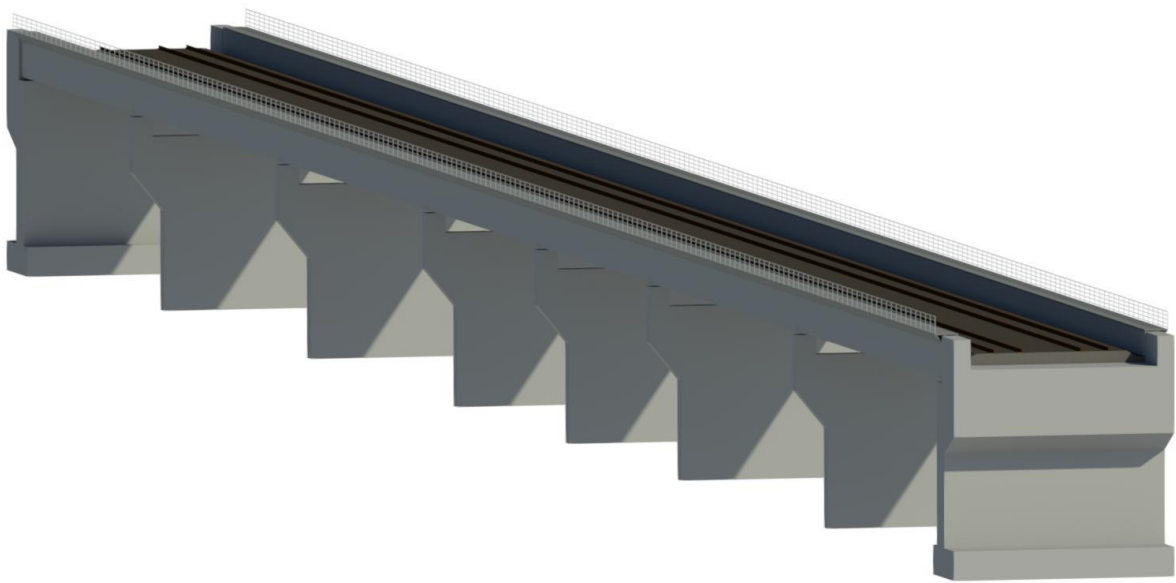




Järnvägsbro över länsväg 216

Detaljutformning och preliminär dimensionering av en förspänd trågbalkbro

*Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet
Samhällsbyggnadsteknik*

JOHAN DAHLÉN
LUKAS EHN
JOHAN EMMOTH
FELICIA SPAAK
AMAR TALIC
GABRIELLA ZAYTON

Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2019

Järnvägsbro över länsväg 216

Detaljutformning och preliminär dimensionering av en förspänd trågbalkbro

*Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet
Samhällsbyggnadsteknik*

JOHAN DAHLÉN

LUKAS EHN

JOHAN EMMOTH

FELICIA SPAAK

AMAR TALIC

GABRIELLA ZAYTON

Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

I samband med anläggningen av Ostlänken, en höghastighetsbana med syfte att förbättra regionaltrafiken mellan Malmö, Göteborg och Stockholm, planeras en tvåspårig järnvägsbro över länsväg 216 intill Jönåker. Området utgörs av en mindre dalgång och presenterar möjligheten till framtagandet och preliminär dimensionering av en brokonstruktion med ett spann om totalt 188,8 meter.

Projektets förutsättningar ställer en unik uppsättning av krav på brokonstruktionen och för att finna en optimal lösning framställs och undersöks fyra lämpliga brokoncept med grund i en genomförd litteraturstudie. Litteraturstudien innefattar relevant information om ett flertal aspekter angående brokonstruktion och inkluderar brotyper, konstruktionsmaterial, grundläggningsmetoder, produktionsmetoder samt förvaltning och miljö.

För att fastställa den mest optimala brokonstruktionen genomfördes en urvalsprocess. Processen innefattade framställandet av ett antal bedömningskriterier av olika prioritet, med grund i tre konstruktionsrelaterade huvudområden bestående av beställare och konstruktion, produktion samt förvaltning och miljö. Samtliga bedömningskriterier användes därefter i en bedömningsmatris, där respektive brokoncept utvärderades och jämfördes enligt uppfyllnad av framställda kriterier. Utvärderingsprocessen resulterade i en trågbalkbro i förspänd betong.

För det vinnande konceptet genomfördes en detaljerad undersökning av ett flertal av brokonstruktionens olika områden, bland annat utformning av överbyggnad och underbyggnad, val av grundläggnings- samt produktionsmetod. I samband med detaljutformningen av brokonstruktionen gjordes en preliminär dimensionering av primärbärverket med hänsyn till bruks- och brottgränstillstånd för att kontrollera genomförbarheten av det framtagna konceptet.

Nyckelord: Kandidat, Trågbalkbro, Betongbro, Järnvägsbro, Förspänning, Ostlänken, Chalmers, Preliminär dimensionering, Bedömningsmatris

Omslag:

Modell av den färdiga trågbalkbron i förspänd betong. Författarens egna bild.

Institutionen för Arkitektur och Samhällsbyggnadsteknik

Göteborg 2019

Railway bridge over country road 216

Detail design and preliminary dimensioning of a prestressed tray beam bridge.

Bachelor Thesis
Building and Civil Engineering

JOHAN DAHLÉN

LUKAS EHN

JOHAN EMMOTH

FELICIA SPAAK

AMAR TALIC

GABRIELLA ZAYTON

Department of Architecture and Civil Engineering

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

In conjunction to the construction of Ostlänken, a high-speed railway with the purpose of improving the regional communication between Malmö, Göteborg and Stockholm, a double-tracked railway bridge is planned to be built close to Jönåker above the country road 216. The area is located in a small valley and present the possibility for development and provisional dimensioning of a bridge with a total length of 188,8 meters.

The projects prerequisites put a specific set of requirements on the construction and to find the optimal solution, four eligible bridge concepts are developed and studied based on an implemented literature study. The literature study contains relevant information about several aspects regarding bridge designing and includes different bridge types, construction materials, foundation and production methods as well as environmental and maintenance management.

A method consisting of a selection process was used to evaluate the most optimal construction for the bridge. The process includes the production of several evaluation criteria with different priorities, all based on three construction related main areas: clients and construction, production as well as the aspects of environmental and maintenance management. All criteria were used in an evaluation matrix where each bridge concept was evaluated and compared according to the fulfilled criteria. The evaluation process resulted in a winning concept, a prestressed tray beam bridge.

For the winning concept a detailed study was implemented for most of the bridge construction's various elements. Among these elements are the formation of the superstructure and grounding, choice of foundation method and production interval. In conjunction with the detailing of the construction a preliminary dimensioning was made of the primary and secondary load-bearing system with respect to its service and ultimate limit state, to control the implementation of the compiled concept.

Key words: Bachelor, Tray beam bridge, Concrete bridge, Railway bridge, Prestressing, Ostlänken, Chalmers, Preliminary dimensioning, Evaluation matrix

Innehåll

SAMMANFATTNING	II
ABSTRACT	V
FÖRORD	VIII
BETECKNINGAR	X
1 INLEDNING	1
1.1 Syfte & Mål	1
1.2 Problembeskrivning	2
1.3 Avgränsningar	2
1.4 Metod	2
2 FÖRUTSÄTTNINGAR	4
2.1 Geografisk placering	4
2.2 Geotekniska förutsättningar	5
2.3 Tekniska krav	5
2.3.1 Fria utrymmen på grund av vägbana	5
2.3.2 Utrymmen på grund av järnväg	6
2.4 Beständighet	6
3 URVALSPROCESS	7
3.1 Brotyper som utesluts	9
3.2 Alternativ för brokoncept	9
3.2.1 Koncept 1 - Lådbalkbro i förspänd betong	9
3.2.2 Koncept 2 - Trågbalkbro i förspänd betong	10
3.2.3 Koncept 3 - Trågbalkbro i stål	11
3.2.4 Koncept 4 - Fackverksbro i stål	13
3.3 Utvärdering av brokoncept	14
4 SLUTGILTIGT BROKONCEPT	15
4.1 Överbyggnad	15
4.2 Underbyggnad & Grundläggning	15
4.3 Brodetaljer	17
4.4 Produktion	18
4.5 Förvaltning	19

5	DIMENSIONERINGSFÖRUTSÄTTNINGAR	20
5.1	Beräkningsmodell	20
5.2	Permanent laster	20
5.3	Variabla laster	21
5.4	Lastkombinering	22
5.5	Exponeringsklasser	22
5.6	Minsta täckande betongskikt	23
6	BERÄKNINGAR & RESULTAT	24
6.1	Resulterande moment i längsled	24
6.1.1	Beräkning av lasteffekt	24
6.1.2	Beräkning av moment	25
6.1.3	Stödreaktioner	25
6.2	Tvärkraft	25
6.2.1	Beräkning av tvärkraft	25
6.3	Tvärsnitt - längsled	26
6.3.1	Medverkande bredd och tvärsnittskonstanter	26
6.3.2	Uppskattning av tvångsmoment	27
6.3.3	Dimensionering av spännkablar	27
6.3.4	Dimensionering av slak- och tvärkraftsarmering	28
6.3.5	Momentkapacitet & Nedböjning	28
6.4	Tvärsnitt - tvärled	28
6.4.1	Längsgående armering & Momentkapacitet	28
6.4.2	Tvärkraftsarmering	29
6.4.3	Nedböjning i bruksgränstillstånd	29
7	DISKUSSION	30
7.1	Litteraturstudie	30
7.2	Urvalsprocess & viktning av kriterier	30
7.3	Slutgiltigt brokoncept	31
7.4	Dimensionering	32
7.5	Återstående dimensionering	32
8	SLUTSATS	34
9	REFERENSER	35
	BILAGOR	37

Förord

Det här arbetet avslutar de tre första åren på Chalmers tekniska högskola och knyter ihop säcken på författarnas grundutbildning, Samhällsbyggnadsteknik civilingenjör. I rapporten behandlas delar som kräver förkunskaper från tidigare kurser under utbildningen men som även kompletterats med egna självstudier.

Vi vill utbringa ett stort tack till de som under arbetets gång bidragit med handledning, lärorika föreläsningar och hjälp. Tack till vår handledare Staffan Lindén, brokonstruktör på COWI AB, som väglett oss med olika lösningar, koncept och tillfört goda och erfarna idéer som gynnat vårt slutgiltiga resultat. Vi vill även uppmärksamma handledaren Anna Egefalk, brokonstruktör på COWI AB, som även hon har bidragit med erfarenheten som kompletterat delar av vårt arbete.

Vi vill också tacka Mario Plos, docent vid Chalmers Tekniska Högskola, kursansvarig och handledare för brokandidatarbetet, för sin engagerade vilja att bistå med hjälp under arbetets svårare delar. Slutligen vill vi tacka Joosef Leppänen, universitetslektor vid Chalmers Tekniska Högskola, som vi känner har varit en sann stöttepelare genom arbetet och bidragit med den hjälp som gjort en stor del av våra beräkningar möjliga.

Figurer och illustrationer är författarens egna om inget annat anges.

Göteborg, maj 2019

Johan Dahlén

Lukas Ehn

Johan Emmoth

Felicia Spaak

Amar Talic

Gabriella Zayton

Beteckningar

Brottgränstillstånd

Det tillstånd då ett byggnadsverk befinner sig på gränsen till kollaps.

Bruksgränstillstånd

Funktionen hos ett byggnadsverk för att normal användning skall vara möjligt, samt god upplevelse i form av begränsade rörelser och deformationer.

Exponeringsklass

Klassifikation för hur aggressiv omgivande miljö är mot placerad konstruktionsdel, med avseende på angreppsmekanismer som ex. frysning.

Förspänning

Ökar bärförmågan hos ett element genom att tillsätta en tryckkraft.

Krympning

Volymminskning hos betong på grund av vattenavgång vid härdning.

Lager

Element som överför last från överbyggnad till underbyggnad.

Landfästen

Konstruktionsdel vid brons ände, som överför last ner till marken och förbinder överbyggnaden till en ev. bropåfart.

Prefabricering

Förtillverkade element som transporteras till byggarbetsplatsen, färdiga att monteras.

RÖK

Rälsöverkant

Slakarmerad

Armerad betong där armeringen inte är spänd.

Spännkabel

Kabel som används vid förspänning.

1 Inledning

I takt med att storstadsregionerna i Sverige växer och behovet av transporter ökar, krävs utvecklade kommunikationsmöjligheter mellan Stockholm, Göteborg och Malmö, enligt Trafikverkets planbeskrivning för projekt Ostlänken (Trafikverket, 2018d). Projektet, med syfte att bemöta det ökade transportbehovet, innefattar anläggning av en järnväg för höghastighetståg med dubbla spår som ska sammanbinda de tre storstäderna, med knutpunkt i Jönköping.

En del av projektet Ostlänken är en tvåspårig järnvägsbro som ska byggas intill Jönåker över länsväg 216 och en mindre serviceväg, se Figur 1.1. Länsväg 216 är en 23 km lång väg som går genom Södermanlands län och sträcker sig från E4 i Gammelsta till riksväg 52 vid Broby, med ett teoretiskt trafikmedeldygnslöde på 1050 fordon, enligt Trafikverkets kartor med trafikflöden (2018c). Den mindre servicevägen som bron byggs över förlängs från dagens ändpunkt vid länsväg 216 in mot skogen på andra sidan vägen för att förenkla framkomligheten till järnvägen för bland annat framtida underhåll, se Figur 1.1. Således kommer servicevägen inte vara vältrafikerad. Den planerade järnvägsbron spänner över en mindre dalgång med ett spann om 188,8 meter och området där bron skall konstrueras klassas som ett naturområde.



Figur 1.1. Kartbild över berört område. Kartbild från Google Earth, hämtad 09-04-19.

1.1 Syfte & Mål

Syftet med kandidatarbetet är att, genom framtagandet av ett brokoncept samt genomförandet av en preliminär dimensionering, undersöka den process som innefattar planering, färdigställande samt optimering av en brokonstruktion utifrån ett antal ställda krav av Trafikverket, Eurocode samt rådande områdes- och projektförutsättningar. Målet med arbetet är att utifrån givna förutsättningar och gällande krav projektera och preliminärt dimensionera en dubbelspårig järnvägsbro över en lokalväg och en planerad serviceväg, som en del av projektet Ostlänken.

