77.5 7; 87.5 7; 97.5 7; 102.5 7];

% DOFs
Dof1 = reshape(1:39, 3, [])';
Dof2 = [1 2; 4 5; 7 8; 10 11; 13 14; 16 17; 19 20; 22 23; 25 26; 28 29;
        31 32; 34 35; 37 38; 40 41; 42 43; 44 45; 46 47; 48 49; 50 51; 52 53;
        54 55; 56 57; 58 59; 60 61; 62 63];

% Topologimatrisher
Edof1 = zeros(12, 7);
for i = 1:12
    start = 1 + (i - 1) * 3;
    Edof1(i,:) = [i, start:start+5];
end

Edof2 = [13 40 41 42 43
         14 42 43 44 45
         15 44 45 46 47
         16 46 47 48 49
         17 48 49 50 51
         18 50 51 52 53
         19 52 53 54 55
         20 54 55 56 57
         21 56 57 58 59
         22 58 59 60 61
         23 60 61 62 63
         24 1 2 40 41
         25 40 41 4 5
         26 4 5 42 43
         27 42 43 7 8
         28 7 8 44 45
         29 44 45 10 11
         30 10 11 46 47
         31 46 47 13 14
         32 13 14 48 49
         33 48 49 16 17
         34 16 17 50 51
         35 50 51 19 20
         36 19 20 52 53
         37 52 53 22 23
         38 22 23 54 55
         39 54 55 25 26
         40 25 26 56 57
         41 56 57 28 29
         42 28 29 58 59
         43 58 59 31 32
         44 31 32 60 61
         45 60 61 34 35
         46 34 35 62 63
         47 62 63 37 38];

```

```

% Extrahera koordinater
[Ex1, Ey1] = coordxtr(Edof1, Coord1, Dof1, 2);
[Ex2, Ey2] = coordxtr(Edof2, Coord2, Dof2, 2);

bc = [1 0; 2 0; 14 0; 26 0; 38 0];

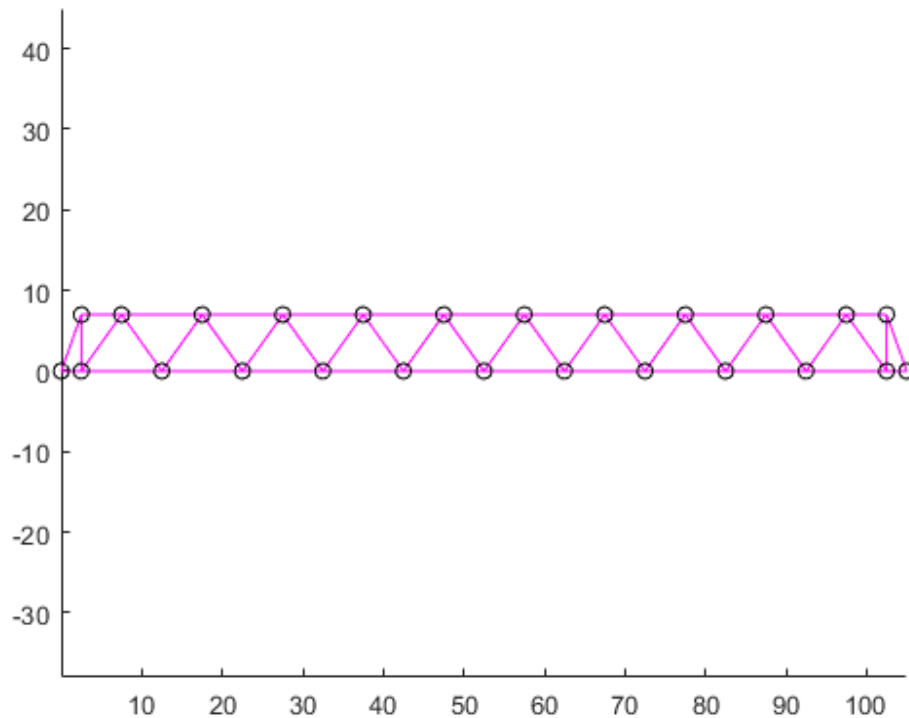
```

Fackverket ritas

```

figure(1); hold on;
eldraw2(Ex1, Ey1, [1 3 1]); % balkar nere
eldraw2(Ex2, Ey2, [1 3 1]); % stänger (bar)
hold off;

```



Styvhetsmatriser och lösning av ekvationssystemet

```

% Nedre längsgående balken
for i = 1:12
    [Ke, fe] = beam2e(Ex1(i,:), Ey1(i,:), ep1, eq1);
    [K,f] = assem(Edof1(i,:), K, Ke, f, fe);
end

% Stängerna och övre balken

```

```

for i = 1:35
    Ke = bar2e(Ex2(i,:), Ey2(i,:), ep2);
    K = assem(Edof2(i,:), K, Ke);
end

% Punktlaster

f(2) = f(2)-f2;
f(5) = f(5)-f5;
f(8) = f(8)-f8;
f(11) = f(11)-f11;
f(14) = f(14)-f14;
f(17) = f(17)-f17;
f(20) = f(20)-f20;
f(23) = f(23)-f23;
f(26) = f(26)-f26;
f(29) = f(29)-f29;
f(32) = f(32)-f32;
f(35) = f(35)-f35;
f(38) = f(38)-f38;

% Lös systemet
fprintf("Rang K: %d av %d\n", rank(K), size(K,1));

[a, r] = solveq(K, f, bc);

Rang K: 60 av 63

```

Elementförskjutningar och inre krafter

```

% Elementförskjutningar
ed1 = extract(Edof1, a);
ed2=extract(Edof2,a);

N= zeros(35,1);
es=zeros(35,1);

% Beräkning av maximal normalkraft i stängerna
for i=1:35
    N(i)=bar2s(Ex2(i,:), Ey2(i,:), ep2, ed2(i,:));
    sigma(i)= N(i)/A2;
end

sigmamax=max(sigma);
sigmamin=min(sigma);
fprintf('Maximala normalspänningen i stångsystemet: [Pa]:\n')
disp(sigmamin)

[~, idx_max_sigma] = max(sigma);
[~, idx_min_sigma] = min(sigma);

fprintf('Största dragspänning: %.2f MPa i stång %d\n',
    sigma(idx_max_sigma)/1e6, idx_max_sigma);

```

```
fprintf('Största tryckspänning: %.2f MPa i stång %d\n',  
sigma(idx_min_sigma)/1e6, idx_min_sigma);
```

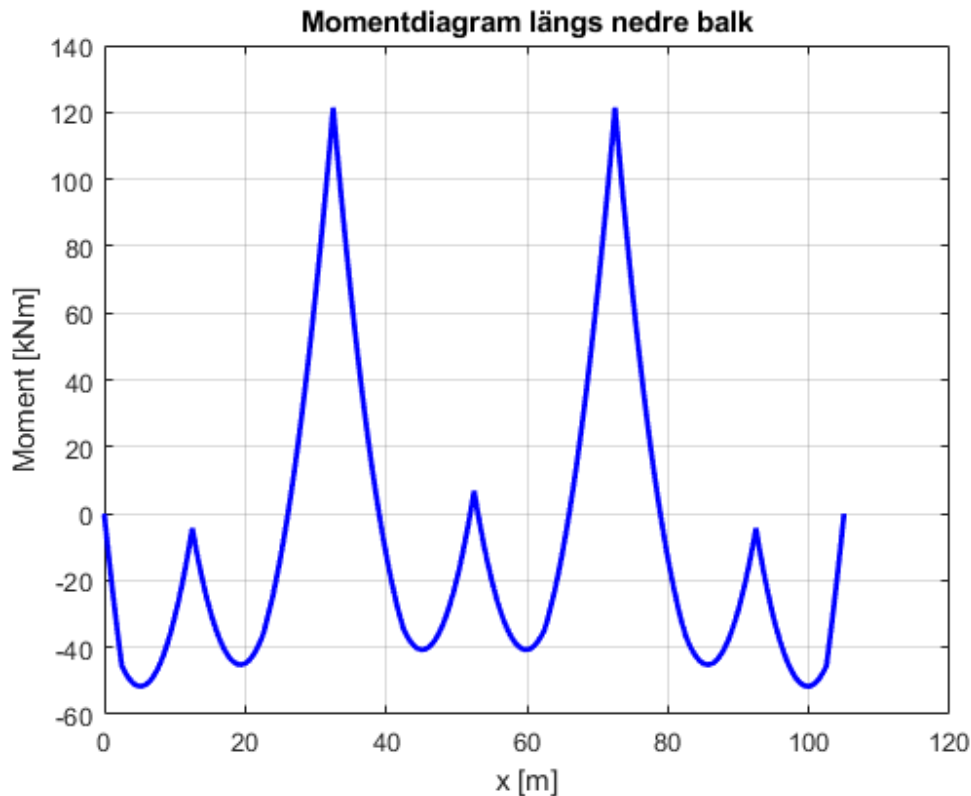
```
Maximala normalspänningen i stångsystemet: [Pa]:  
-1.0199e+08
```