1.2 Problembeskrivning

Uppgiften innefattar framtagandet av en tvåspårig järnvägsbro som tillfredsställer projektspecifika, tekniska samt gruppsspecifika krav. De projektspecifika kraven utgörs av bland annat spännlängd om 188,8 meter och tillkomna krav vid järnvägstrafik och samtliga tekniska krav baseras på Trafikverkets regelverk samt Eurocoder från Svenska Institutet för Standarder. De gruppsspecifika ställda kraven innefattar framtagna kriterier från olika aktörer inom brokonstruktion som utgörs av beställare och konstruktör, produktion samt förvaltning och miljö. Utöver ställda krav på utformning skall brokonstruktionen dessutom uppfylla hållfasthetskrav enligt en preliminär dimensionering av dess bärverk.

1.3 Avgränsningar

Arbetets tidsbegränsning samt författarnas brist på kunskap inom vissa områden kräver ett antal avgränsningar. Den berörda delen av Ostlänken är belägen i ett naturområde, vilket ställer specifika krav på konstruktion inom området. Förutsättningen tas dock ej hänsyn till då de ställda kraven efterfrågar avancerade analyser. Vidare, då järnvägsbroar karaktäriseras av stora tåglaster, anses broar utförda i trä- respektive kompositmaterial olämpliga och undersöks därmed inte ytterligare. Avgränsning av materialval till stål och betong motiveras främst av trafikverkets krav gällande brolivslängd för järnvägstrafik. Brons relativt långa spännvidd om 188,8 meter begränsar valet av brotyper och med hänsyn till det bortses bland annat brotyperna valvbro och rambro. Trots att Ostlänken är planerad för höghastighetståg, vilket medför dynamiska laster och därmed högre krav samt avancerade beräkningar, projekteras brokoncepten utifrån normalkrav på järnväg.

Vid projektering berörs geotekniska aspekter endast ytligt med avsikt att kontrollera förslagets genomförbarhet, där djupare analyser av de geotekniska förutsättningarna anses vara alltför avancerade vid en preliminär dimensionering. Permanenta laster begränsas till egentyngd och därmed bortses lastpåverkan från stödsättningar, överfyllnad samt jordtryck. På grund av tidsbegränsning bortses också analys och dimensionering av brokoncept med hänsyn till diverse olyckslaster. Ekonomiska undersökningar av samtliga brokoncept innefattar endast kostnadsuppskattning genom jämförelse av produktionskostnader mellan respektive koncept. För uppskattning av produktionskostnad för en brokonstruktion förutsätts att stålmaterial har en högre kostnad per kubikmeter relativt betong. Vidare avhandlas riskanalys av respektive framtaget brokoncept endast övergripligt.

1.4 Metod

Arbetet utförs i två huvudsakliga faser; projekteringsfas och dimensioneringsfas. Den inledande projekteringsfasens syfte är att utifrån givna förutsättningar och ett antal ställda mål och krav ta fram ett urval av olika brokoncept. En genomgående litteraturstudie vars innehåll avhandlar ett flertal brospecifika områden initierar projekteringsfasen. Litteraturstudiens syfte är i första hand att sammanställa väsentlig

information inom ett flertal ämnesområden berörande brokonstruktion som skall ligga till grund för motivering av val vid framtagandet av brokoncept. Innehållet av studien berör främst grundläggning, konstruktionsmaterial, brotyper, produktionsmetoder samt förvaltning- och miljöaspekter, och baseras på information från ett flertal etablerade aktörer inom konstruktionssektorn. I samband med litteraturstudien studeras och sammanställs projektspecifik information vilket inkluderar ställda tekniska krav gällande järnvägsbroar samt områdesförutsättningar såsom exempelvis geotekniska och geografiska förutsättningar.

Utifrån framtagen information från tidigare fas utvecklas fyra rimliga brokoncept. Samtliga brokoncept avhandlar fakta baserat på tre huvudområden; beställare och konstruktion, produktion samt förvaltning och miljö. Inför urvalsprocessen bestäms ett antal olika bedömningskriterier vilka skall ligga till grund för vägning och värdering av samtliga framtagna koncept. Kriterierna grundas dels i respektive huvudområde, och dels i områden vars innebörd spelar en väsentlig roll i projektering av broar. Under urvalsprocessen vägs koncepten mot varandra i en bedömningsmatris, där brokonceptet som anses bäst uppfylla de ställda kraven och kriterierna väljs till slutligt koncept för detaljutformning och preliminär dimensionering.

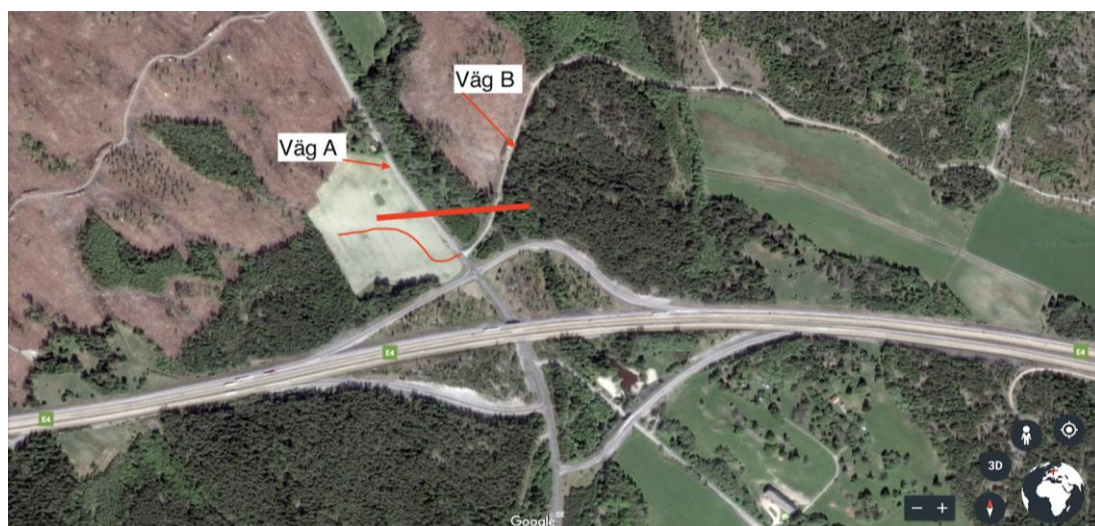
Under dimensioneringsfasen utförs en preliminär dimensionering av det slutliga brokonceptet som tagits fram under projekteringsfasen. Inledningsvis fastställs dimensionerande permanenta och variabla laster samt lastkombinationer för tåglaster. Ett preliminärt tvärsnitt uppskattas för att möjliggöra beräkning av egenvikt och därmed fastställa dimensionerande lastfall för moment- och tvärkraft under samtliga brospann. Konstruktionsberäkningar utförs huvudsakligen med hjälp av MATLAB och tillägget CALFEM.

2 Förutsättningar

Val av brokonstruktion begränsas av de geografiska och geotekniska förutsättningarna som gäller för bron. Vidare styr ett antal tekniska krav på livslängd och fria utrymmen samt krav på beständighet. Geografiska och geotekniska data utgår från förslagsunderlag från COWI och tekniska krav utgår från Trafikverkets styrande dokument för brobyggnation och järnväg.

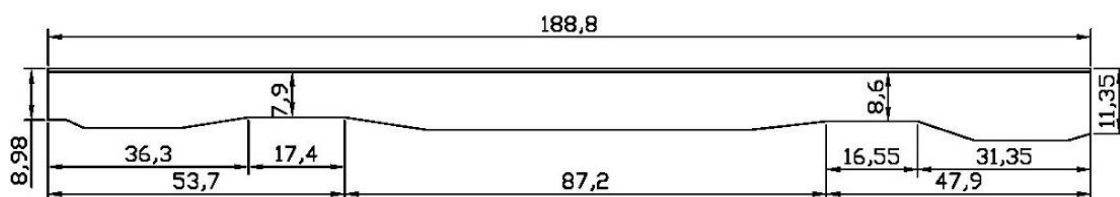
2.1 Geografisk placering

Den projekterade sträckan sträcker sig över en mindre dalgång med en väst-östlig riktning. Bron är geografiskt placerad cirka 250 meter norr om E4:an i höjd med trafikplats 128 och närmaste bebyggelse ligger 700 meter sydost om bron, se Figur 2.1. Vidare utgörs kringliggande mark av åkrar och skog.



Figur 2.1. Röd markering visar brons ungefärliga geografiska placering. I bilden syns också E4:ans trafikplats 128. Kartbild från Google Earth, hämtad 09-04-19.

Uppmätt höjddifferens mellan brons östra och västra landfäste uppgår till 0,6 meter i överkant vilket resulterar i en procentuell längsgående lutning om 0,32 %. Vidare uppmäts längddifferensen mellan respektive fäste till 188,8 meter, vilket utgör brons totala spännvidd. Den lägsta fria höjden mellan väg A (länsväg 216) och underkanten av järnvägsbrons ballastlager är 7,90 meter och mellan väg B och underkant av ballastlager 8,60 meter, se Figur 2.2.



Figur 2.2. Skiss med utplacerade mått enligt given CAD-fil.

2.2 Geotekniska förutsättningar

Ett antal geotekniska undersökningar har gjorts i anslutning till brons närområde, varav borrhål 7C7006 och 7C7007, belägna under brons centrumlinje, är av stor relevans till det planerade läget för bron. Borrhål 7C7006 är beläget mellan de två vägarna med ett ungefärligt avstånd om 41,00 meter från den östra vägbanken tillhörande väg A. Vidare är borrhål 7C7007 beläget cirka 2,00 meter från den västra vägbanken på länsväg A. Jordlagerföljderna, sett från ytan och nedåt, framgår av Figur 2.3.

7C7006		
0-0.6 m		Kohesionsjord
0.6-2.1 m		Lera
2.1-8.1 m		Kohesionsjord
8.1-13.4 m		Friktionsjord
13.4 m -> +		Berg

7C7007		
0-3.0 m		Lera
3.0-3.9 m		Kohesionsjord
3.9-22.5 m		Friktionsjord
22.5-34.9 m		Lera
34.9-35.8 m		Kohesionsjord
35.8-54.4 m		Friktionsjord

Figur 2.3. Jordlagerföljd från borrhål 7C7006 och borrhål 7C7007.

2.3 Tekniska krav

De tekniska förutsättningarna utgörs främst av Trafikverkets krav för vägar och gators utformning, brobyggande och fria utrymmen för järnväg. Kraven för brobyggande anger att utformning och dimensionering ska utföras för en livslängd på 80 eller 120 år beroende på material och avsett användningsområde (Trafikverket, 2018b). Broar avsedda för järnvägstrafik, som inte kan repareras eller bytas utan att påverka järnvägstrafiken, ska utformas för en livslängd på 120 år. Krav på maximal nedböjning för järnvägsbroar definieras enligt TRVK Bro 11 och uppgår till 1/800 av den teoretiska spännvidden för tvärled respektive längsled (Trafikverket, 2011).

2.3.1 Fria utrymmen på grund av vägbana

Under den tänkta bron finns två befintliga vägar som ställer krav på brons höjd. Enligt Trafikverkets krav för vägar och gators utformning (2015a), ska den fria höjden för en biltrafikväg inte understiga 4,7 meter. Enligt kraven för brobyggande ställs andra höjdkrav på grund av påkörningsrisken. Om den fria höjden understiger 5,20 meter, för en väg med lastbilsframkomlighet, får broöverbyggnaden inte bestå av en stål-, aluminium- eller träkonstruktion. En betongkonstruktion godkänns men måste då ha ett minsta tvärsnittsmått på mer än 0,20 meter (Trafikverket, 2018b). Den fria bredden gäller avståndet mellan körbanekant och hinder. Om pelare skulle upprättas för brokonstruktionen skall dessa vara minst 0,5 meter från vägkanten och ett vägräcke bör

installeras, för att förhindra kollision med pelare, under antagandet att bilvägen har en tillåten hastighet på mer än 60 km/h (Trafikverket, 2015c).

2.3.2 Utrymmen på grund av järnväg

För tågtrafikens jämna och tysta gång uppmanas en genomgående ballastbädd längs med hela bron. Trafikverkets handbok för broprojektering (2007) ställer krav på ett ballastdjup på minst 600 mm och inom ett avstånd på 1,65 m från spårmitt på båda sidor om spåret. Bredden på det fria rummet för normalsektionen sätts enligt BVS 1586.20, till 2550 mm från spårmitt (Trafikverket, 2015b). När det gäller järnväg på broar ska brobalkar placeras utanför normalsektionen. Undantagsvis kan det tillåtas att brokonstruktioner placeras med ett avstånd av minst 2100 mm från spårmitt, vid tillfällen då det är problematiskt att uppfylla ovan krav, dock 350 mm under RÖK. Minsta avstånd mellan respektive spårmitt för dubbelspår uppgår till 4,5 meter.

2.4 Beständighet

Kemiska och fysiska förhållanden som påverkar konstruktionens beständighet, s.k. miljöbetingelser, ska undersökas för att möjliggöra val av åtgärder för att skydda konstruktionen. I detta delkapitel beskrivs betongkonstruktioner samt stålkonstruktioner mer ingående.

Konstruktioner av betong ska utformas för en minsta avsedd teknisk livslängd enligt avsnitt 2.3. Utformningen ska enligt trafikverkets krav på brobyggande utföras så att vattenansamling på horisontella ytor samt vattenavrinning längs synliga vertikala ytor undviks (Trafikverket, 2018b). När det gäller val av dimensionerande exponeringsklasser ska den exponeringsklass som motsvarar strängaste kraven för respektive betongyta användas. Med hänsyn till korrosion av armeringen i betongen finns krav på minsta täckande betongskikt, vilket är beroende av den aktuella exponeringsklassen (Swedish Standards Institute, 2008). Dock finns enligt trafikverkets krav på brobyggnad ett tilläggskrav på ett täckande betongskikt på minst 25 mm på konstruktionsdelar med en avsedd teknisk livslängd på mer än 80 år (Trafikverket, 2018b).

Konstruktioner av stål ska utformas med korrosivitetsklass C4 eller högre enligt SS-EN ISO 12944-2 (Trafikverket, 2018b). Rostskyddande ytbehandling ska utföras enligt AMA, GBD.1. I en sluten stålkonstruktion är det tillåtet med en avfuktningssystem för att minska korrosionsrisken. I sådana fall behöver inte insidan ytbehandlas med rostskydd. Ytterligare ett alternativ är att utföra konstruktioner i rostfritt stål av typ enligt SS-EN 10088. I de fallen behövs ingen rostskyddande ytbehandling.

3 Urvalsprocess

Kriterier för framtagning av det slutgiltiga brokonceptet inkluderar estetiska och ekonomiska aspekter, produktionstid, miljö- och arbetsmiljörelaterade frågor, inspektionsmöjlighet, beräkningsbarhet, produktionsmetod samt risker. Estetik utvärderas utifrån hur gestaltningen av bron förhåller sig till de rådande förutsättningarna. Då det omkringliggande området är obebyggt anses estetiken inte vara högt prioriterad, däremot bör bron samspela med miljön runtomkring och skall med hänsyn till detta vara neutral för att inte sticka ut. Ur en säkerhetsaspekt bör även gestaltningen inte vara en distraktion för närliggande trafik. Vidare utvärderas brokoncepten med avseende på miljöfrågor utifrån utsläpp från materialframställning, byggnation och transporter. Ur en livscykel synpunkt får stål högre betyg än betong då det i hög grad är återvinningsbart. Ur ett transportperspektiv får platsbyggda stålbroar högre betyg än prefabricerade då de ofta kräver långa och tunga transporter medan platsbyggda och prefabricerade betongbroar får samma betyg eftersom betongfabrik finns i närheten av byggplatsen. I litteraturstudien i Bilaga A beskrivs de två olika byggnadsmaterialens miljöaspekter mer ingående. Vidare får betongkonstruktioner högre betyg avseende transporter än platsbyggda stålbroar då inget stålverk finns i närheten.

En svårare och mer kostsam grundläggning motiverar ökade spännvidder för att minska antalet stöd och därigenom sänka kostnaderna. Samtidigt ger längre spännvidder upphov till högre konstruktionshöjder och därmed förhöjda kostnader för överbyggnaden som bör vägas mot grundläggningskostnaderna. Enligt förutsättningarna överlagras jordlager med högre hållfasthet av måttliga mängder lera, vilket möjliggör plattgrundläggning på packad fyllning, se Bilaga A kapitel 1.2. Den relativt låga kostnaden för grundläggningsmetoden motiverar val av brokoncept med flera spann där kostnaden för grundläggningen utgör största utgiften.

Då platsgjutning i Sverige är en välbeprövad och vanlig metod ges denna metod högt betyg på produktionsmetod. Däremot ges lägre betyg på produktionstid då metoden kräver stora mängder ställningar och gjutformar vilket samtidigt drar ner betyget på ekonomi, se Bilaga A kapitel 4.1. Platsbyggnation av stålbroar ges dock lägre betyg på produktionsmetod då denna kräver stora mängder manuellt svetsningsarbete på plats. Brons närhet till E4 samt Norrköpings hamn ger goda möjligheter för byggtransporter vilket också möjliggör prefabricering, som i sin tur kan minska byggtiden. Det här innebär att prefabricering ger högre betyg på produktionstid än platsbyggnation, då mindre mängd ställningar och, beroende på material, gjutformar behöver byggas upp. Prefabricering får inledningsvis högt betyg på produktion då goda resultat kan garanteras, däremot dras detta betyg ned för betongkonstruktioner då metoden inte är lika välbeprövad i Sverige.

Arbetsmiljön varierar vid platsbyggnation och prefabricering. Platsbyggnation innebär stora mängder tillfälliga ställningar och därför krävs ett grundligt arbete med att garantera säkerheten för arbetarna samt förhindra att fordon riskerar att kollidera med ställningarna. Prefabricering innebär emellertid tunga lyft alternativt lansering av stora broelement. Då goda förutsättningar för byggnation av ställningar och gjutformar finns får platsbyggda konstruktioner högre betyg på arbetsmiljö än prefabricering. Däremot får platsbyggnation av stålbroar lägre betyg än platsbyggnation av betongbroar då de

oavsett produktionsmetod kräver tunga lyft alternativt lansering vilket kan innebära stora risker.

Det ska vara möjligt att inspektera brotyperna utvändigt och invändigt om konstruktionen så kräver. Vikten av dessa inspektioner är kopplade till förvaltningsarbetet, se Bilaga A, kapitel 5. Därför ges broar med goda inspektionsmöjligheter högt betyg på inspektionskriteriet. Vidare ges broar med färre detaljkonstruktioner, infästningar och svetsar högre betyg på underhåll. Beräkningskriteriet utvärderas utifrån komplexitet i beräkningsprocessen, vilket beror på typ av konstruktion. Koncepten analyseras i sin helhet, efter att tidigare nämnda kriterier undersökts, med avseende på den ekonomiska aspekten då denna beror av de andra kriterierna.

Risker ingår också i viktningen på sådant sätt att ett koncept som innebär färre risker föredras. Ett koncept som innefattar platsbyggnad med gjutformar utgör en risk för feldimensionering av gjutformens bärighet och risk för kollaps existerar. Vidare utgör ett koncept med pelare eller skivstöd en påkörningsrisk som innebär att den trafik som trafikerar vägarna under bron riskerar att krocka med pelare och skivstöd. Det här kan leda till att stöden förlorar sin funktion och bron måste eventuellt stängas av under reparationstiden som kan vara omfattande.

För att utvärdera koncepten på ett tydligt och konkret sätt görs en viktning av kriterierna ovan. Kriterierna viktas mot varandra med ett poängsystem som representeras av en betygsskala 1–3. Ett betyg 3 innebär att kriteriet har prioritet över jämförande kriterium, ett betyg 2 innebär att respektive kriterium bedöms likvärdigt och slutligen representerar betyget 1 att kriteriet är mindre viktigt. Kriteriets totalpoäng jämförs sedan med det totala antalet poäng vilket ger en viktningssats i procent. Jämförelsen grundas i de tekniska krav och förutsättningar som tidigare fastställts för bron samt en avvägning av vad som bör ha prioritet. Arbetsmiljö ges prioritet över alla andra kriterier och därmed högst viktning då säkerhet på arbetsplatsen måste garanteras. Inspektionsmöjligheter ställs också höga krav på för att garantera brons livslängd och prioriteras därför över alla kriterier förutom arbetsmiljö och miljöpåverkan. Även produktionsmetod ges högt betyg då flertalet kriterier beror av detta kriterium. Slutligt viktade kriterier presenteras i Figur 3.1 nedan.

Kriterie	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	Σ	Rank	Viktning
1. Arbetsmiljö		3	3	3	2	2	2	3	2	20	1	13,9%
2. Beräkningsbarhet	1		1	2	1	1	2	1	1	10	8	6,9%
3. Ekonomi	1	3		3	2	2	2	2	1	16	6	11,1%
4. Estetik	1	2	1		1	1	1	1	1	9	9	6,3%
5. Inspektion	2	3	2	3		2	2	3	2	19	3	13,2%
6. Miljö	2	3	2	3	2		2	3	2	19	4	13,2%
7. Produktionsmetod	2	2	2	3	2	2		2	2	17	5	11,8%
8. Produktionstid	1	3	2	3	1	1	2		1	14	7	9,7%
9. Risker	2	3	3	3	2	2	2	3		20	2	13,9%
										144		

Figur 3.1. Värdering av kriterier.

3.1 Brotyper som utesluts

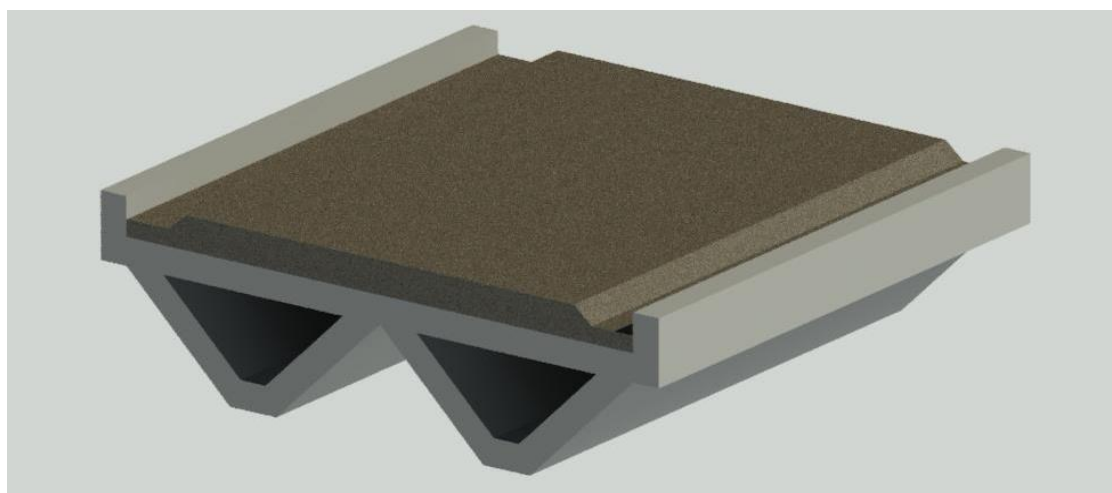
Ett antal brotyper som anses olämpliga utesluts innan brokoncept tas fram och utesluts med Bilaga A, kapitel 3 som bakgrund, där ett flertal brotyper undersöks. Uteslutna brokoncept innefattar rambroar, plattbroar, hängbroar, snedkabelbroar samt bågbroar. Då plattbroar är mer lämpliga för flerfiliga bilvägar och kortare spännvidder om 25 till 35 meter beroende på materialval, anses brotypen olämplig. Hängbroar utesluts huvudsakligen på grund av att brotypen lämpas för spännvidder över 500 meter, vilket grovt överskrider den rådande spännvidden. Vidare utesluts snedkabelbroar då de är lämpade för längre spännvidder, men även för att överbyggnaden är dimensionerande ur ett ekonomiskt perspektiv. Även bågbron utesluts då överbyggnaden utgör den största kostnaden samt att de främst byggs av estetiska skäl.

3.2 Alternativ för brokoncept

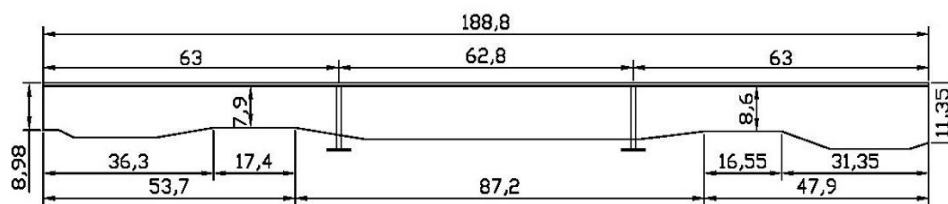
Fyra koncept anses efter första uteslutningsprocessen lämpliga enligt förutsättningarna; lådbalkbro i förspänd betong, trågbalkbro i förspänd betong, trågbalkbro i stål samt fackverksbro i stål. Utformning av brokonceptet fastställs och undersöks närmare utifrån de nio bedömningskriterierna vilket sedan ska ligga till grund för viktningen av de olika brokoncepten. Litteraturstudien i Bilaga A styrker olika antaganden som gjorts och ligger som bakgrund till konceptens preliminära utformningar.

3.2.1 Koncept 1 - Lådbalkbro i förspänd betong

Konceptet utformas i betong med primärbärverk bestående av ett förspänt dubbelt lådtvärsnitt. På det primära bärverket gjuts en överliggande betongplatta med kantbalkar, se Figur 3.1. Bron anordnas på ändstöden samt två mellanstöd utformade som skivor lokaliserade mellan de två vägarna vilket resulterar i två spann om cirka 63 meter och ett spann mellan mellanstöden på 62,8 meter, se Figur 3.2.



Figur 3.1. Tvärsnitt för lådbalkbro i förspänd betong.



Figur 3.2. Profil för koncept 1 med utplacerade stöd [m].

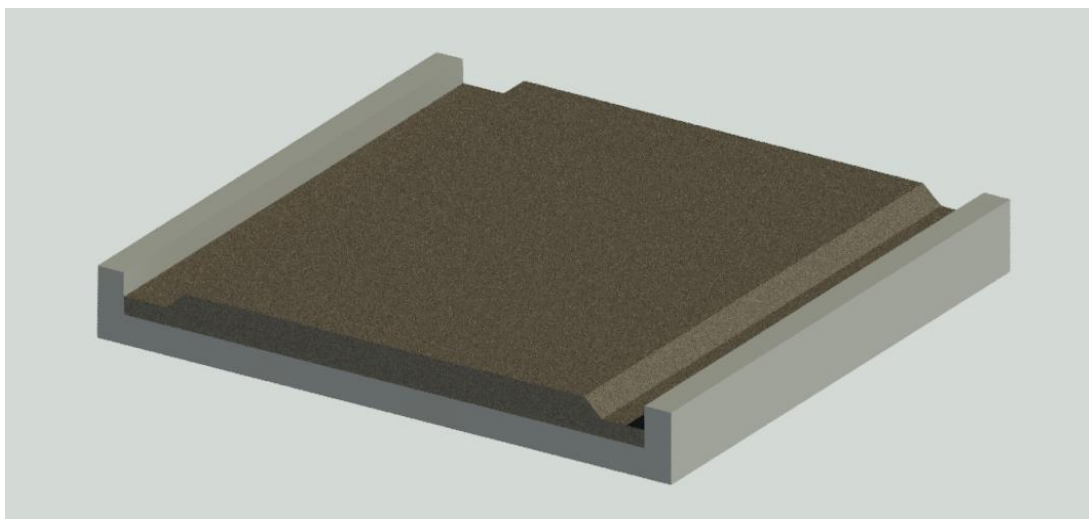
Utformningen av konceptet förskriver spännvidder upp till 65 meter vilket möjliggör att brokonstruktionen kan utformas med två mellanstöd som sänker både kostnaderna och tidsåtgången för grundläggningsarbeten, se Bilaga A, kapitel 3.3. Brons geografiska placering i nära proximitet till ett flertal betongstationer i bland annat Nyköping, Norrköping och Enstaberg skapar goda förutsättningar för platsgjutning av betongbron. Vidare är de rådande markförhållandena förhållandevis goda vilket möjliggör ställnings- och formkonstruktioner.