```
Största dragspänning: 101.99 MPa i stång 29  
Största tryckspänning: -101.99 MPa i stång 28
```

Momentdiagram och maxmoment

```
all_x = []; all_M = [];  
for i = 1:12  
    es = beam2s(Ex1(i,:), Ey1(i,:), ep1, ed1(i,:), eq1, 21);  
    x_local = linspace(0, Ex1(i,2) - Ex1(i,1), length(es));  
    x_global = Ex1(i,1) + x_local;  
    all_x = [all_x; x_global(:)];  
    all_M = [all_M; es(:,3)];  
end  
  
figure(2);  
plot(all_x, -all_M / 1000, 'b', 'LineWidth', 2);  
xlabel('x [m]');  
ylabel('Moment [kNm]');  
title('Momentdiagram längs nedre balk');  
grid on;  
  
[maxMoment, idxMax] = max(all_M);  
[minMoment, idxMin] = min(all_M);  
fprintf('Största positiva moment: %.2f kNm vid x = %.2f m\n', maxMoment/1000,  
all_x(idxMax));  
fprintf('Största negativa moment: %.2f kNm vid x = %.2f m\n', minMoment/1000,  
all_x(idxMin));
```

```
Största positiva moment: 51.62 kNm vid x = 5.00 m  
Största negativa moment: -121.44 kNm vid x = 72.50 m
```



Tvärkraftsdiagram och största tvärkraft

```

all_V = []; % Tvärkraft

for i = 1:12
    es = beam2s(Ex1(i,:), Ey1(i,:), ep1, ed1(i,:), eq1, 21);
    all_V = [all_V; es(:,2)];
end

[maxShear, idxMaxShear] = max(all_V);
[minShear, idxMinShear] = min(all_V);

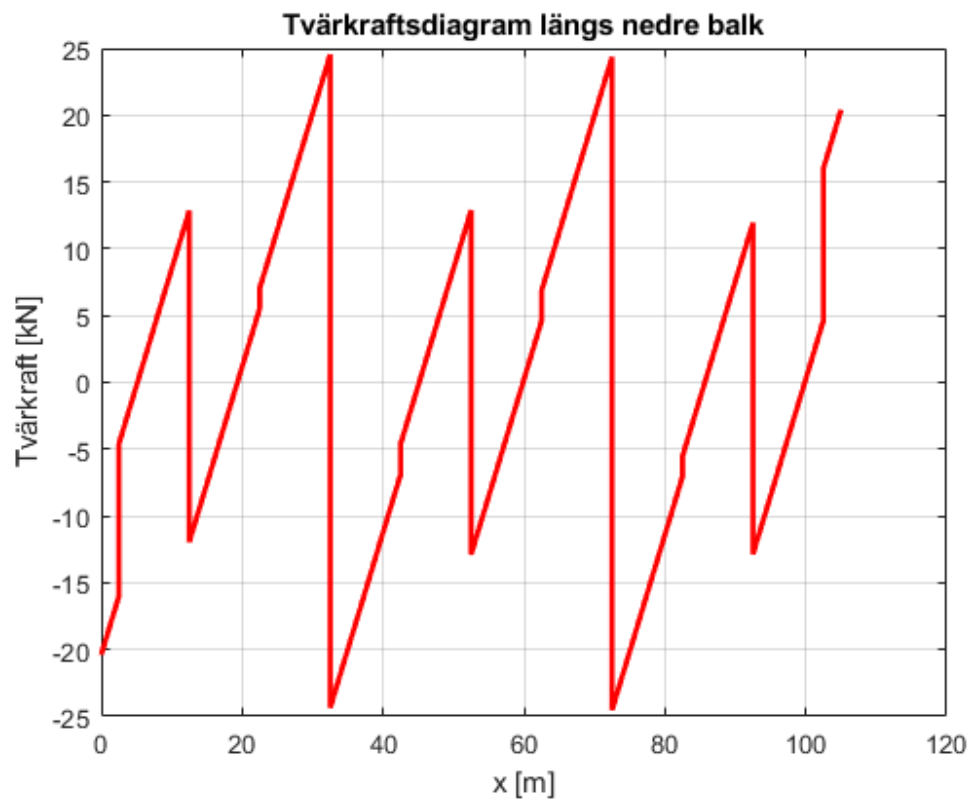
fprintf('Största positiva tvärkraft: %.2f kN vid x = %.2f m\n', maxShear /
    1000, all_x(idxMaxShear));
fprintf('Största negativa tvärkraft: %.2f kN vid x = %.2f m\n', minShear /
    1000, all_x(idxMinShear));

figure(3);
plot(all_x, all_V / 1000, 'r', 'LineWidth', 2);
xlabel('x [m]');
ylabel('Tvärkraft [kN]');
title('Tvärkraftsdiagram längs nedre balk');
grid on;

```

Största positiva tvärkraft: 24.52 kN vid x = 32.50 m

Största negativa tvärkraft: -24.52 kN vid $x = 72.50$ m



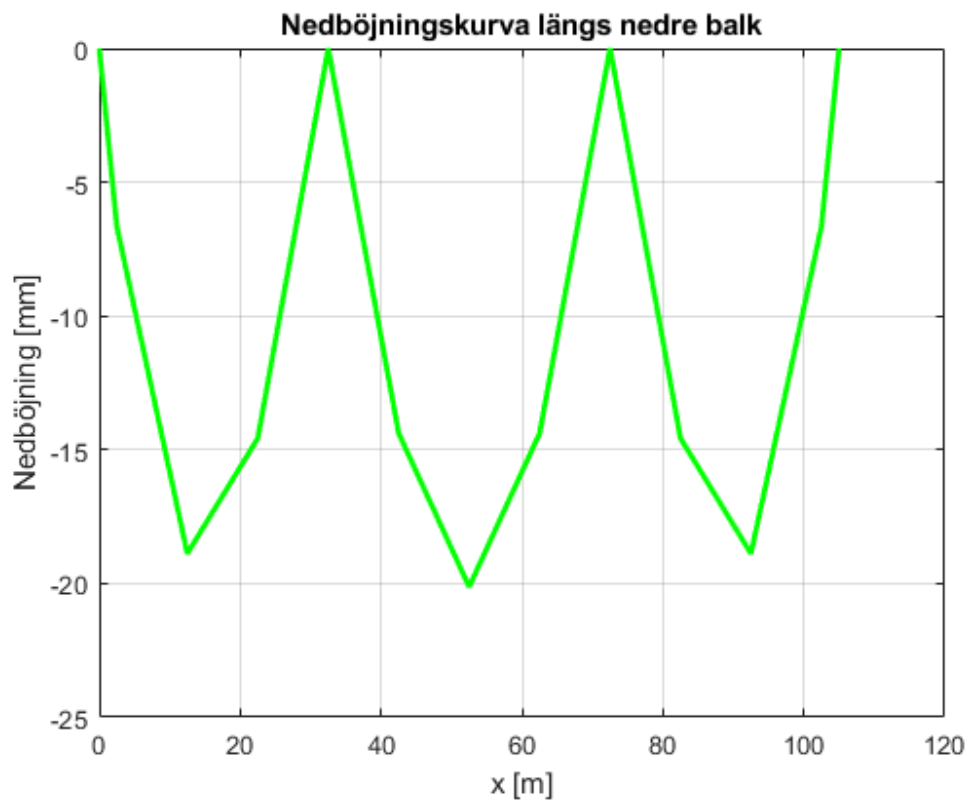
Nedböjningsdiagram och maximal nedböjning

```
uy = a(Dof1(:,2)); % Vertikala förskjutningar
```

```
[max_disp, idx_max] = max(abs(uy));  
fprintf('Maximal nedböjning: %.4f mm vid x = %.2f m\n', uy(idx_max)*1000,  
    Coord1(idx_max,1));
```