Till följd av tvärsnittets utformning får konceptet en hög konstruktionshöjd och en stor mängd betong och armering kommer därför att krävas. Tvärsnittets komplicerade utformning gör att konceptet har en låg beräkningsbarhet. Tillsammans med produktionsmetoden blir därmed de totala kostnaderna för bron höga. Dessutom får konceptet stor miljöpåverkan som en konsekvens av det massiva tvärsnittets stora mängder gjutformar som inte är återvinningsbara. Den höga konstruktionshöjden gör vidare att konceptet, ur ett estetiskt perspektiv, smälter in relativt dåligt i den omgivande miljön. Dessutom ställer lådtvärsnittet krav på invändigt utrymme för att möjliggöra inspektioner och underhållsarbeten, vilket ger en förhållandevis dålig arbetsmiljö för inspektörer i framtiden, se Bilaga A, kapitel 5.1.

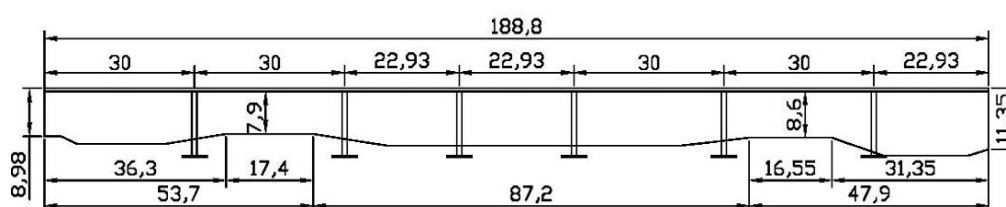
Konceptet kan medföra rasrisker vid formgjutning, ställningar samt andra tillfälliga konstruktioner om dessa ej behandlats på ett utförligt sätt, se Bilaga A, kapitel 4.1. Det tunga tvärsnittet ställer höga krav på formkonstruktionens bärighet och på grund av de längre spannen kan stödkonstruktioner behövas då riskerna för kollaps är stora. Vidare ger en produktionsmetod med efterspanning av spännarmering en risk för sprickbildning innan uppspanning.

3.2.2 Koncept 2 - Trågbalkbro i förspänd betong

Konceptet utformas som en trågbalkbro med två kantbalkar i förspänd betong med en mellanliggande betongplatta, se Figur 3.3. Möjliga spännvidder enligt Bilaga A, kapitel 3.1.1, innebär att bron anordnas på sex mellanstöd samt ändstöden vilket ger två spann om 30 meter, två spann om 22,9 meter, två spann om 30 meter samt ett spann om 22,9 meter, se Figur 3.4.



Figur 3.3. Tvärsnitt för trågbalkbro i förspänd betong.



Figur 3.4. Profil för koncept 2 med utplacerade stöd [m].

Tvärsnittets relativt okomplicerade utformning gör att konceptet har en hög beräkningsbarhet. Längderna på spannen samt utformningen av bron tvärsnitt innebär att konceptet får en låg konstruktionshöjd. Konceptet medför därför en neutral utformning som innebär att bron ur ett estetiskt perspektiv smälter in relativt bra i den omgivande miljön. Vidare medför den låga konstruktionshöjden att en förhållandevis liten mängd betong och armering krävs för konstruktionen, resulterande i en lägre kostnad samt en relativt låg miljöpåverkan.

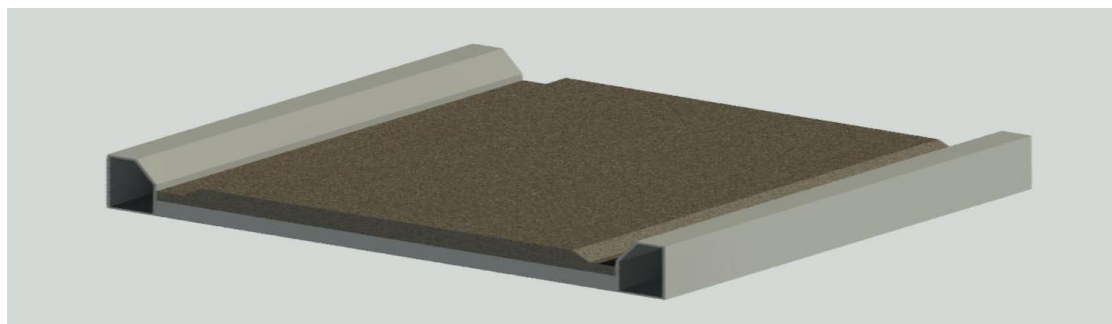
Den mest lämpliga produktionsmetoden för konceptet är platsgjutning, se Bilaga A, kapitel 4.1. Metoden ökar produktionstiden och även kostnaderna för att bygga konceptet samt miljöpåverkan till följd av material som inte är återvinningsbart från gjutformar. Inspektioner av brokonceptet är förhållandevis enkla att utföra då konceptet innebär få detaljer, däremot krävs borttagning av ballasten för en ordentlig inspektion av betongplattan, se Bilaga A, kapitel 5.1.

Då detta är en platsbyggd bro kommer platsgjutning med gjutformar vara aktuellt och risk för kollaps på grund av betongens egenvikt är befintlig. Däremot är spännvidderna betydligt kortare än för det första konceptet men risken kvarstår. Även för detta koncept är påkörningsrisken av brostöd väsentlig. Vidare ger produktionsmetoden med efterspanning samma risker som för koncept 1. Det finns även ett behov av ställningar för detta koncept, vilket medför både rasrisker och påkörningsrisker från biltrafiken.

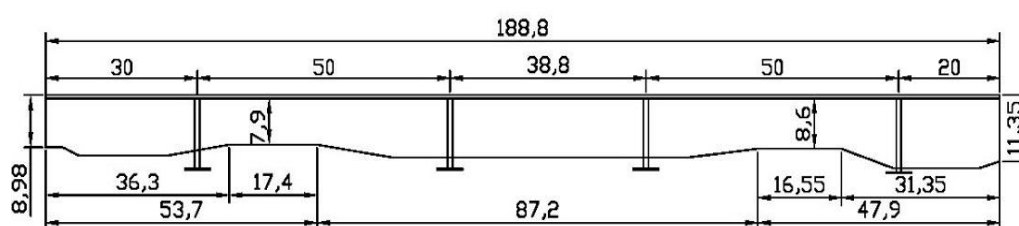
3.2.3 Koncept 3 - Trågbalkbro i stål

Konceptet utformas som en trågbalkbro i stål, med kantbalkar av stål och en mellanliggande stålplatta, se Figur 3.5. Valet av konstruktionsmaterial för brotypen ger upphov till spännvidder

om upp till 50 meter, se Bilaga A, kapitel 3.1.2. Vägarnas placering möjliggör att bron kan anläggas på fyra mellanstöd, se Figur 3.6.



Figur 3.5. Tvärsnitt för trågbalkbro i stål.



Figur 3.6. Profil för koncept 3 med utplacerade stöd [m].

Beräkningsmässigt medför tvärsnittets relativt enkla utformning att konceptet har en god beräkningsbarhet. Utformningen av bronns tvärsnitt innebär också att konceptet får en låg konstruktionshöjd. Estetiskt sett är därför denna utformning av bro relativt bra anpassad till den omgivande miljön då den inte är utstickande. Utformningen medför också att materialåtgången blir relativt liten, vilket resulterar i lägre miljöpåverkan samt en lägre produktionskostnad.

Ballastfyllning försvårar möjligheterna för inspektioner, underhåll av svetsar och andra komponenter av bron, då ballasten behöver avlägsnas vid en inspektion, se Bilaga A, kapitel 5.1. Vid produktion av prefabricerad trågbalkbro i stål ska överkonstruktionen transporteras till byggarbetsplatsen och sedan svetsas ihop med resterande brodelar, se Bilaga A, kapitel 4.2. Att överelementet är prefabricerat innebär att produktionstiden minskar då ställningar och formgjutningar inte behöver bygga upp och sedan tas ner. Andra risker med detta koncept är diverse olyckor i samband med monteringen av stålkonstruktionen då stödkonstruktioner behövs under tiden svetsning pågår. Alltså finns både rasrisk på grund av stålets belastning samt påkörning från biltrafiken.

3.2.4 Koncept 4 - Fackverksbro i stål

Konceptet utformas med ett primärbärverk bestående av ett stålfackverk, samt ett sekundärbärverk bestående av ett tråg utförd i platsgjuten betong, se Figur 3.7. Överbyggnaden anordnas på samma sätt som konceptet med lådbalkbro i betong, det vill säga två mellanstöd lokaliserade mellan de två vägarna, se Figur 3.2.



Figur 3.7. Tvärsnitt för fackverksbro.

Tvärsnittets utformning anses ha en god beräkningsbarhet. Primärbärverket prefabriceras och stålfackverkselement lyfts på plats med lyftkran för att sedan sammansvetsas med resterande broelement, se Bilaga A, kapitel 4.2. Goda transportmöjligheter av elementen till byggsplatsen finns via närliggande E4 samt på pråm till hamnen i Norrköping. Produktionsmetoden för brokonceptet innebär ett relativt lågt behov av temporära ställningskonstruktioner, vilket minskar risken för arbetsskador relaterade till vanligt förekommande ställningsolyckor. Möjligheten till prefabricering av stora delar av brokonstruktionen minimerar produktionstid.

Brokonceptets primärbärverk ställer krav på en relativt stor mängd stålmaterial, vilket betraktas vara både ekonomiskt och miljömässigt ohållbart. Valet av konstruktionsmaterial anses dock förhållandevis mer miljövänligt än betong då konstruktionsstålet har möjlighet att återvinnas efter rivning. Utformningen av brotypens primärbärverk är inte diskret ur ett estetiskt perspektiv då den höga konstruktionshöjden innebär att konceptet inte smälter in i den omgivande miljön. Inspektion av fackverksbron anses vara komplicerad eftersom det är många ingående komponenter som ska kontrolleras samt att arbetet utförs på en hög höjd, se Bilaga A, kapitel 5.1. Många knutpunkter leder till många skruvförband och därav mer underhåll.

För detta koncept, med en prefabricerad konstruktion, krävs inga gjutformar och därför finns ingen risk för gjutformskollaps. Däremot kan ställningar behövas för svetsarbeten, vilket på grund av vägtrafiken innebär en påkörningsrisk som kan resultera i ställningsras. Då konstruktionsdelarna måste lyftas på plats är det viktigt att de lyftanordningar som används är ordentligt säkrade. Även placering av lyftöglor och krokars placering i konstruktionen bör kontrolleras så att inga delar ger vika och bucklar eller går av. Risken för att konstruktionen havererar vid lyft finns och kan medföra förseningar, ekonomiska konsekvenser men framförallt allvarliga olyckor.

3.3 Utvärdering av brokoncept

I Figur 3.8 nedan betygsätts varje koncept utifrån hur väl de uppfyller de framtagna kriterierna. Ett viktat betyg för varje koncept och kriterium tas fram genom att multiplicera betyget med kriteriets viktningssfaktor. Summan av de viktade betygen för respektive koncept jämförs och konceptet med högst betyg anses mest lämpat enligt förutsättningarna.

	Lådbalkbro i förspänd betong		Trågbalkbro i förspänd betong		Trågbalkbro i stål		Fackverksbro i stål	
Kriterie	Betyg	Viktat betyg	Betyg	Viktat betyg	Betyg	Viktat betyg	Betyg	Viktat betyg
1. Arbetsmiljö	3	0,42	4	0,56	4	0,56	3	0,42
2. Beräkningsbarhet	3	0,21	4	0,28	4	0,28	3	0,21
3. Ekonomi	3	0,33	4	0,44	4	0,44	3	0,33
4. Estetik	3	0,19	5	0,31	5	0,31	2	0,13
5. Inspektion	5	0,66	5	0,66	3	0,40	2	0,26
6. Miljö	2	0,26	3	0,40	3	0,40	2	0,26
7. Produktionsmetod	4	0,47	5	0,59	4	0,47	3	0,35
8. Produktionstid	3	0,29	3	0,29	5	0,49	4	0,39
9. Risker	2	0,28	2	0,28	3	0,42	3	0,42
		3,11		3,81		3,76		2,77

Figur 3.8. Utvärdering av varje brokoncept.

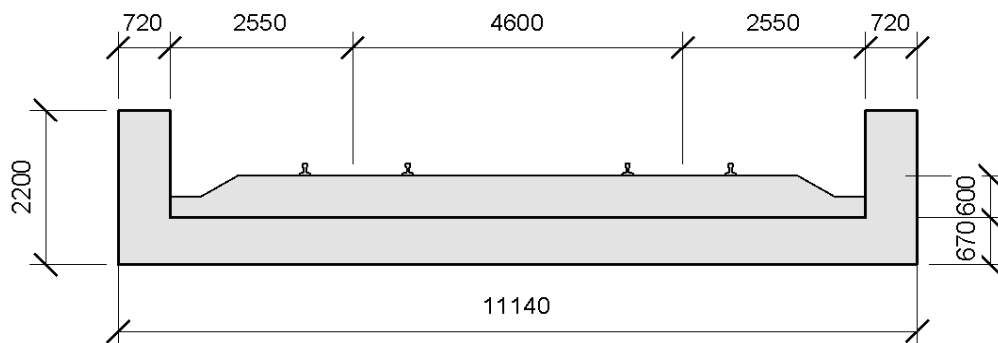
Summering av kriterierna ger att konceptet med en trågbalkbro i förspänd betong lämpar sig bäst. Konceptet fick högt betyg i estetik då det smälter in i omgivningen med ett relativt litet tvärsnitt och därför lämpar sig bättre för den aktuella platsen. Konceptet fick betyget fyra i ekonomi då det mindre tvärsnittet medför mindre materialåtgång men dras ned från femma då konceptet kräver flertalet mellanstöd och därmed innebär en dyrare grundläggning än andra koncept. Ekonomikriteriet har dock varit svårt att betygsätta då jämförelse av grundläggningskostnader mot överbyggnadskostnader och spännvidder är komplicerade utan erfarenhet. Ur inspektion- och underhållsaspekter anses trågbalkbron väl lämpad då inspektioner inte kräver höga höjder eller inspektion av många detaljer och därför får konceptet betyget fem. Vidare anses beräkningar för en trågbalkbro vara relativt okomplicerade och konceptet får därför betyget fyra.

4 Slutgiltigt brokoncept

I det här kapitlet beskrivs det slutliga brokonceptet i detalj angående överbyggnad, underbyggnad och grundläggning, brodetaljer, produktion samt förvaltning.

4.1 Överbyggnad

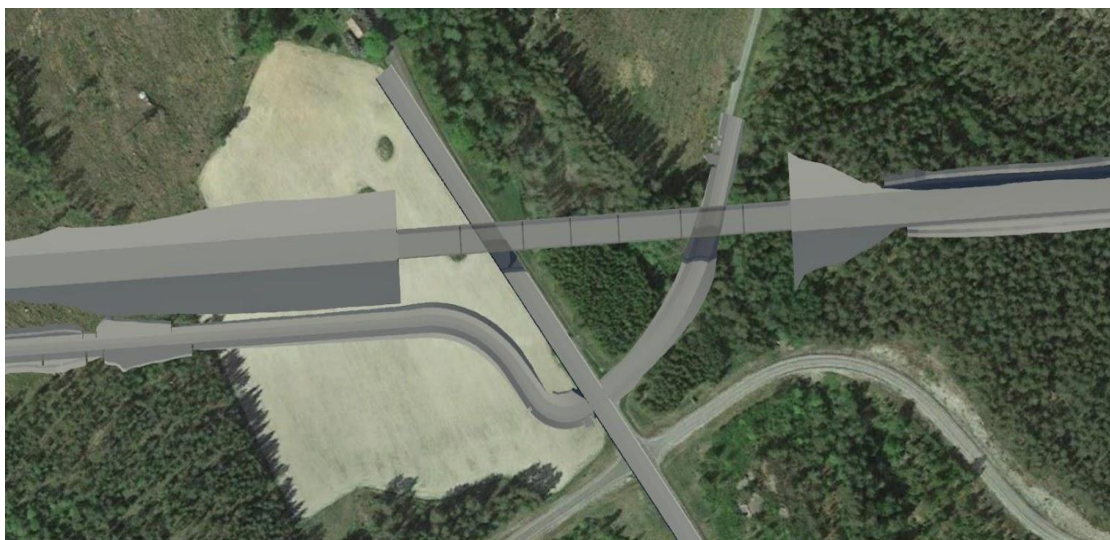
Primärbärverkets tvärsnitt utgörs av kantbalkar i förspänd betong samt en mellanliggande betongplatta. Överbyggnadens verkningssätt innefattar upptagandet av vertikala laster och omfördelning av dessa från betongplatta till respektive kantbalk. Ballast anläggs ovanpå betongplattan med kravställda djup om 0,6 meter till en bredd om 1,65 meter från respektive spårmittpunkt, se Figur 4.1. Järnvägsspår installeras i samband med järnvägsslipers av betong som bland annat fördelar tåglast samt förstyrkar och säkerställer bestämd spårvidd. Utformningen av bärverket medför en relativt låg konstruktionshöjd vilket tillfredsställer gruppens ställda krav gällande broestetik. För att uppfylla krav angående fria utrymmen på broplattan med hänsyn till dubbelspårig järnvägsbro, enligt kapitel 2.3.2, fastställs en total brobredd om 11,14 meter. Tvärsnittshöjd samt bredd på kantbalkar itereras under preliminär dimensionering med hänsyn till ett flertal kontroller, därav bland annat momentkapacitet och förspänningskraft.



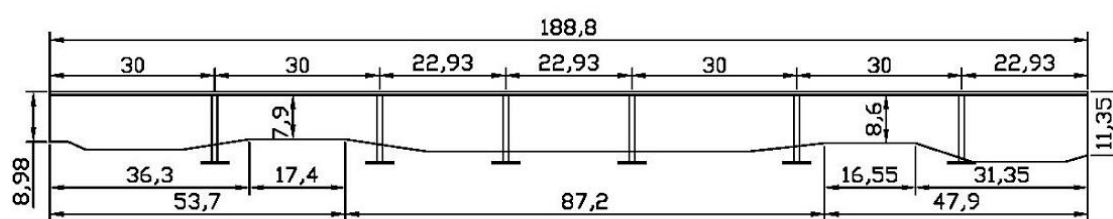
Figur 4.1. Tvärsnitt för trågbalkbro i förspänd betong [mm].

4.2 Underbyggnad & Grundläggning

Primärbärverkets utgörande av ett betongtråg anordnas kontinuerligt på sex skivstöd med uppskattad tjocklek om 800 mm. Mellanstödens oregelbundna placering är anpassade till brotypens begränsade spännvidd samt underliggande trafikvägar och utformningen av stöden minskar risken för allvarliga skador om påkörning av stöd skulle inträffa. Rådande spännvidder och placering av mellanstöd illustreras i Figur 4.3 nedan samt i Figur 4.2 visas en mer tydlig placering av stöden i förhållande till vägarna.

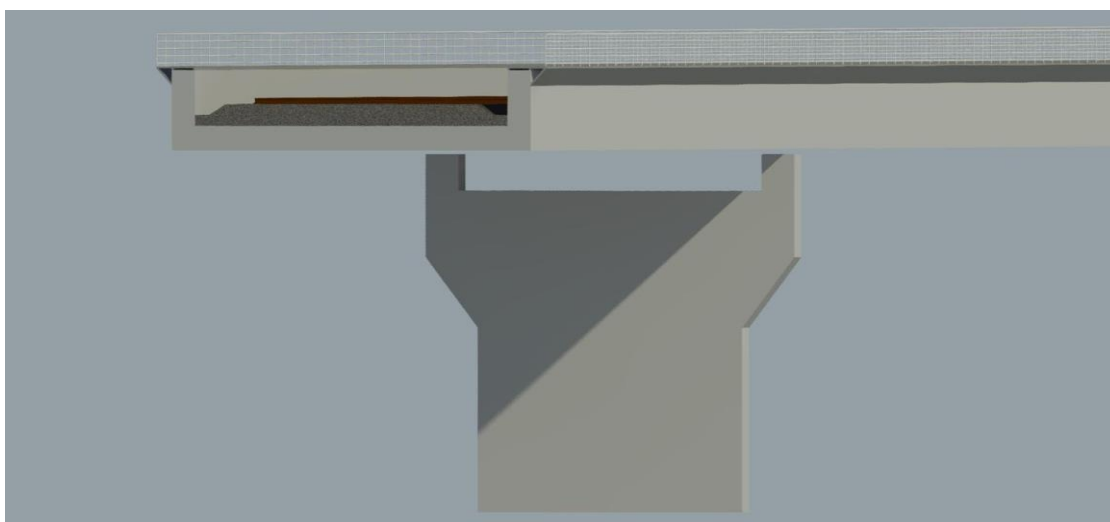


Figur 4.2. Planvy över den planerade trågbalkbron.



Figur 4.3. Stödplacering för slutgiltigt brokoncept [m].

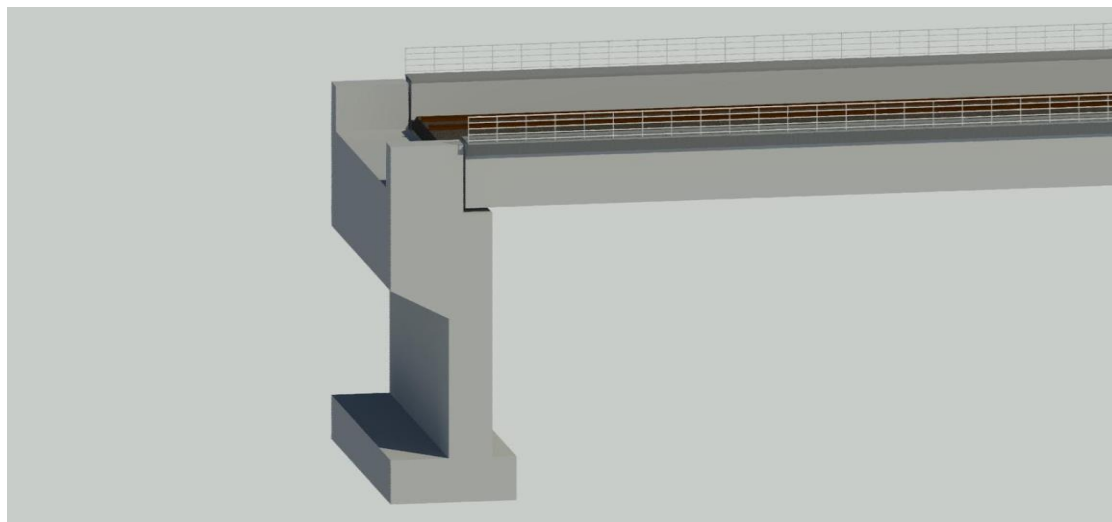
För att möjliggöra inspektion och eventuella byten av brolager lämnas ett uppskattat fritt utrymme om 1 meter under en partiell del av betongplattan, se Figur 4.4. Ytterligare ett fritt utrymme om 100–300 mm krävs mellan skivstöd och underkant betongplatta på grund av tillkommen höjd från valda brolager. Längden av samtliga mellanstöd dimensioneras med hänsyn till överbyggnadens bredd och förlängs 150 mm i respektive led för att främja en god fördelning av last från brolager och därmed minimera risken för uppspjälkning samt uppsprickning av betongen.



Figur 4.4. Utformning av skivstöd.

Grundläggningsmetod för brokonceptets skivstöd utgörs av platta på packad fyllning. Val av grundläggningsmetod motiveras av rådande markförhållanden, se kapitel 2.2. Ytterligare motiv till vald grundläggningsmetod utgörs av det relativt höga antalet mellanstöd för konceptet vilket efterfrågar en billig och snabb grundläggningsprocess.

Brons ändstöd utformas som fristående landfästen, se Bilaga A, kapitel 1.3.1, och sammankopplar överbyggnaden med konstgjorda vägbankar på vardera sida av bron. Geotekniska data för båda vägbankar saknas och ytterligare undersökningar krävs för att kunna fastställa detaljer angående respektive landfäste. Preliminärt antas en lutning om 1:2 för samtliga sluttningar på vardera vägbanken vilket möjliggör en inledande utformning av båda landfästen anpassad till antagandet, se Figur 4.5.

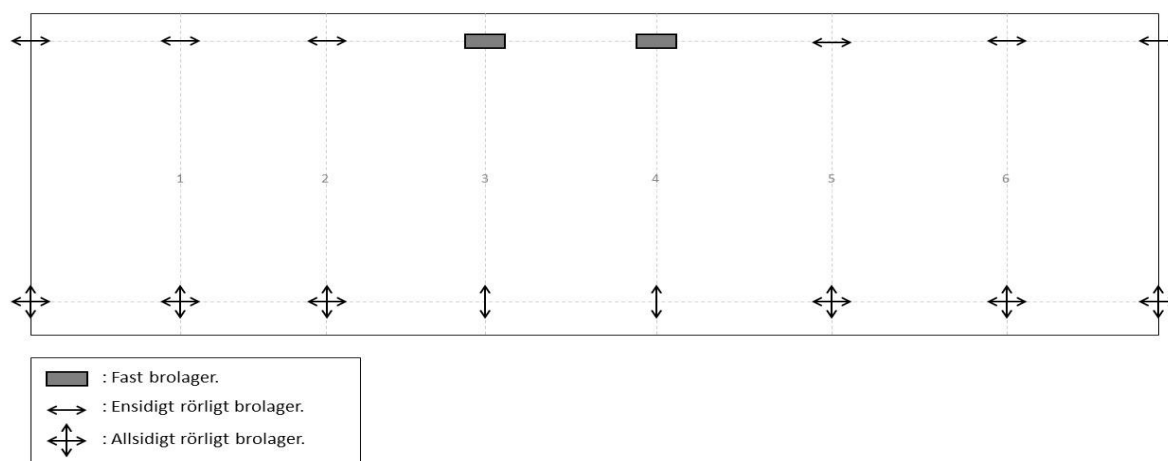


Figur 4.5. Utformning av ändstöd.

4.3 Brodetaljer

Ytterligare analys och planering av det slutliga brokonceptet innefattar utformning och val av brodetaljer. Speciella åtgärder krävs vid utformning av överbyggnadens tvärsnitt för att möjliggöra en godtycklig vattenavrinning på bron. Med hänsyn till ställda krav på en procentuell lutning om 2 % planeras en bombering av tvärsnittet i tvärled. Brons längsgående lutning innefattas av höjdskillnaden mellan respektive ändstöd om 0,6 meter. Höjdskillnaderna i både längs- och tvärled tillåter vattnet att rinna till lågpunkter vid samtliga skivstöd placerade på vardera kanten av tvärsnittet där dräneringsrör och brunnar installeras.

Trågbalkbrons bärverk behöver ges möjlighet till rörelse i både längs- och tvärled på grund av expansion orsakad av temperaturvariationer (Trafikverket, 2018a). Med avsikt att undvika tvångsspänningar i broplattan och samtidigt motverka skadliga rörelser krävs noga utplacerade brolager med varierande rörelsemöjligheter. Eftersom överbyggnaden spänner över ett flertal spann motiveras valet av fasta lager vid mellanstöd, och på grund av det relativt långa brospannet förmodas ett krav om två fasta brolager med hänsyn till rimlig rörelselängd. För att minimera tvångskrafter mellan skivstöd prefereras placering av fasta lager i nära proximitet av varandra på mellanstödstöd 3 och 4 enligt Figur 4.6.



Figur 4.6. Placering av fasta, ensidigt rörliga och allsidigt rörliga brolager på brokoncept.