```
figure(4);  
plot(Coord1(:,1), uy * 1000, 'g', 'LineWidth', 2); % mm  
xlabel('x [m]');  
ylabel('Nedböjning [mm]');  
title('Nedböjningskurva längs nedre balk');  
grid on;
```

Maximal nedböjning: -20.1229 mm vid $x = 52.50$ m



Published with MATLAB® R2022b

C

Nomenklatur

Versaler

A_i	Area för element i	[m ²]
A_s	Dragarmeringens area	[mm ²]
A_{si}	En armeringsstångs area	[mm ²]
A'_s	Tryckarmeringens area	[mm ²]
E	Elasticitetsmodul	[Pa] eller [GPa]
F	Kraft	[N]
I	Yttröghetsmoment	[mm ⁴]
L	Längd	[m]
M	Moment	[Nm]
M_{Ed}	Dimensionerande moment (last)	[Nm]
M_{Rd}	Dimensionerande momentkapacitet	[Nm]
N	Normalkraft	[N]
P	Punklast	[N]
Q_i	Punklast på punkt i	[N]
R	Reaktionskraft	[N]
RH	Relativ fuktighet	[%]
V	Tvärkraft	[N]
V_{Ed}	Dimensionerande tvärkraft	[N]
V_{Rd}	Dimensionerande tvärkraftkapacitet	[N]
W_{pl}	Plastiskt böjmotstånd	[mm ³]

Gemener

a	Avstånd mellan armeringsstänger	[mm]
b	Tvärsnittsbredd	[mm]
b_{eff}	Medverkande bredd	[mm]
c	Täckskikt	[mm]
d	Effektiv höjd	[mm]
f_{cd}	Dimensionerande tryckhållfasthet betong	[MPa]
f_{ck}	Karaktäristisk tryckhållfasthet betong	[MPa]
f_{cm}	Medelvärde för betongens tryckhållfasthet	[MPa]
f_{yd}	Dimensionerande armeringsgräns	[MPa]
f_{yk}	Karaktäristisk armeringsgräns	[MPa]
h	Tvärsnittshöjd	[mm]
k	Faktor	[-]
q_i	Utbredd last	[kN/m]
r	Radie	[mm]
$s_{r,max}$	Sprickavstånd	[mm]
t	Tjocklek	[mm]
u	Omkrets	[mm]
w_i	Sprickbredd	[mm]

Grekiska bokstäver

α	Reduktionsfaktor	[-]
β	Tryckblocksfaktor	[-]
γ_c	Partialkoefficient betong	[-]
γ_s	Partialkoefficient stål	[-]
ε	Töjning	[-]
ε_s	Töjning i dragarmering	[-]
ε_{sy}	Flyttöjning i armering	[-]
σ	Spänning	[MPa]
τ	Skjuvspänning	[MPa]
φ	Kryptal	[-]
λ	Slankhet	[-]
ρ	Densitet	[kg/m ³]
θ	Lutning	[rad] eller [°]

D

Mathcad

Beräkningar i brottsgränstillstånd fält och stöd

Alla ekvationer som används i denna beräkning följer

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). Bärande konstruktioner: Del 1.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). Bärande konstruktioner: Del 2.

Materialegenskaper Betong C35/45

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0.05} := 2.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ctk0.95} := 4.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

$$E_{cm} := 200 \text{ GPa}$$

Exponeringsklass: XF3

$$\gamma_{cE} := 1.2$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23.333 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (B2-3)}$$

$$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = 166.667 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (B2-15)}$$

Materialegenskaper armering B500B

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (B2-25)}$$

$$\phi := 20 \text{ mm} \quad \text{Armeringsdiameter på dragna sidan}$$

$$\phi_t := 32 \text{ mm} \quad \text{Armeringsdiameter på tryckta sidan}$$

Beräkning av erforderlig armeringsarea

$$L := 10 \text{ m}$$

$$\frac{L}{24} = 0.417 \text{ m} \quad \ll h \quad \ll \quad \frac{L}{16} = 0.625 \text{ m} \quad h := 500 \text{ mm}$$

$$M_{edS} := 3046.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{edF} := 2204.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Lastfall 3 från matlab-kod}$$

$$d := h - 75 \text{ mm} = 0.425 \text{ m} \quad 75 \text{ mm är ett antaget värde}$$

Ekv. (B4-16) ger armeringsarean:

Över stöd

I fält

$$A_{sS} := \frac{M_{edS}}{f_{yd} \cdot 0.9 d} = 0.018 \text{ m}^2$$

$$A_{sF} := \frac{M_{edF}}{f_{yd} \cdot 0.9 d} = 0.013 \text{ m}^2$$

$$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = (3.142 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Arean för en stång i dragsidan

$$A_{sit} := \pi \cdot \frac{\phi_t^2}{4} = (8.042 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Arean för en stång i trycksidan

Antal stänger:

Över stöd

Över fält

$$\frac{A_{sS}}{A_{si}} = 58.318 \quad n_S := 150 \quad A_{sS} := n_S \cdot A_{si}$$

$$\frac{A_{sF}}{A_{si}} = 42.197 \quad n_F := 130 \quad A_{sF} := n_F \cdot A_{si}$$

Över stöd ska det vara 59 stänger och över fält ska det vara 43 för att klara av det pålagda momentet. Dock för att klara alla krav i både SLS och ULS behövde vi placera 150 stänger över stöd och 130 stänger i fält, vilket leder till en lägre utnyttjandegrad

$$M_{RdF} := 130 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot 0.9 d \quad \text{Ekv. (B4-15)} \quad \frac{M_{edF}}{M_{RdF}} = 0.325$$

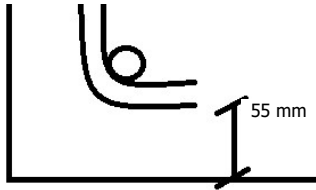
$$M_{RdS} := 150 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d \quad \frac{M_{edS}}{M_{RdS}} = 0.389$$

Byglar 8mm

$$c_{min.dur} := 45 \text{ mm} \quad (\text{max korrosionsskydd}) \text{ sida: B120}$$

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm} \quad \text{rekommenderat värde (B4-26)}$$

$$c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c_{dev} = 55 \text{ mm} \quad \text{Ekv. (B4-24)}$$



Avstånd från kant till centrum på huvudarmering

$$c_{nom} + 8 \text{ mm} + \frac{\phi}{2} = 73 \text{ mm}$$

$$\underline{d} := h - 73 \text{ mm} = 427 \text{ mm}$$

Avstånd från kant till centrum på huvudarmering på tryckta sidan

$$c_{nom} + 8 \text{ mm} + \frac{\phi_t}{2} = 79 \text{ mm}$$

$$d_t := h - 79 \text{ mm} = 421 \text{ mm}$$

Avstånd mellan stänger

$$k_1 := 1 \quad k_2 := 5 \text{ mm} \quad d_g := 20 \text{ mm}$$

$$L_s := \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) \quad \text{Ekv. (B4-27)}$$

$$L_s = 0.025 \text{ m}$$

Centrummått stänger

$$C_m := L_s + \phi = 45 \text{ mm}$$

Kontroll av fält och stöd armeringsmängd:

$$A_{s.min} \leq A_s \leq A_{s.max}$$

$A_{s.min}$ och $A_{s.max}$ är nationella parametrar och beräknas enligt:

$b_t := 7.355 \text{ m}$ Bredden på tvärsnittet

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = (5.226 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \geq 0.0013 b_t \cdot d = (4.083 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

krav för $A_{s.min}$ är ok! Taget från sida: B116 ekv. (B4-21)

$$A_c := b_t \cdot h = 3.678 \text{ m}^2 \quad \text{Bruttoarea för tvärsnittet}$$

$$A_{s.max} := 0.04 A_c = 0.147 \text{ m}^2 \quad \text{Ekv. (B4-22)}$$

Stöd:

$$A_{s.min} = 0.005 \text{ m}^2 \leq A_{sS} = 0.047 \text{ m}^2 \leq A_{s.max} = 0.147 \text{ m}^2 \quad \text{ok!}$$

Fält:

$$A_{s.min} = 0.005 \text{ m}^2 \leq A_{sF} = 0.041 \text{ m}^2 \leq A_{s.max} = 0.147 \text{ m}^2 \quad \text{ok!}$$

Kontroll av momentkapacitet över stöd

$$A'_s := 50 \cdot \left(\frac{\phi_t}{2}\right)^2 \cdot \pi = 0.04 \text{ m}^2$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \text{Armeringstjörning i brottgränstillstånd}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \cdot 10^{-3} \quad \text{Ekv. (B.2-28a)}$$

Tabell B5.2 ger:

$$\lambda := 0.8$$

$$\eta := 1$$

Antag att all armering flyter:

$$F_s := f_{yd} \cdot A_{sS} = (2.049 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F'_s := f_{yd} \cdot A'_s = (1.748 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_s = F_c + F'_s$$

$$x := \frac{(F_s - F'_s)}{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b_t} = 21.887 \text{ mm}$$

Kontroll av antagande med ekv. (B5-1):

$$\varepsilon_s := \frac{(d-x)}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.065 \quad \boxed{>} \quad \varepsilon_{sy} = 0.002 \quad \text{Dragarmeringen flyter, ok!}$$

$$d' := h - d_t = 79 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s := \frac{(x-d')}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = -0.009 \quad \boxed{>} \quad \varepsilon_{sy} = 0.002 \quad \text{Tryckarmeringen flyter, ok!}$$

Kontroll av seghet enl. ekv. (B5-22):

$$\frac{x}{d} = 0.051 \quad \boxed{\leq} \quad 0.25 \quad \text{ok!}$$

Momentjämvikt kring F_s

Grundekvationen (B5-9) anpassas för vårt specifika tvärsnitt

$$M_{Rd} := \eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \cdot \left(d - \lambda \cdot \frac{x}{2} \right) + E_s \cdot \frac{(x - d')}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot A'_s \cdot (d - d') = -2.43 \cdot 10^4 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{edS} = (3.047 \cdot 10^3) \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \blacksquare < \blacksquare \quad M_{Rd} = -2.43 \cdot 10^4 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Ok!}$$

Kontroll av momentkapacitet över fält

$$A'_s := 50 \cdot \left(\frac{\phi_t}{2} \right)^2 \cdot \pi = 0.04 \text{ m}^2$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \text{Armeringstjnjning i brottgränstillstånd}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda := 0.8$$

$$\eta := 1$$

Antag att all armering flyter:

$$F_s := f_{yd} \cdot A_{sF} = (1.776 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F'_s := f_{yd} \cdot A'_s = (1.748 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$F_s = F_c + F'_s$$

$$x := \frac{(F_s - F'_s)}{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b_t} = 1.99 \text{ mm}$$

Kontroll av antagande:

$$\varepsilon_s := \frac{(d-x)}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.748 \quad \mathbb{I} > \mathbb{I} \quad \varepsilon_{sy} = 0.002 \quad \text{Dragarmeringen flyter ok!}$$

$$d := h - d = 73 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s := \frac{(x-d')}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = -0.125 \quad \mathbb{I} > \mathbb{I} \quad \varepsilon_{sy} = 0.002 \quad \text{Tryckarmeringen flyter ok! tar absolutbelopp på töjningen}$$

Antagandet stämmer!

Kontroll av seghet:

$$\frac{x}{d} = 0.005 \quad \mathbb{I} \leq \mathbb{I} \quad 0.25 \quad \text{ok!}$$

Momentjämvikt kring F_s

$$M_{Rd} := \eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \cdot \left(d - \lambda \cdot \frac{x}{2} \right) + E_s \cdot \frac{(x-d')}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot A'_s \cdot (d-d') = -3.555 \cdot 10^5 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{edF} = (2.205 \cdot 10^3) \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \mathbb{I} < \mathbb{I} \quad M_{Rd} = -3.555 \cdot 10^5 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Ok!}$$

Dimensionering av tvärkraftsarmering

Beräkning för behov av tvärkraftsarmering görs ej då det intuitivt kan antas att tvärkraftsarmering behövs i detta fall.

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.516 \quad \text{Ekv. (B6.11)}$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot d = (1.891 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad V_{EdS} := 1911.46 \text{ kN} \quad \text{vid 12.5 m}$$

Reducerad last vid stödet

$$a := 0.3 \text{ m} \quad \text{Flänsens tjocklek på tvärbalkarna}$$

$$z := 0.9 \cdot d \quad \text{Inre hävarm}$$

$$x := \frac{a}{2} + z = 0.534 \text{ m}$$

$$q_d := 3.7951 \cdot 10^2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Den variabla lasten (lok och vagn) på ett 10 m spann}$$

$$V_{Ed,13} := 1357.9 \text{ kN} \quad \text{Avläst ur tvärkraftsdiagram vid x=13m}$$

$$V_{Ed,red} := V_{Ed,13} - \frac{(2 \cdot d - x)^2}{4 \cdot d} \cdot q_d = (1.335 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Ekv. (B6-2)}$$

Val av trycksträvans lutning i fält och stöd

Väljer vinkeln till 45 grader

$$\theta := 45 \text{ deg} \quad \cot(\theta) = 1$$

$$V_{Ed.red} := V_{Ed.13} - \frac{(2 \cdot d - x)^2}{4 \cdot d} \cdot q_d = (1.335 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kontroll av livtryckbrott

$$\alpha_{cw} := 1$$

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cw} \cdot b_t \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = (1.702 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad \text{Ekv. (B6-19)}$$

Kontroll enligt ekv. (B6-7)

$$V_{EdS} = (1.911 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \leq \quad V_{Rd.max} = (1.702 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad \text{Ok!}$$

Dimensionering av tvärkraftsarmering i stöd

$$\alpha := 90 \text{ deg} \quad \text{Vertikala byglar}$$

$$f_{yw.k} := 500 \text{ MPa} \quad \text{karaktäristisk sträckgräns för armeringsstål B500B}$$

$$f_{ywd} := \frac{f_{yw.k}}{1.15} = 434.783 \text{ MPa} \quad f_{ywd} \text{ är tvärarmeringens draghållfasthet vid flytning enl. ekv. (B2-25)}$$

$$V_{Rd.s} := z \cdot \frac{\cot(\theta)}{s} \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \quad \text{Ekv. (B6-21)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed.13}}{z \cdot \cot(\theta) \cdot f_{ywd}} = (8.127 \cdot 10^3) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Läs av från fig. B6.34

$$\text{väljer } \phi_w := 8 \text{ mm} \quad \text{Byglarnas diameter}$$

$$A_{swS} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_w}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad \text{Arean på en bygel}$$

$$s := \frac{A_{swS} \cdot z \cdot \cot(\theta) \cdot f_{ywd}}{V_{Ed.13}} = 12.37 \text{ mm} \quad \text{Ekv. (B6-29)}$$

Kontroll av minsta mängden tvärkraftsarmering

$$\rho_{w.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \text{Ekv. (B6-24)} \quad f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$\rho_{w.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 9.466 \cdot 10^{-4}$$

Tvärarmeringsinnehåll enl. ekv. (B6-25):

$$\rho_{wS} := \frac{2 \cdot (A_{swS})}{s \cdot b_t \cdot \sin(\alpha)} = 0.002 \quad \blacksquare > \blacksquare \quad \rho_{w.min} = 9.466 \cdot 10^{-4} \quad \text{ok! med 2 byglar}$$

$$s_{l.max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 320.25 \text{ mm} \quad \text{Maximala s avståndet B6-26} \quad \text{ok!}$$

Dimensionering av tvärkraftsarmering fält

$$V_{EdF} := 88.2 \text{ kN} \quad \text{Avläst ur tvärkraftsdiagram från MATLAB-kod}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{EdF}}{z \cdot \cot(\theta) \cdot f_{ywd}} = 527.869 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Läs av från fig. B6.34