För att överbyggnaden av bron samt järnvägsrälsen ska ha möjligheter för rörelser vid temperaturskillnader används övergångskonstruktioner placerade vid övergång mellan landfäste och bro. Expansionen av överbyggnad och räls kan förmodas till ungefär 100 mm för en brotyp av liknande längd, enligt Joosef Leppänen (Personlig kommunikation, 2: a maj 2019). Vid rörelser större än 80 mm anordnas övergångskonstruktioner utan genomgående ballast med vertikala avskärmande plåtar placerade vinkelrätt mot spåret i samband med en dilatationanordning i spåret (Trafikverket, 2018a).

För att hantera risk för eventuell evakuering av tåg på brokonstruktionen placeras gallerplåt med en bredd om 1,2 meter på vardera sida av primärbärverket. Sidoräcken installeras ovanpå gallerplåten för att möjliggöra att människor kan beträda bron vid avbrott samt evakuering (Trafikverket, 2018a). Räcket medför ytterligare säkerhet vid underhåll och inspektion av brokonstruktionen.

4.4 Produktion

Konstruktionsfasen av det slutliga brokonceptet påbörjas med samtliga markarbeten. Arbetet innefattar bortschaktning av lermassor av en mäktighet om 2 till 3 meter för att möjliggöra valet av grundläggningsmetod; platta på packad fyllning. Fyllnadsmaterial fraktas till konstruktionsplats för ifyllnad av respektive schakt och ovanpå det utplacerade fyllnadsmaterialet kan sedan gjutning av samtliga betongplattor påbörjas. Förberedelser inför produktion av samtliga brostöd utförs genom bland annat upprätthållning av temporära ställningskonstruktioner och gjutformar. Val av gjutmetod för samtliga skivstöd utgörs av etappvis gjutning med klätterform. Metoden undviker en kontinuerlig gjutningsprocess, vilket anses känsligt för diverse störningar. Åtgärder bestående av fallskydd tas för att minimera risker för fall vid arbete på hög höjd. För att uppfylla krav på tjälsäkert djup placeras dessutom jordmaterial, efter färdigställande av mellanstöden, över respektive gjutna betongplattor. Parallellt med konstruktion av mellanstöd förbereds och färdigställs arbete av respektive landfäste med liknande metod.

Gjutformar och temporära ställningar byggs upp och förbereds med armering för gjutning av betongtråget samtidigt som nödvändiga åtgärder tas för att minimera risk för ställningsrelaterade olyckor. Injektionsrör installeras och spännarmering placeras inuti rören i samband med diverse förberedelser för att möjliggöra efterspanning av primärbärverket.

Efterspänning av primärbärverket sker över hela brospannet genom installation av aktiva ankare på vardera sida av brokonstruktionen. Metoden utgörs av att växelvis spänna från ena ankaret medan det andra är låst. Brokonstruktionens primärbärverk, utfört som ett förspänt betongtråg, kräver etappvis gjutning på grund av det relativt långa brospannet. För att minimera produktionstid av primärbärverk gjuts ett antal om fyra spann i gjutfas 1, följt av gjutning mellan kvarstående spann i gjutfas 2.

Under gjutning av spann ovan länsväg 216 krävs en temporär avstängning av genomgående trafik. För att möjliggöra genompassering planeras en tillfällig grusväg som leder trafiken under ett färdigställt brospann. Detaljarbeten innefattar bland annat installation och utplacering av dräneringsrör för vattenföring samt broräcken och stålplåt för möjliggörandet av eventuell evakuering från tåg. Ballast placeras ovanpå betongplattan och slipers respektive tågräls anläggs därefter.

4.5 Förvaltning

Samtliga bärande delar av brokonceptet utgörs av konstruktionsmaterialet betong, vilket ställer materialspecifika krav vid förvaltning och inspektion, se Bilaga A, kapitel 5.2.1. Inspektioner av sprickbildning i betongen sker regelbundet. För att möjliggöra inspektion av betongskikt på överbyggnad måste en del av ballastfyllningen på betongplattan avlägsnas temporärt. Ytterligare inspektion samt underhåll krävs av bland annat kantbalkar, broräcken, gallerplåt och brolager.

5 Dimensioneringsförutsättningar

Dimensioneringsförutsättningar för slutligt brokoncept innefattar rådande förutsättningar, antaganden samt last- och beräkningsmodeller för preliminär dimensionering av vald brokonstruktion. I kapitlet presenteras en ingående beskrivning av beräkningsmodell, permanenta och variabla laster, lastkombinering, exponeringsklass och täckande betongskikt.

5.1 Beräkningsmodell

Beräkningsmodellen vid längsgående beräkningar är en fritt upplagd kontinuerlig balk på åtta stöd, modellerad i 2D. Trots de fasta brolagernas placering i kapitel 4.3.2, modelleras bron vid beräkning av resulterande moment och tvärkraft med det västra stödet låst i vertikal- och horisontalled och övriga stöd låsta endast i vertikalled, se Figur 5.1. Det här är en förenkling då tvångskrafter ej kontrolleras i de preliminära beräkningarna och mer representativa resultat erhålls med denna modell.



Figur 5.1. Beräkningsmodell av bron i längsled [mm].

Vid beräkning av dimensionerande moment i tvärled görs antagandet att plattan är fritt upplagd och modelleras i 2D, där last från tåg placeras vid rälerarnas positioner. I verkligheten är randvillkoren för plattan någonstans mellan fritt upplagd och fast inspänd i kantbalkarna. Viss hänsyn tas till detta genom att teoretiskt förlänga plattan med halva kantbalkens bredd på vardera sida. Beräkning av resulterande moment och tvärkraft genomförs med beräkningsmodell enligt Figur 5.2. Beräkningarna genomförs med hänsyn till en tolerans på spårplacering på 0,1 meter vilket resulterar i tre olika beräkningsfall; båda spåren förskjuts mot en kantbalk, spåren förskjuts utåt mot respektive kantbalk, båda spåren förskjuts mot mitten.



Figur 5.2. Beräkningsmodell av bron i tvärled.

5.2 Permanenta laster

Permanent laster för en dubbelspårig järnvägsbro innefattar sammanlagd egentyngd från överbyggnad, vilket utgörs av betong, beläggning samt räls, räck och säkerhetsgång. Respektive egenvikt presenteras i Tabell 5.1. Eftersom valt brokoncept

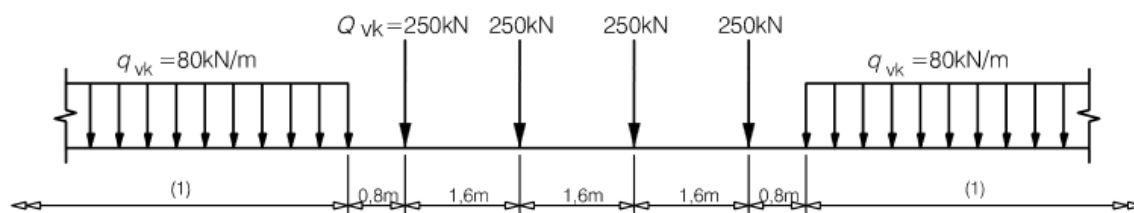
utförs i förspänd betong tillkommer även spännkrafter som medför normalkraft i betongen samt moment om det finns excentricitet. Vid den preliminära dimensioneringen av bärverket tas ingen hänsyn till långtidseffekter såsom bland annat krympning och krypning.

Tabell 5.1. Tungheter för de permanenta lasterna som verkar på bron. (Leppänen, Personlig kommunikation, 24:e februari 2019).

Typ	Tunghet	Beskrivning
Ballast	20 kN/m ³	Ballastens tunghet beror på volymen ballast i tråget.
Armerad betong	25 kN/m ³	-
Räl	0.5 kN/m	Tunghet för endast en räl, två spår ger således fyra räler.
Räcke + säkerhetsgång	1 kN/m	Räcke samt säkerhetsanordning för utrymning. Bron har ett räcke på vardera sida.

5.3 Variabla laster

Relevanta variabla laster enligt gällande regler för nybyggnation av järnvägsbroar utgörs av tåglast, utmattningslast, broms- och accelerationskraft, sidokraft, last från renhållningsfordon, last från utryckningsfordon, snölast, kraft från temperaturändring, vindlast och lufttryck, last på inspektionsbrygga, last från arbetsfordon, last från övergångskonstruktion, olikformig last, last på räcke samt last på lådbotten (Trafikverket, 2002). Dessa laster betraktas var för sig som en last. Vid preliminär dimensionering undersöks endast inverkan av tåglast enligt lastmodell 71 (SIS, 2010) på båda spåren, se Figur 5.3.



Figur 5.3. Fördelning av variabla laster enligt lastmodell 71, SS-EN 1991-2 (SIS, 2010).

Lasterna i Lastmodell 71 utgörs av fyra axellaster, Q_{vk} , samt oändligt långa utbredda laster, q_{vk} . Grundvärdet på axellasterna och på de utbredda lasterna multipliceras med en faktor, α , som tar hänsyn till om järnvägstrafiken är tyngre eller lättare än normalfall. För att undvika att andra lastmodeller ska bli dimensionerande används i Sverige det

högsta faktorvärdet, det vill säga 1,46, vid dimensionering av järnvägsbroar avsedda för tung massgodstrafik. I övriga fall det näst högsta värdet 1,33 (Trafikverket, 2008). Ostlänken är ej avsedd för tung massgodstrafik och därmed används vid dimensionering värdet 1,33.

5.4 Lastkombinering

Lastkombinering vid dimensionering av brokonstruktionen sker enligt SS-EN 1990, uttryck 6.10a samt 6.10b och 6.14b, 6.15b samt 6.16b, se Bilaga C, kapitel 1. Vid dimensionering i brottgränstillstånd beräknas resulterande moment och tvärkraft utifrån minst gynnsamma fall av ekvation 6.10a och 6.10b. Vid dimensionering i bruksgränstillstånd kontrolleras ekvationerna 6.14b, 6.15b samt 6.16b.

5.5 Exponeringsklasser

Exponeringsklasser för respektive konstruktionsdel fastställs enligt Eurocode SS-EN 1992-1-1:2005. De vertikala mellanstöden, utformade som skivstöd, saknar skydd mot regn och kommer därmed att utsättas av cykliska uppfuktning- och torkningsperioder. Fukt ger även upphov till angrepp av frysning samt tining vilket kan resultera i frostsprängning av det skyddande betongskiktet. Fyra av mellanstöden är belägna i nära proximitet av väg 216 samt servicevägen och kan därmed utsättas av stänk av klorider under vinterperiod då vägarna saltas vilket exponerar det täckande betongskiktet för risk av kloridinträngning. Skivstödens exponeringsklasser innefattar därmed XC4, XF1 samt XD3, se Tabell 5.2.

Kantbalkarna saknar skydd mot regn liknande brokonstruktionens skivstöd. Med hänsyn till detta kommer de vertikala betongskikten att utsättas för cykliska uppfuktning- och torkningsperioder. Angrepp av frysning samt tining på vertikal betongyta utgör exponeringsklass XF1. Kantbalkens exponeringsklasser utgörs därmed med hänsyn till resonemang ovan av XC4 samt XF1. Betongplattan kommer att utsättas för regn, vilket medför cyklisk uppfuktning samt torkning av betongskiktet. Uppfuktning av horisontell betongyta medför samtidigt angrepp av frysning/ting. Betongplattans dimensionerande exponeringsklasser innefattas därmed av XC4 samt XF3, se Tabell 5.2.

Tabell 5.2. Framtagen exponeringsklass och vald betong för respektive broelement.

Konstruktionsdel	Dimensionerande exponeringsklass	Lägsta krav på hållfasthetsklass för betong
Skivstöd	XD3	C35/45
Kantbalkar	XC4/XF1	C30/37
Betongplatta	XC4/XF3	C30/37

5.6 Minsta täckande betongskikt

Minsta täckande betongskikt bestäms med hänsyn till dimensionerande exponeringsklass för respektive konstruktionssektion, se tabell i Bilaga B, sida 20. Vid preliminär dimensionering tas endast hänsyn till överbyggnaden där dimensionerande exponeringsklass är XC4. Livslängden för brokonstruktionen uppgår till 120 år vilket innebär livslängdsklass L100. Uppskattat minsta täckande betongskikt med hänsyn till korrosionsrisk på armering, $c_{min,dur}$, är därmed 25 mm. Vidare är minsta täckande betongskikt med hänsyn till armeringens vidhäftning, $c_{min,b}$, ekvivalent med ytterdiametern på ursparningsröret för förspänningen. Det minsta täckande betongskiktet väljs till det maximala av dessa värden, men minst 10 mm. Utifrån det minsta täckande betongskiktet fås ett nominellt värde för täckande betongskikt där en nationell toleransparameter om 10 mm adderas till det minsta täckande betongskiktet.

6 Beräkningar & resultat

Dimensioneringsprocessen är en iterativ process där resulterande moment, tvärkraft, tvärsnitt och erforderade mängder armering itereras fram med hänsyn till ett antal olika krav. Beräkningar och kontroller har gjorts på förspänningskablar i kantbalkar, erforderade mängder slak- och tvärkraftsarmering för brons längsled och tvärled, momentkapacitet i brottgränstillstånd i brons längsled och tvärled, uppsprickningsgräns i plattan samt nedböjning i brottgränstillstånd i både längs- och tvärled. Ekvationer som används vid beräkningar återges i Bilaga C.

6.1 Resulterande moment i längsled

Dimensionerande moment beräknas utifrån värsta placering av laster på bron. Eftersom tvärsnittet är symmetriskt görs beräkningar för halva tvärsnittet, vilket förenklar vidare dimensioneringsberäkningar. Beräkningarna i detta kapitel redovisas i Bilaga D.