$$\text{väljer } \phi_w := 8 \text{ mm} \quad \text{Byglarnas diameter}$$

$$A_{swF} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_w}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal på en bygel}$$

$$s := \frac{A_{swF} \cdot z \cdot \cot(\theta) \cdot f_{ywd}}{V_{EdF}} = 190.447 \text{ mm}$$

Kontroll av minsta mängden tvärkraftsarmering

$$\rho_{w.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{w.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 9.466 \cdot 10^{-4}$$

$$\rho_{wF} := \frac{14 \cdot A_{swF}}{s \cdot b_t \cdot \sin(\alpha)} = 0.001 \quad \blacksquare > \blacksquare \quad \rho_{w.min} = 9.466 \cdot 10^{-4} \quad ok! \quad 14 \text{ byglar}$$

$$s_{l.max} := 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 320.25 \text{ mm} \quad \text{Maximala s avståndet B6-26} \quad ok!$$

Beräkning av minimiarmering i tvärled

$$d_{tvarled} := d - \phi = 0.407 \text{ m}$$

$$A_{s.min.tvarled} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot L \cdot d_{tvarled} = 0.007 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_{s.min.tvarled}}{\frac{\phi^2}{4} \pi} = 21.557 \quad 22 \text{ stänger på ett spann av 10 m}$$

Beräkningar i bruksgränstillstånd För fält

Alla ekvationer som används i denna beräkning följer

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). Bärande konstruktioner: Del 1.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). Bärande konstruktioner: Del 2.

Indata

$$h := 500 \text{ mm}$$

livslängd: L100

$$b := 7355 \text{ mm}$$

Exponeringsklass : XF3

$$M_{ed} := 1297.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taget från MATLAB lastfall 3 i bruksgränstillstånd

$$I_c := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.0766 \text{ m}^4$$

Material egenskaper

Betongklass 35/45 klass N

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 34 \text{ GPa}$$

Armering

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Armeringsdiameter i dragzon

Armeringsdiameter i tryckzon

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t := 32 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.8824 \quad \text{Ekv. (B7-1)}$$

$$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 0.0003 \text{ m}^2$$

$$A_{sit} := \pi \cdot \frac{\phi_t^2}{4} = 0.0008 \text{ m}^2$$

$$A_s := 130 \cdot A_{si} = 0.0408 \text{ m}^2$$

$$A'_s := 50 \cdot A_{sit} = 0.0402 \text{ m}^2$$

kontroll av sprickbildning

Betongtvärsnittet spricker då $M_{ed} \geq M_{cr}$

Tvärsnittanalys i stadium I och II

Betongspänningar $\sigma_c(z) := \frac{M}{I} \cdot z$ Ekv. (B7-9)

stålspänningar $\sigma_s := \alpha \cdot \sigma_c$ Ekv. (B7-3)

Sprickmoment

$d := 427 \text{ mm}$ Avståndet från toppen av tvärsnittet till armeringen i dragzonen

$d' := 79 \text{ mm}$ Avstånd från toppen av tvärsnittet till armering i tryckzon

$$k := 1.6 - \frac{h}{1000 \text{ mm}} = 1.1 \quad k > 1 \quad \text{Ok!}$$

$$f_{ct,fl} := k \cdot f_{ctm} = 3.52 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (B2-13)} \quad \text{Böjdraghållfasthet}$$

$$\sigma_{cr} := f_{ct,fl}$$

$$x_{tp} := \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{cr} := \sigma_{cr} \cdot \frac{I_c}{(h - x_{tp})} = (1.0787 \cdot 10^3) \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{cr} < M_{ed} \quad \text{Tvärsnittet spricker!}$$

maximala betong- och stål påkänningar för fältsnittet vid långtidslast

Böjning med axialkraft som kommer från krympning

Krympning:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) \quad \text{Ekv. (B2-17) uttorkningskrympning + autogen krympning}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \varepsilon_{cdi} \quad \text{Ekv. (B2-18)}$$

$$\varepsilon_{cdi} := 0.335 \cdot 10^{-3} \quad \text{Cementklass N, } f_{ck} = 35 \text{ MPa, Tabell B2.5}$$

$$\beta_{RH} := 0.756 \quad \text{Utomhusmiljö; RH=80%, Tabell B2.6}$$

$$A_c := b \cdot h = 3.6775 \text{ m}^2 \quad \text{tvärsnittsarean}$$

Omkrets av tvärsnitt som utsätts för uttorkning

$$u := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 15.71 \text{ m}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 0.4682 \text{ m} \quad \text{Ekv. (B2-19)}$$

Interpolering ger:

$$k_h := 0.7 + \frac{(500 \text{ mm} - h_0)}{500 \text{ mm} - 300 \text{ mm}} \cdot (0.75 - 0.7) \quad \text{Tabell B2.7}$$

$$k_h = 0.708$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) := k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \varepsilon_{cdi} = 0.0002$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 0.0625 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tabell B2.8}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) := \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.0002$$

Krypning beaktas genom tvångskrafter:

$$F_{cs1} := E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A_s = (1.975 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{övre armeringslagret}$$

$$F'_{cs} := E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A'_s = (1.9446 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{armeringslagret i tryckta betongsida}$$

Krypning:

$$RH := 80 \quad \text{Tabell B2.6}$$

$$\phi_{RH} := 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \left(h_0 \cdot \left(\frac{1}{mm}\right)\right)^{\frac{1}{3}}} = 1.2576$$

$$\beta_{fcm} := 2.56 \quad \text{Tabell B2.9}$$

$$\beta_{t0} := 0.488 \quad t_0 = 28 \text{ dygn Från graf i figur B2.20}$$

$$\phi_{creep} = \phi(\infty, t_0)$$

$$\phi_{creep} := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.5711 \quad \text{Ekv. (B2-23)}$$

Förhållande mellan betongens och armeringens E-modul mht. krypning

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \phi_{creep}) = 15.1239 \quad \text{Ekv. (B7-67)}$$

Spänningsberäkning mha Naviers formel:

Då vi har moment och normalkraft innebär det att $x \neq x_{TP}$ alltså kan x ej lösas med tyngdpunktsekvation.

Passningsberäkning

$$x := 120.12 \text{ mm}$$

$$A_{II.ef} := b \cdot x + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s + \alpha_{ef} \cdot A_s = 2.0691 \text{ m}^2 \quad \text{Sida: B.235-B.236}$$

$$x_{TP} := \frac{\left(b \cdot \frac{x^2}{2} + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot d' + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot d \right)}{A_{II.ef}} = 0.1748 \text{ m}$$

$$I_{II.ef} := b \cdot \frac{x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(x_{TP} - \frac{x}{2} \right)^2 + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{TP} - d')^2 + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot (x_{TP} - d)^2$$

$$I_{II.ef} = 0.0571928 \text{ m}^4$$

$$x_{TP} = 0.1748 \text{ m}$$

$$e_{s1} := d - x_{TP} = 0.2522 \text{ m}$$

$$e'_s := d' - x_{TP} = -0.0958 \text{ m}$$

Kontroll av antagande

$$z := x - x_{TP} = -0.0547 \text{ m}$$

$$\sigma_c := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = -0.0003 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (B7-70a)}$$

Betongspänning i nedre tvärsnittskant

$$z := -x_{TP} = -0.1748 \text{ m}$$

$$\sigma_c := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = -4.1628 \text{ MPa}$$

$$0.6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad 21 \text{ MPa} \geq \text{abs}(\sigma_c) \quad \text{Ok!} \quad \text{sida: B212}$$

betongspänning på tryckarmerings nivå :

$$z := -(x_{TP} - d')$$

$$\sigma'_{cs} := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = -1.4252 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s := \alpha_{ef} \cdot \sigma'_{cs} = -21.5552 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s < 0.8 \cdot f_{yk} \quad f_{yk} \cdot 0.8 = 400 \text{ MPa} \quad \text{ok!} \quad \text{sida: B212}$$

Betongspänning på dragarmeringsnivå:
översta lagret

$$z := d - x_{TP}$$

$$\sigma_{cs1} := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = 10.6338 \text{ MPa}$$

Stålspänning

$$\sigma_{s1} := -\frac{F_{cs1}}{A_s} + \alpha_{ef} \cdot \sigma_{cs1} = 112.4648 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} < 0.8 \cdot f_{yk} \quad f_{yk} \cdot 0.8 = 400 \text{ MPa} \quad \text{ok!}$$

Sprickbredd

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p.ef}} \quad \text{Ekv. (B9-11)}$$

Kontroll av Centrumavstånd

$$c := h - d - \frac{\phi}{2} = 0.063 \text{ m} \quad \ll \ll \left[5 \cdot \left(c + \frac{\phi}{2} \right) \right] = [0.365] \text{ m} \quad \text{Ok!}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$h_{c.ef} := \min \left(2.5 \cdot (h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2} \right) = 0.1266 \text{ m} \quad \text{Ekv. (B9-13)}$$

$$A_{c.ef} := h_{c.ef} \cdot b = 0.9313 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_s}{A_{c.ef}} = 0.0439$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p.ef}} = 0.2917 \text{ m}$$

$$k_t := 0.4 \quad \text{Långtidslast}$$

$$\Delta \varepsilon_m := \frac{\sigma_{s1} - \left(k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p.ef}) \right)}{E_s} = 0.0004 \quad \text{Ekv. (B9-19)}$$

$$\Delta \varepsilon_m = 0.0004 \quad \gg \gg \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0003$$

$$w_{k_till} := 0.2 \text{ mm} \quad \text{beroende på exponeringsklass XF3}$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.1105 \text{ mm} \quad \text{Ekv. (B9-18)}$$

$$w_k < w_{k_till} \quad \text{Ok!}$$

Effektiv E-modul och yttröghetsmoment map. krypning och krympning

$$Q_1 := 9.0283 \cdot 10^4 \frac{N}{m} \cdot 10 \text{ m} + 0.5 \frac{N}{m} \cdot 10 \text{ m} = 902.835 \text{ kN}$$

$$Q_2 := Q_1 + 156250 \frac{N}{m} \cdot 6.4 \text{ m} + 80000 \frac{N}{m} \cdot 3.6 \text{ m} = (2.1908 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Q1 är egentyngden på betongplattan på 10 m adderat med rälens egentyngd i 10 m

Q2 är Q1 adderat med tåg- och vagnlasten

$$\phi_{creep} = 1.5711 \quad \phi_{ef} := \frac{Q_1}{Q_2} \cdot \phi_{creep} = 0.6474$$

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \phi_{ef}) = 9.6907$$

$$E_{c.ef} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{ef}} = 20.6382 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (B7-65)}$$

$$x := 120.12 \text{ mm}$$

$$A_{II.ef} := b \cdot x + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s + \alpha_{ef} \cdot A_s = 1.6287 \text{ m}^2$$

$$x_{TP} := \frac{\left(b \cdot \frac{x^2}{2} + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot d' + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot d \right)}{A_{II.ef}} = 0.1533 \text{ m}$$

$$I_{II.ef} := b \cdot \frac{x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(x_{TP} - \frac{x}{2} \right)^2 + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{TP} - d')^2 + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot (x_{TP} - d)^2$$

$$I_{II.ef} = 0.0403206 \text{ m}^4$$

Beräkningar i bruksgränstillstånd för stöd

Alla ekvationer som används i denna beräkning följer

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). Bärande konstruktioner: Del 1.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). Bärande konstruktioner: Del 2.

Indata

$$h := 500 \text{ mm}$$

livslängd: L100

$$b := 7355 \text{ mm}$$

Exponeringsklass : XF3

$$M_{ed} := 1848.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$I_c := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.0766 \text{ m}^4$$

Material egenskaper

Betongklass 35/45 klass N

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 34 \text{ GPa}$$

Armering

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Armeringsdiameter i dragzon

Armeringsdiameter i tryckzon

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t := 32 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y := \frac{f_{yk}}{E_s} = 0.0025$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.8824$$

$$A_{sit} := \pi \cdot \frac{\phi_t^2}{4} = 0.0008 \text{ m}^2$$

$$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 0.0003 \text{ m}^2$$

$$A_{s1} := 150 \cdot A_{si} = 0.0471 \text{ m}^2$$

$$A'_s := 50 \cdot A_{sit} = 0.0402 \text{ m}^2$$

kontroll av sprickbildning

Betongtvärsnittet spricker då $M_{ed} \geq M_{cr}$

Tvärsnittanalys i stadium I och II

Betongspänningar $\sigma_c(z) := \frac{M}{I} \cdot z$

stålspänningar $\sigma_s := \alpha \cdot \sigma_c$

Sprickmoment

$$d := 427 \text{ mm}$$

$$d' := 79 \text{ mm}$$

$$k := 1.6 - \frac{h}{1000 \text{ mm}} = 1.1 \quad k > 1 \quad \text{Ok!}$$

$$f_{ct,fl} := k \cdot f_{ctm} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$x_{tp} := \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{cr} := f_{ct,fl}$$

$$M_{cr} := \sigma_{cr} \cdot \frac{I_c}{(h - x_{tp})} = (1.0787 \cdot 10^3) \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{cr} < M_{ed} \quad \text{Tvärsnittet spricker!}$$

maximala betong- och stål påkänningar för mittstödsnittet vid långtidslast

Böjning med axialkraft som kommer från krympning

Långtidseffekter

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) \quad \text{uttorkningskrympning + autogen krympning}$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \varepsilon_{cdi} \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cdi} := 0.335 \quad \text{Cementklass N, } f_{ck} = 35 \text{ MPa, Tabell B2.5}$$

$$\beta_{RH} := 0.756 \quad \text{Utomhusmiljö; RH=80%, Tabell B2.6}$$

$$A_c := b \cdot h = 3.6775 \text{ m}^2 \quad \text{tvärsnittsarean}$$

Omkrets av tvärsnitt som utsätts för uttorkning

$$u := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 15.71 \text{ m}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 468.1731 \text{ mm}$$

$$k_h := 0.7 + \frac{(500 \text{ mm} - h_0)}{500 \text{ mm} - 300 \text{ mm}} \cdot (0.75 - 0.7) \quad \text{Tabell B2.7}$$