6.1.1 Beräkning av lasteffekt

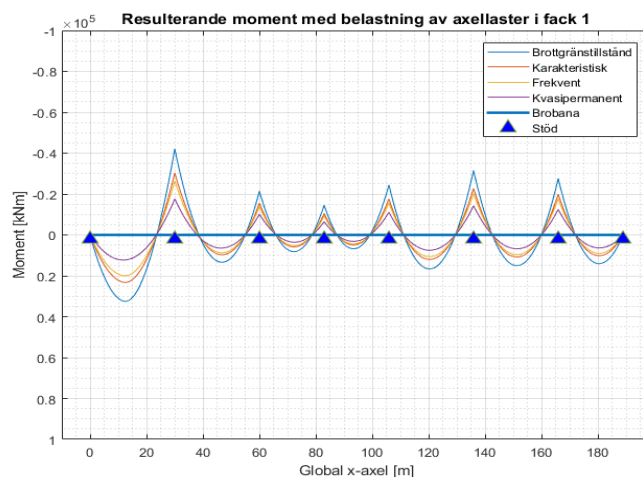
Den total lasteffekten av egentyngder från betong, ballast och detaljer kombineras enligt tungheterna angivna i kapitel 5.2. Vidare beräknas lasteffekter från variabla laster enligt kapitel 5.3. En sammanställning av lasterna redovisas i Tabell 6.1 nedan. Resulterande lasteffekt beräknas sedan för respektive lastkombination enligt kapitel 5.4, se Bilaga C. Lasteffekterna används sedan för att beräkna dimensionerande moment.

Tabell 6.1. Sammanställning av laster.

Last	Storlek	Enhet
Egentyngd - ballast	112.2	kN/m
Egentyngd - betong	241.7	kN/m
Egentyngd - Räls och räcke	4	kN/m
Jämnt utbredd last	212.8	kN/m
Axellast	665	kN

6.1.2 Beräkning av moment

Beräkningar av resulterande moment genomförs med uppställd beräkningsmodell enligt kapitel 5.1. Beräkningarna upprepas sedan med belastning av axellaster i olika spann för att avgöra dimensionerande fall, vilket ger att största fält- och stödmoment fås vid belastning av axellaster i fack 1. Momentdiagram för värsta belastningsfall, i fack 1, för respektive lastkombination visas i Figur 6.1 nedan.



Figur 6.1. Diagram av resulterande moment med belastning av axellaster i fack 1.

6.1.3 Stödreaktioner

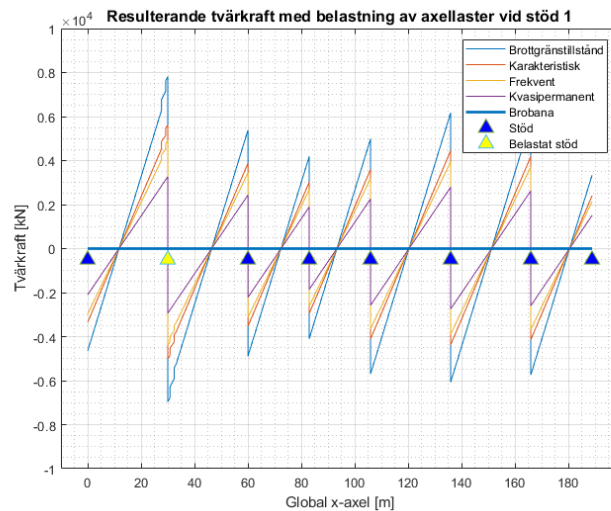
Resulterande vertikala upplagskrafter i stöd beräknas för de fyra lastfallen. Vidare kontrolleras att ingen stödreaktion är negativ för att kontrollera att det inte blir lyft i lagren. Kontrollen är godkänd för värsta belastningsfall i alla spann och ytterligare beräkningar anses ej nödvändiga, se Bilaga D.

6.2 Tvärkraft

Resulterande tvärkraft beräknas enligt samma förutsättningar som för resulterande moment, se kapitel 6.1. Beräkningarna i detta kapitel redovisas i Bilaga F.

6.2.1 Beräkning av tvärkraft

Beräkningar av resulterande tvärkraft genomförs med uppställd beräkningsmodell enligt kapitel 5.1. Beräkningarna upprepas sedan med belastning av axellaster vid olika stöd för att avgöra dimensionerande fall, vilket ger att största tvärkraft fås vid belastning av axellaster vid första mittstödet. Tvärkraftsdiagram vid belastning vid stöd 1 för respektive lastfall visas i Figur 6.2.



Figur 6.2. Diagram av resulterande tvärkraft med belastning av axellaster vid mittstöd 1.

6.3 Tvärsnitt - längsled

Beräkningar av erforderad spännarmering och uppspänningskraft, erforderad mängd slakarmering och tvärkraftsarmering, beräkning och kontroll av momentkapacitet i brottgränstillstånd samt nedböjning i bruksgränstillstånd utförs i Bilaga E. Beräkningar sker baserat på beräknade dimensionerande moment enligt kapitel 6.1.

6.3.1 Medverkande bredd och tvärsnittskonstanter

För både fält- och stödsnitt beräknas medverkande flänsbredd, b_{eff} , och avstånd mellan momentnollpunkter uppskattas genom avläsning av momentdiagrammet i kapitel 6.1.2. I fältsnitt beräknas sedan tyngdpunkt, x_{tp} , från ovankant och därefter medverkande betongarea samt effektivt yttroghetsmoment. Motsvarande beräkningar utförs vid stödsnitt från underkant. För både fält- och stödsnitt är kravet på medverkande flänsbredd uppfyllt och slutligt itererade tvärsnittskonstanter presenteras i Tabell 6.2.

Tabell 6.2. Tvärsnittskonstanter och medverkande flänsbredd.

	Medverkande flänsbredd [m]	Tyngdpunkt [m]	Effektivarea [m ²]	Effektivt yttroghetsmoment [m ⁴]
Fältsnitt	4,06	1,50	3,34	1,27
Stödsnitt	3,22	0,71	3,26	0,60

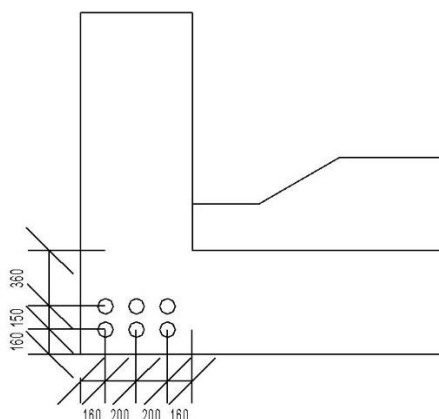
6.3.2 Uppskattning av tvångsmoment

Förspänning ger upphov till momentomlagring resulterande i tvångsmoment vilket förenklat tas hänsyn till genom att reducera dimensionerande moment i stödsnitt med hälften samt addera detta till dimensionerande moment i fältsnitt. Beräkning av exakta tvångsmoment för att optimera konceptet i den preliminära dimensioneringen utförs ej.

6.3.3 Dimensionering av spännkablar

Vid dimensionering av spännkablar beräknas övre och undre gräns på erforderad spännkraft genom att först anta maximalt möjlig excentricitet på spännkraften i både fält- och stödsnitt. Den dimensionerande övre gränsen på spännkraften beräknas som det minsta erhållna värdet från ekvation 5–24 och 5–25, se Bilaga C. På motsvarande sätt beräknas den dimensionerande undre gränsen som det maximalt erhållna värdet från ekvation 5–26 och 5–27. Excentriciteter och krökning på spännkablarnas placering i kantbalkarna vid inflektionspunkter och maxsnitt beräknas sedan med det beräknade tyngdpunktsläget i fältsnitt som utgångspunkt, med hjälp av antagna maximalt möjliga excentriciteter i fält- och stödsnitt samt med villkoret att lutningen mellan två parabelsektioner ska vara ekvivalenta, se Bilaga C. Med kända lutningar och avstånd mellan inflektionspunkter och maxsnitt beräknas friktionsförluster som uppstår vid uppspanning. Slutligen beräknas krävd spännarmeringsarea, varefter antal och typ av spännkablar väljs. Då antalet spännkablar som krävs inte får plats i ett armeringslager, ändras de maximalt möjliga excentriciteterna och därför itereras kabelplacering och erforderad uppspanningskraft fram.

Den slutligt dimensionerade spännarmeringen förutsätter växelvis uppspanning och består av sex spännkablar. Aktiva ankare utgörs av typ AnC15 för internt bunden förspänning enligt Freyssinet och valt system benämns 19C15, där antalet spännlinor per kabel uppgår till 19 stycken (Freyssinet, 2014). För valt system krävs ett ursparningsrör med en diameter om 100 mm per kabel. Ingående materialval för ursparningsrör utgörs av korrugerad stålplåt med friktionskoefficient 0,17 enligt Freyssinet. Se Figur 6.3 nedan.



Figur 6.3. Principiell placering av spännkablar i fältsnitt.

6.3.4 Dimensionering av slak- och tvärkraftsarmering

Förspänningen har dimensionerats för att bära all last sådant att ingen ytterligare armering krävs för bärförmågan. Däremot ska konstruktionen armeras med minsta krav på armeringsarea i enlighet med Eurocode 2, se Bilaga C. Utifrån kravet beräknas minsta erforderat antal armeringsstänger i fält och stödsnitt.

Tvärkraftsarmering i brons längsled dimensioneras enligt metod i beskriven i Bilaga C med antagande om en lutning på skjuvsprickan på $21,8^\circ$ samt vertikala byglar med en diameter på 16 mm. Då dimensionerande snitt är vid stöd där lutningen, α , för spännkablar är noll fås ingen gynnsam effekt av förspänningen och därmed ingen reduktion av dimensionerande tvärkraft. Vidare kontrolleras krav på minsta mängd tvärkraftsarmering och maximalt s-avstånd mellan byglar. Slutligt val av centrumavstånd är 150 mm.

6.3.5 Momentkapacitet & Nedböjning

Momentkapaciteten för kantbalkarna i fält- och stödsnitt i brottsgränstillstånd har kontrollerats och är tillräcklig i värsta snitt, därmed anses ytterligare kontroller ej nödvändiga, se Bilaga E.

Då spännarmeringen dimensionerats med krav på att uppsprickning ej ska ske, kontrolleras inte detta ytterligare. Nedböjning i bruksgränstillstånd beräknas då genom att beräkna ett slutligt yttre moment för konstruktionen och beräkning sker sedan enligt ekvationer i Bilaga C. Aktuell nedböjning om cirka 37 mm kontrolleras mot Trafikverkets nedböjningskrav enligt kapitel 2.3 för järnvägsbroar. Nedböjningen för den slutgiltiga iterationen uppfyller kravet, se Bilaga E för beräkningar.

6.4 Tvärsnitt - tvärled

Beräkning av erforderlig mängd armering i brons tvärled genomförs genom en iterativ process tills erforderlig kapacitet uppnås. Beräkningarna sker enligt metod beskriven i Bilaga C och redovisas i Bilaga G.

6.4.1 Längsgående armering & Momentkapacitet

Behovet av längsgående armering i plattan beräknas iterativt i enlighet med metod i Bilaga C. Placeringen av armeringsstängerna bestäms sedan utgående från krav på minsta avstånd mellan stänger och täckande betongskikt enligt kapitel 5.6. Plattans kapacitet i brottsgränstillstånd kontrolleras genom beräkningar enligt metod i Bilaga C. Dimensionerande moment beräknas utifrån lastkombination 6.10a och 6.10b, se kapitel 5.4. Vid otillräcklig kapacitet vid armeringsinläggning itereras erforderlig armering i plattans underkant fram. Momentkapaciteten i den slutgiltiga iterationen uppfyller momentkapacitetskravet, se beräkningar i Bilaga G.

6.4.2 Tvärkraftsarmering

Erforderlig mängd tvärkraftsarmering i plattan beräknas enligt metod i Bilaga C med antagande om en lutning på skjuvsprickan på $21,8^\circ$ samt vertikala byglar med en diameter på 12 mm. Slutligt val av centrumavstånd för tvärkraftsarmeringen i plattan är 140 mm.

6.4.3 Nedböjning i bruksgränstillstånd

Nedböjning i bruksgränstillstånd beräknas för värsta lastfall enligt grafisk metod i Bilaga C. För beräkning av tröghetsmoment görs en kontroll om plattan förblir osprucken i bruksgränstillstånd, se Bilaga G för beräkningar. Beräknad nedböjning kontrolleras därefter mot Trafikverkets krav på nedböjning, se kapitel 2.3. Beräknad nedböjning uppgår till 12,7 mm vilket uppfyller kraven.

7 Diskussion

Eftersom författarna inte besitter den nödvändiga kunskap som tillkommer med år av erfarenhet i byggbranschen krävs ett flertal förenklingar, avgränsningar samt antaganden och val med stor påverkan på resultatet. Kapitlet undersöker och analyserar kritiska delar av rapporten och innefattar diskussion kring källkritik under litteraturstudien, antaganden och val som har påverkats av författarnas personliga åsikter, rimlighet av resultat, den preliminära dimensioneringen samt återstående dimensionering.

7.1 Litteraturstudie

Litteraturstudiens ingående beskrivning av ett antal byggnadsspecifika discipliner ställer krav på källkritik då studien grundar sig i ett flertal källor med varierande trovärdighet. Majoriteten av valda källor för litteraturstudien består av diverse handböcker, tekniska beskrivningar samt krav för brobyggnad från den statliga myndigheten Trafikverket. Vidare baseras en större del av informationen på ett antal föreläsningar som hållits under kandidatarbetets gång med föreläsare besittande stor ämnesspecifik erfarenhet. Källorna anses mycket trovärdiga då inga bakomliggande egenintressen är aktuella. Information kring olika byggnadsmaterial har grundats i källor som kan anses partiska gentemot det specifika materialet, vilket har funnits i åtanke vid utvärderingen av brokoncept och materialval.

7.2 Urvalsprocess & viktning av kriterier

En avgörande process i rapporten är utvärderingsprocessen. Då författarnas egna åsikter vägdes in i urvalsprocessen uppstod diskussioner och oenighet bland författarna angående samtliga kriteriers prioritet gentemot varandra. I de fall då författarna inte kunde enas om ett kriteriers betyg togs majoritetsbeslut. Med hänsyn till viktningens grund kan den utvärdering som utförts anses personlig, och därmed också ifrågasättbar till följd av författarnas bristfälliga erfarenhet inom ämnet. Valet angående antalet kriterium har ytterligare inverkan på resultatet från utvärderingsprocessen då ett specifikt kriteriums påverkan blir större respektive mindre beroende på dess procentuella prioritet. För få kriterier kan därmed innebära att lägre prioriterade kriterier får en större inverkan, och för många kriterier kan innebära att viktiga kriterier får mindre inverkan än önskat.