$$k_h = 0.708$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) := k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \varepsilon_{cdi} \cdot 10^{-3} = 0.0002$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 0.0625 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tabell B2.8}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) := \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.0002$$

Krympning beaktas genom tvångskrafter:

$$F_{cs1} := E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A_{s1} = (2.2789 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{övre armeringslagret}$$

$$F'_{cs} := E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A'_s = (1.9446 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{armeringslagret i tryckta betongsida}$$

Krypning:

$$RH := 80$$

$$\phi_{RH} := 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \left(h_0 \cdot \left(\frac{1}{mm}\right)\right)^{\frac{1}{3}}} = 1.2576$$

$$\beta_{fcm} := 2.56$$

Tabell B2.9

$$\beta_{t_0} := 0.488$$

$t_0 = 28$ dygn Från graf i figur B2.20

$$\phi_{creep} = \phi(\infty, t_0)$$

$$\phi_{creep} := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.5711$$

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \phi_{creep}) = 15.1239$$

Förhållande mellan betongens och armeringens E-modul mht. krypning

Spänningsberäkning mha Naviers formel:
 Moment och normalkraft innebär att $x \neq x_{TP}$
 alltså kan x ej lösas med tyngdpunktsekvation.

Passningsberäkning

$$x := 137.89 \text{ mm}$$

$$A_{II.ef} := b \cdot x + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s + \alpha_{ef} \cdot A_{s1} = 2.2948 \text{ m}^2$$

$$x_{TP} := \frac{\left(b \cdot \frac{x^2}{2} + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot d' + \alpha_{ef} \cdot A_{s1} \cdot d \right)}{A_{II.ef}} = 0.1826 \text{ m}$$

$$I_{II.ef} := b \cdot \frac{x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(x_{TP} - \frac{x}{2} \right)^2 + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{TP} - d')^2 + \alpha_{ef} \cdot A_{s1} \cdot (x_{TP} - d)^2$$

$$I_{II.ef} = 0.0633737 \text{ m}^4$$

$$x_{TP} = 0.1826 \text{ m}$$

$$e_{s1} := d - x_{TP} = 0.2444 \text{ m}$$

$$e'_s := d' - x_{TP} = -0.1036 \text{ m}$$

Kontroll av antagande

$$z := x - x_{TP} = -0.0447 \text{ m}$$

$$\sigma_c := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = (3.4366 \cdot 10^{-5}) \text{ MPa}$$

Betongspänning i nedre tvärsnittskant

$$z := -x_{TP} = -0.1826 \text{ m}$$

$$\sigma_d := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = -5.6718 \text{ MPa}$$

$$0.6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad 21 \text{ MPa} \geq \text{abs}(\sigma_c) \quad \text{Ok!} \quad \text{s.B212}$$

betongspänning på tryckarmerings nivå :

$$z := -(x_{TP} - d')$$

$$\sigma'_{cs} := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = -2.4223 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s := \alpha_{ef} \cdot \sigma'_{cs} = -36.6344 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s < 0.8 \cdot f_{yk} \quad f_{yk} \cdot 0.8 = 400 \text{ MPa} \quad \text{ok!}$$

Betongspänning på dragarmeringsnivå:
översta lagret

$$z := d - x_{TP}$$

$$\sigma_{cs1} := \frac{(F_{cs1} + F'_{cs})}{A_{II.ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_{s1} - F'_{cs} \cdot e'_s + M_{ed})}{I_{II.ef}} \cdot z = 11.892 \text{ MPa}$$

Stålspänning

$$\sigma_{s1} := -\frac{F_{cs1}}{A_{s1}} + \alpha_{ef} \cdot \sigma_{cs1} = 131.4938 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} < 0.8 \cdot f_{yk} \quad f_{yk} \cdot 0.8 = 400 \text{ MPa} \quad \text{ok!}$$

Sprickbredd

$$s_{r.max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p.ef}} \quad (\text{B9-11})$$

Kontroll av Centrumavstånd

$$c := h - d - \frac{\phi}{2} = 0.063 \text{ m} \quad \ll \ll \left[5 \cdot \left(c + \frac{\phi}{2} \right) \right] = [0.365] \text{ m} \quad \text{Ok! (B9_11)}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$h_{c.ef} := \min \left(2.5 \cdot (h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2} \right) = 0.1207 \text{ m}$$

$$A_{c.ef} := h_{c.ef} \cdot b = 0.8878 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_{s1}}{A_{c.ef}} = 0.0531$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p.ef}} = 0.2783 \text{ m}$$

$$k_t := 0.4 \quad \text{Långtidslast}$$

$$\Delta \varepsilon_m := \frac{\sigma_{s1} - \left(k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p.ef}) \right)}{E_s} = 0.0005$$

$$\Delta \varepsilon_m = 0.0005 \quad \gg \gg \quad 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = 0.0004$$

$$w_{k_till} := 0.2 \text{ mm} \quad \text{beroende på exponeringsklass XF3}$$

$$w_k := s_{r.max} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.1389 \text{ mm} \quad w_k < w_{k_till} \quad \text{Ok!}$$

Beräkningar för tvärbalkar i brottsgränstillstånd

Alla ekvationer som används i denna beräkning följer:

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). Bärande konstruktioner: Del 1.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). Bärande konstruktioner: Del 2.

Materialegenskaper stålqualität S355 profil HEB500

$$E := 210 \text{ GPa}$$

$$t_w := 14.5 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$t_f := 28 \text{ mm}$$

$$b_f := 300 \text{ mm}$$

$$A := 23860 \text{ mm}^2$$

$$L := 7.8 \text{ m}$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

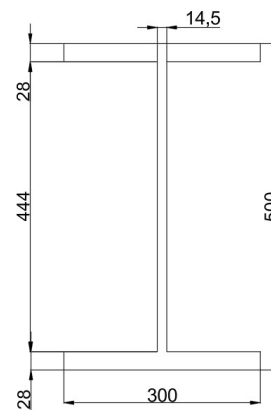
$$c := \frac{b_f}{4} = 0.075 \text{ m}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

$$W_{pl} := 4290 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$d := h - 2 \cdot t_f = 444 \text{ mm}$$

$$h_w := d$$



Kontroll tvärsnittsklass enligt tabell S4.2 och S4.3

$$\frac{d}{t_w} = 30.621 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58.58 \quad \text{Livplåt i tvärsnittsklass 1}$$

$$\frac{c}{t_f} = 2.679 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{Flänsar i tvärsnittsklass 1}$$

Dimensionerande laster från matlab:

$$M_{ed} := 400.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := 232.23 \text{ kN}$$

Kontroll skjuvbuckling:

Vi har vertikala ändavstyvningar: $\frac{h_w}{t_w} \leq 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{\kappa_t}$ *ekv. (S5-19)*

$$\kappa_t := 5.34$$

$$\eta := 1.2$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 30.621 \quad \ll \ll 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{\kappa_t} = 48.57 \quad \text{ok! det finns ingen risk för skjuvbuckling}$$

Momentkapacitet:

$$M_{Rd} = X_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{ekv. (S4-41)}$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$X_{LT} := 1.0$$

$$M_{Rd} := X_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.523 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad \text{ekv. (S5-6)}$$

$$A_v := \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.008 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = (1.583 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Utnyttjandegrader:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.147 \quad \frac{M_{ed}}{M_{Rd}} = 0.263$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 50\% \quad \text{Ingen kontroll för interaktion behöver utföras.}$$

Beräkningar för fackverkets nedre längsgående balk i brottsgränstillstånd

Alla ekvationer som används i denna beräkning följer:

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). Bärande konstruktioner: Del 1.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). Bärande konstruktioner: Del 2.

Materialegenskaper stålqualität S355 Profil HEA500:

$$E := 210 \text{ GPa}$$

$$t_w := 12 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$t_f := 23 \text{ mm}$$

$$b_f := 300 \text{ mm}$$

$$c := \frac{b_f}{4} = 0.075 \text{ m}$$

$$W_{pl} := 3550 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$d := h - 2 \cdot t_f = 454 \text{ mm}$$

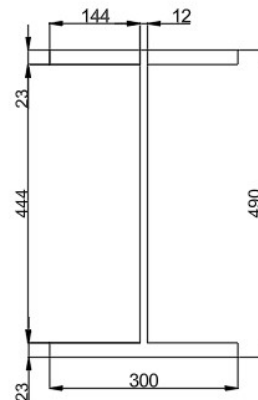
$$h_w := d$$

$$A := 19750 \text{ mm}^2$$

$$L := 40$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$



Kontroll tvärsnittsklass enligt tabell S4.2 och S4.3

$$\frac{d}{t_w} = 37.833 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58.58 \quad \text{Livplåt i tvärsnittsklass 1}$$

$$\frac{c}{t_f} = 3.261 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7.323 \quad \text{Flänsar i tvärsnittsklass 1}$$

Dimensionerande laster tagna från matlab:

$$M_{ed} := 212.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := 39.72 \text{ kN}$$

Kontroll skjuvbuckling:

Vi har vertikala ändavstyvningar: $\frac{h_w}{t_w} \leq 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{\kappa_t}$ *ekv* (S5-19)

$$\kappa_t := 5.34$$

$$\eta := 1.2$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 37.833 \quad \ll \ll \quad 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{\kappa_t} = 48.57 \quad \text{ok! det finns ingen risk för skjuvbuckling}$$

Momentkapacitet:

$$M_{Rd} = X_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{ekv (S4-41)}$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$X_{LT} := 1.0$$

$$M_{Rd} := X_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.26 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{ekv (S5-6)}$$

$$A_v := \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.007 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = (1.34 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Utnyttjandegrader:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.03$$

$$\frac{M_{ed}}{M_{Rd}} = 0.169$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \ll 50\%$$

Ingen kontroll för interaktion behöver utföras.

Beräkning av tryckkraftskapacitet med avseende på knäckning i fackverket

Alla ekvationer som används i denna beräkning följer

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2013). Bärande konstruktioner: Del 1.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2011). Bärande konstruktioner: Del 2.

Chalmers tekniska högskola. (2008). Diverse utdrag för kursen Bärande konstruktioner (BMT015). Institutionen för bygg och miljöteknik, Avdelningen för konstruktionsteknik.

Materialens egenskaper och dimensioner för stål:

HEM300

Stålkvalitet S355

$$A := 30310 \text{ mm}^2$$

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

$$i_x := 140 \text{ mm}$$

$$E := 210 \text{ GPa}$$

$$i_y := 80 \text{ mm}$$

$$L := \sqrt{7^2 + 5^2} \text{ m}$$

$$h := 340 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$b := 310 \text{ mm}$$

$$t_w := 21 \text{ mm}$$

$$t_f := 39 \text{ mm}$$

$$R := 27 \text{ mm}$$

Kontroll av kapacitet HEM300

Knäcklängden för ledad i båda ändar är lika med balkens längd

$$L_c := L$$

Slankhetstal λ_c

$$\lambda_c := \frac{L_c}{\pi \cdot i_x} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} = 0.804 \quad \text{Ekvation s6-9}$$

$$\frac{h}{b} = 1.097 \quad \text{alltså} \quad \frac{h}{b} \leq 1.2 \quad \text{sam}t \quad t_f \leq 100 \text{ mm}$$

Balken riskerar att knäcka kring z-z i sidled (vek riktning) alltså blir det imperfektionsklass c enligt tabell s6.1

Imperfektionsfaktorn blir : $\alpha := 0.49$ Tabell s6.3

$$\Phi := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_c - 0.2) + \lambda_c^2] = [0.971] \quad \text{ekvation s6-8}$$

Reduktionsfaktor map knäckning χ

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_c^2}} = [0.66] \quad \text{ekvation s6-7}$$

Krav $\chi \leq 1$ *Ok!*

$N_{b.Rd}$ är bärförmågan med hänsyn till knäckning [b = buckling]

$$N_{b.Rd} := \frac{(\chi \cdot A \cdot f_{yk})}{\gamma_{M1}} = [7.097 \cdot 10^3] \text{ kN} \quad \text{ekvation s6-6}$$

N_{Ed} är en axiell tryckkraft som pelaren är utsatt för [lasteffekt]

$$N_{Ed} := 212.74 \text{ MPa} \cdot A = (6.448 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kontroll av kapacitet

För att kapaciteten ska klaras måste följande uppfyllas:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = [0.909]$$

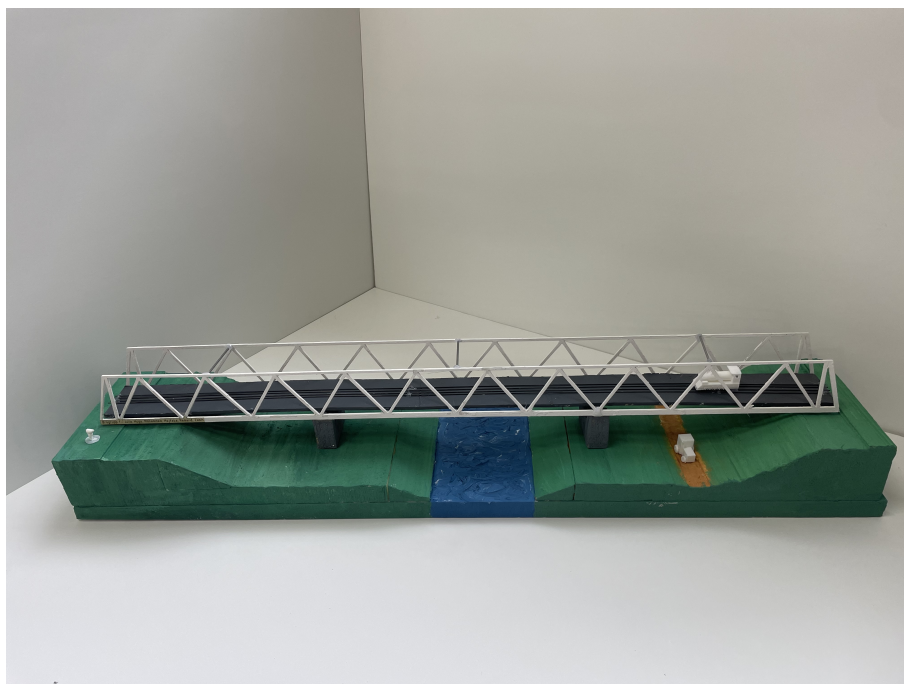
$$\text{krav} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} \leq 1 \quad \text{ok!}$$

E

Modell

I följande bilaga presenteras den fysiska modell som byggts i skala 1:150. Just den skalan valdes för att få med bronns långa spännvidd, på 105 meter, utan att ta bort allt för mycket detaljer. Brobaneplassen som är i betong valdes hållas lös för att man ska kunna visa modellens bärverk. Alltså tydligare kunna se tvärbalkarna som ansluter till de längsgående balkarna och fackverket. Huvudfokus i modellprojekteringen var att få till ett stilrent och precist fackverk. Därav gjordes en modell i Autocad som låg till grund för en laserprinters utskrift. Fackverket målades sedan i vit för att dels representera ytbehandlingen stålmaterial behövs men även representera estetiken i projektet.

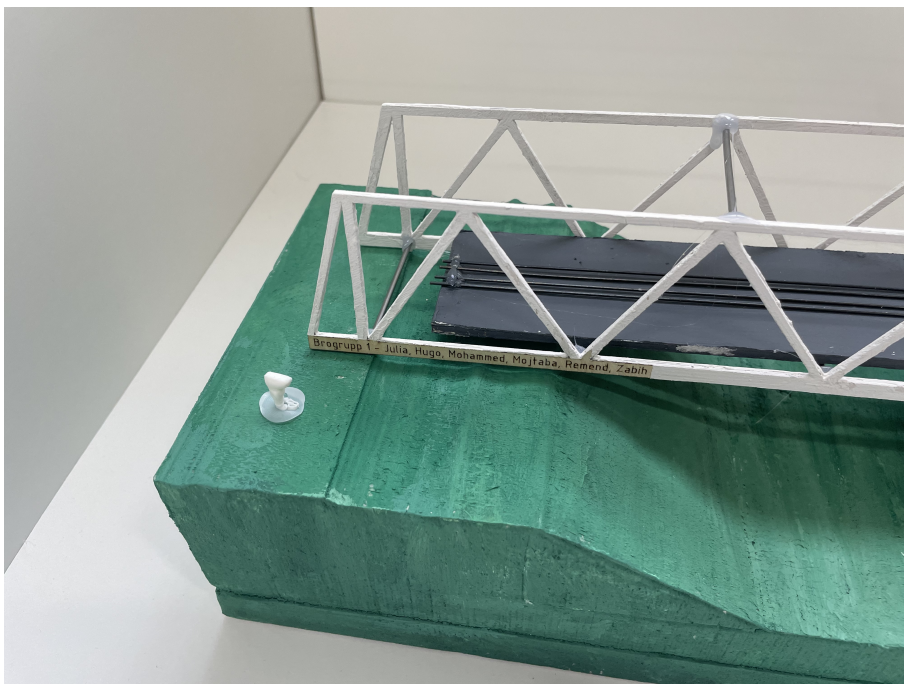
För att tydligare illustrera skalan och storleken på bron så 3D-printades 3 objekt; ett lok, en traktor och en figur som ska representera en människa. Dessa tre objekt är vita och utplacerade på olika ställen i modellen. Traktorn finns med för att tydliggöra den fria höjd som krävs under bron för att traktorn ska ha en fri passage, som var ett av kraven i projektet i just detta område. Slutligen är även stöden utplacerade med en viss precision, dels i anslutning till fackverkets vinkeländringar och i godkänt avstånd till ån som rinner under bron.



Figur E.1: Modell i perspektiv till omgivningen



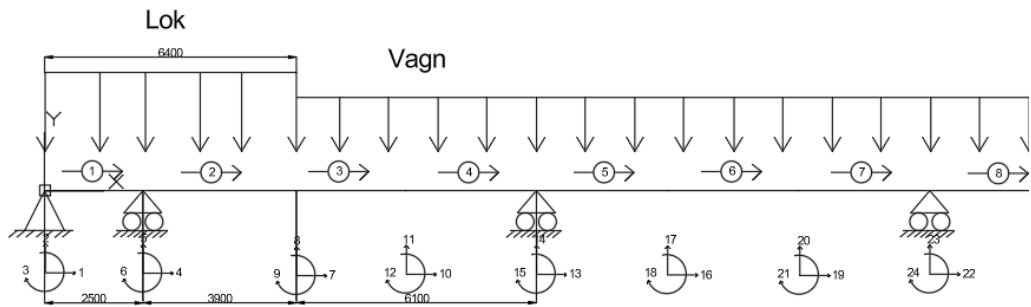
Figur E.2: Modell ovanifrån



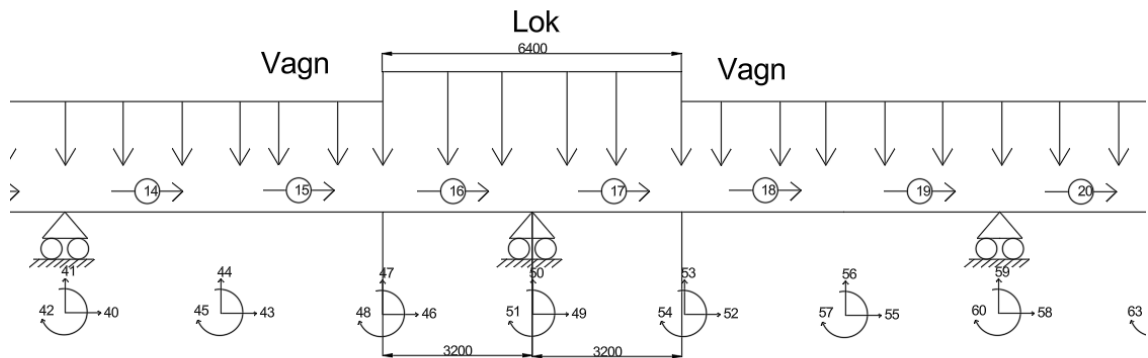
Figur E.3: Närbild av modellens bärverk och förhållningen till en människa

F

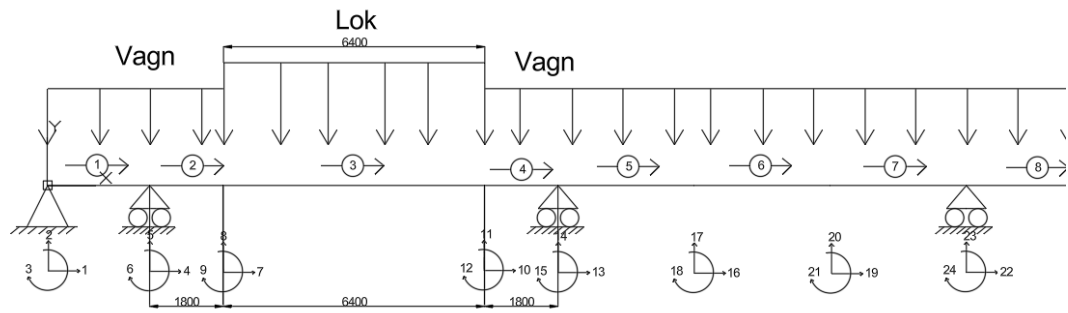
Lastfall



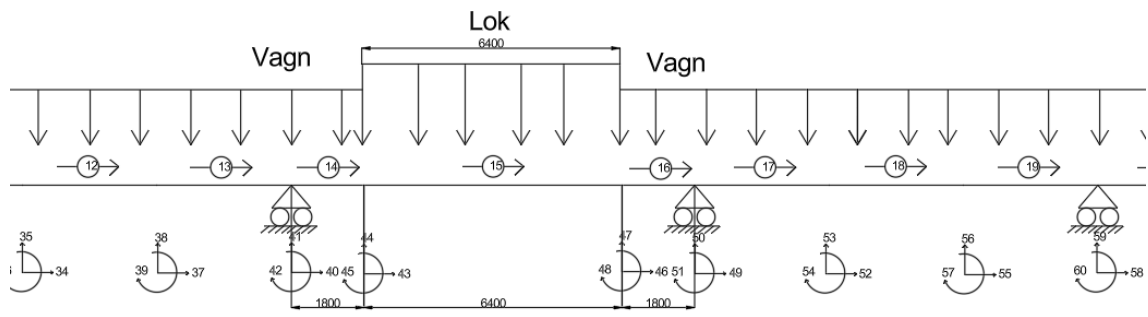
Figur F.1: Lastfall 1 betongplatta



Figur F.2: Lastfall 2 betongplatta



Figur F.3: Lastfall 3 betongplatta



Figur F.4: Lastfall 4 betongplatta

Institionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Gothenburg, Sweden
www.chalmers.se



CHALMERS