Vidare hade utvärderingsprocessens relativt tidiga skede i arbetet en avgörande inverkan på resultatet. Hade processen utförts under ett senare skede i arbetet, exempelvis i samband med beräkningar, skulle ett flertal kriterier med största sannolikhet prioriteras annorlunda. Bland annat det kriterium som behandlar beräkningen prioriterades relativt lågt, vilket innebär att författarna ansåg att beräkningens komplexitet inte var särskilt avgörande för val av slutgiltigt koncept. Tanken med prioriteringen var att svåra beräkningar inte skall vara ett typ av hinder i verkligheten. Kriteriet skulle i efterhand anpassats bättre för kandidatarbetet där beräkningarna utgjort en stor och tidskrävande del. Vidare har det kriterium som

behandlar estetiken varit omdiskuterat. Estetiken är lågt prioriterad medan brokoncepten riktats och motiverats för att de ska vara så enkla som möjligt. En bro som i det aktuella fallet är estetiskt tilltalande skall passa in i den enkla, kala och plana miljön för att inte sticka ut alltför mycket, vilket varit viktigt för valet av bro.

Även avgränsningarna hade en avgörande inverkan på utvärderingsprocessen, där ett antal kriterier grundades i uppskattad information på grund av valda avgränsningar, därav bland annat kriteriet avseende den ekonomiska kostnaden av brokoncepten. Hade en ingående undersökning av den ekonomiska aspekten utförts hade kriteriet med sannolikhet prioriterats annorlunda. Däremot anses utvärderingsmatrisen vara en bra och rättvis metod för jämförelse mellan olika koncept där samtliga betänkta aspekter inkluderas och utvärderas strukturerat. Utöver att viktningen grundas på subjektiva antaganden och åsikter som måste backas upp med år av erfarenhet inom ämnet för att förmodas fullständigt trovärdiga, anser författarna att metoden är väl lämpad för ett urval av denna typ.

7.3 Slutgiltigt brokoncept

Utvärderingsprocessen resulterade i att brokonceptet trågbalkbro i förspänd betong fick högst betyg. Konceptet trågbalkbro i stål fick nästintill samma betyg som det vinnande konceptet, men ansågs sämre ur bland annat ett produktions- och inspektionsperspektiv. Det jämnade resultat mellan koncepten uppvisar vikten av kriterieprioriteringen där en annan prioritering av bedömningskriterierna sannolikt skulle medföra ett annorlunda resultat och därmed också ett annat vinnande brokoncept.

Detaljutförningen och ett flertal av det slutliga konceptets fördelar grundas i uppskattningar till följd av rapportens avgränsningar. Två exempel på sådana avgränsningar avser geotekniska och ekonomiska analyser, där författarna bland annat förmodat en billig grundläggning som därmed tillåtit valet av ett flertal mellanstöd. Författarna har på grund av tidsbegränsning förlitat sig på att rådande markförhållanden givna från två delvis utspridda borrhål samt uppskattning av den ekonomiska kostnaden för samtliga aspekter av brokonstruktionen. En ingående undersökning av de geotekniska och ekonomiska aspekterna hade exempelvis kunnat peka på att ett brokoncept med färre stöd och en högre överbyggnad skulle vara till större fördel istället. Med hänsyn till det bör en efterundersökning av respektive avgränsning utföras för att säkerställa att konceptet är ekonomiskt försvarbart samt geotekniskt genomförbart.

Vidare bör både spännvidder och andra antaganden som erfordrats under rapportens tidiga skeden undersökas ytterligare. Ett antal av de framtagna brokonceptens spännvidder har antagits till de övre gränserna av de givna spännviddsintervallen som presenterats i litteraturstudien. I efterhand skulle ett mer konservativt val av maximal spännvidd antas med hänsyn till rådande projektförutsättningar rörande laster för att försäkra en god marginal vid den preliminära dimensioneringen.

7.4 Dimensionering

I dimensioneringen har stålspänningar i plattan inte kontrollerats då plattan förblir osprucken i bruksgränstillstånd vilket innebär att stålspänningen inte bör överstiga kraven. Om plattan varit sprucken skulle stålspänningar kontrollerats med hänsyn till armeringsstålets flytgräns i enlighet med Eurocode 2. Den preliminära dimensioneringen inkluderar en uppskattning av erforderat tvångsmoment till följd av förspänningen. Då förspänning dimensionerats kan mer exakta resulterande tvångsmoment beräknas för att optimera konstruktionen, men vid den preliminära dimensioneringen anses uppskattningen vara tillräcklig då den är på säker sida.

Vid beräkning av nedböjning har en grafisk metod med approximativa krökningsfördelningar använts. Det har resulterat i en överskattning av nedböjning, därmed kan en mer noggrann beräkning av nedböjning göras för att optimera konstruktionen då detta krav visat sig vara dimensionerande. Det slutligt dimensionerade tvärsnittet resulterade i ett tvärsnitt med oväntat hög kantbalkshöjd och tjocklek på mellanliggande platta, till följd av nedböjningskravet. Både kantbalkarnas höjd och plattans tjocklek hade kunnat reducerats om bron konstruerats som två separata tråg, men detta hade krävt en annorlunda spårplacering på grund av avståndskrav. Med hänsyn till lastens storlek och vald brotyp förväntas i efterhand däremot höga konstruktionshöjder då spannlängderna ligger nära maximala spannlängder för brotypen.

7.5 Återstående dimensionering

Den preliminära dimensioneringen av brokonceptet bortser från ett flertal viktiga och avgörande kontroller. Dimensioneringen av överbyggnaden görs endast med avsikt att kontrollera genomförbarheten av tvärsnittet för brospannet. I samband med en avsevärt mer detaljerad kontroll av överbyggnaden bör ytterligare dimensionering ske av brokonstruktionens underbyggnad innefattande av dess mellanstöd, landfästen samt grundläggning. Underbyggnadens dimensionering utgör en kontroll av mellanstödens vertikala och horisontella belastning, men även en kontroll av påkörningslaster från fordon som trafikerar vägarna under bron. Vidare krävs mer genomgående grundläggningsberäkningar för både mellan- och ändstöd med avsikt att säkerställa att stödsättningar inte kan ske. Mellanstödens bottenplattor bör dessutom dimensioneras med hänsyn till samtliga erforderade laster från överbyggnaden.

Den preliminära dimensioneringen av brons överbyggnad med hänsyn till momentkapacitet och nedböjning i tvär- och längsled bortser från de betongspecifika långtidseffekterna krympning och krypning. En mer djupgående analys av respektive långtidseffekt krävs för att säkerställa att konstruktionen uppfyller krav på maximal nedböjning under den tekniska livslängden på 120 år. Vidare bör samtliga bortsedda permanenta och variabla laster inkluderas för att undersöka och fastställa dimensionerande lastfall och lastkombination. Återstående dimensionering av överbyggnaden avser bland annat förankringslängder av armering i både längs- och tvärlägen, samt förankring av spännarmering.

Vidare bör brodetaljer innefattande av broräcken och säkerhetsgång dimensioneras med hänsyn till olyckslast. Den preliminära dimensioneringen av överbyggnadens kantbalkar tar viss hänsyn till urspårningsrisken men kräver en mer ingående analys för att fastställa ett säkert utförande av brokonstruktionen avseende olyckslaster. Konzeptets brolager kräver också undersökning med avseende på kapacitet samt eventuella tvångskrafter till följd av rörelsebegränsning i längsled mellan två stöd. Ytterligare brodetaljer som kräver dimensionering innefattar brons övergångskonstruktioner, som har till syfte att möjliggöra överbyggnadens expansion och kontraktion till följd av temperaturvariationer.

8 Slutsats

Utifrån givna förutsättningar och ställda krav resulterade rapporten i framställandet av brokonceptet trågbalkbro i förspänd betong. Konceptet uppfyller de ställda kraven på utformning och hållfasthet enligt Trafikverket, Eurocode samt rådande områdes- och projektförutsättningar. Den preliminära dimensioneringen fastställer att projektet är genomförbart och därmed tillfredsställer det slutliga konceptet rapportens syfte. Däremot krävs en fullständig dimensionering och detaljutformning av konstruktionen ur ett flertal aspekter för att kunna leverera ett färdigställt projekt.

9 Referenser

- Freyssinet. (2014). Freyssinet Prestressing. The system of the inventor of prestressed concrete. Hämtad från: <https://www.gruppoguzzo.it/file/2018/03/freyssinet-prestressing.pdf?fbclid=IwAR1rJ5CfUIQaV8mpIggqu8-MeYmgwGXvW-2RVktsZOmEMk3UFOw5XI33kN4>
- Swedish Standards Institute. (2002). SS-EN 1990. Eurocode – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. Stockholm: SIS Förlag AB.
- Swedish Standards Institute. (2005). SS-EN 1992-1-1:2005. Eurocode 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader. Stockholm: SIS Förlag AB.
- Swedish Standards Institute. (2008). SS-EN 1992–2. Eurocode 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 2: Broar. Stockholm: SIS Förlag AB.
- Swedish Standards Institute. (2010). SS-EN 1991–2. Eurocode 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar. Stockholm: SIS Förlag AB.
- Trafikverket. (2002). Kapitel A Gemensamma förutsättningar. VV Publ 2001:111.
- Trafikverket. (2007). Broprojektering. BVH 583.20. Diarienummer: F07-1100/BA45
- Trafikverket. (2008). Broregler för nybyggnad - BV Bro, utgåva 9. BVS 583.10.
- Trafikverket. (2011). TRVK Bro 11. Trafikverkets tekniska krav Bro. TRV publ nr 2011:085.
- Trafikverket. (2015a) Avhjälpande och förebyggande underhåll. Hämtad från: <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Genomfora-och-folja-upp-underhall/Avhjalpande-eller-forebyggande-underhall/>
- Trafikverket. (2015b). BVS 1586.20 - Banöverbyggnad - Infrastrukturprofiler “Krav på fritt utrymme utmed banan”. Dok-ID: TDOK2014:0555.
- Trafikverket. (2015c). Krav för vägars och gators utformning. Publ 2015:086. Borlänge: Trafikverket
- Trafikverket. (2017). Miljö i projekt Ostlänken. Hämtad från: <https://www.trafikverket.se/nara-dig/projekt-i-flera-lan/Ostlanken/Miljo/>
- Trafikverket. (2018a). Broprojekteringshandbok - Förhandsutgåva.
- Trafikverket. (2018b). Krav Brobyggande. Dok-ID: TDOK 2016:0204. Borlänge: Trafikverket
- Trafikverket. (2018c). Kartor med trafikflöden. Hämtad från: <https://www.trafikverket.se/tjanster/trafiktjanster/Vagtrafik--och-hastighetsdata/Kartor-med-trafikfloden/>
Karta: <http://vtf.trafikverket.se/SeTrafikinformation#>

Trafikverket. (2018d). Projekt Ostlänken - Delprojekt Gerstaberger-Långsjön. OLP4 Planläggningsbeskrivning.

Bildkällor

Swedish Standards Institute. (2010). Eurocode 1: Laster på bärverk - Del 2: Trafiklast på broar. SS-EN 1991-2. [JPEG]

Bilagor

Bilaga A: Litteraturstudie

1 Grundläggningsmetoder

Grundläggningsmetoder delas vanligen in i två typer; ytlig grundläggning och djup grundläggning (SGI, 2019). Den ytliga grundläggningen innefattas av plattgrundläggning, ändstöd och mellanstöd. Pålgrundläggning anses som djup grundläggning. Valet av grundläggningsmetodik baseras på ett flertal faktorer och variationer på grundläggningstyper och tillämpas främst beroende på markbärighet och typ av bro.

1.1 Pålgrundläggning

Pålgrundläggning används huvudsakligen för tyngre byggnader och anläggningar samt i områden där rådande markförhållanden karaktäriseras av instabila eller svaga jordtyper (SGI, 1993). Grundläggningsmetodiken anses vara relativt kostsam i jämförelse med plattgrundläggning och bör därför inte tillämpas utan rimliga skäl (Trafikverket, 1996). Pålgrundläggningens verkningssätt utmärks av att ett system av pålar överför vertikala och horisontella laster från överbyggnad genom dåliga markförhållanden och svaga jordtyper till mer bärkraftiga jordlager eller berg. Lasterna överförs eller sprids till omgivande jordlager eller berg genom pålens spets, mantel eller en kombination av båda.

Spetsburna pålar kännetecknas av att påltypen drivs ner till berg eller till ett jordlager med avsevärt högre hållfasthet. Mantelburna pålar drivs ner i antingen friktionsjord eller kohesionsjord. Funktionssättet utgör en av fyra klassificeringar för påltyper, där resterande indelningsgrunder bestäms av pålmaterial, utförandesätt samt omgivningspåverkan. I Sverige utgör slagna förtillverkade betongpålar ungefär 75 till 80 procent av alla installerade pålmetrar (SGI, 1993), men pålar kan även utformas i stål eller trä.

1.2 Plattgrundläggning

Byggnader och konstruktioner som anses känsliga för differentierande sättningar kan med fördel grundläggas med bottenplatta (SGI, 1993). Plattgrundläggning kan utföras på i huvudsak tre olika markförhållanden; platta på berg, platta på jord och platta på packad fyllning. Grundläggning med platta på berg bör utföras på plant alternativt plansprängt berg (Trafikverket, 1996). Grundläggningsnivån för plattor grundlagda på jord styrs av bland annat krav på bärighet och sättningar men även av produktionsmetod och erosionsrelaterade frågor. Då bra grundläggningsmaterial överlagras av jordlager som lera, silt eller organisk jord, vilka har relativt låg bärförmåga kan det vid måttliga djup vara ekonomiskt försvarbart att ersätta dessa massor med en packad fyllning och grundlägga en bottenplatta på fyllningen. Generellt för de tre plattgrundläggningsmetoderna, krävs ett minsta avstånd för lastresultanten till plattans kant om 0,30 meter på grundläggningsnivå för att motverka spjälkning (Trafikverket, 2004). Undantaget gäller plattor grundlagda på berg, då motsvarande avstånd måste uppgå till minst 0,10 meter.

1.3 Ändstöd

Ändstöd är de landfästen som utformas i brons båda ändar och kan utformas på ett flertal olika sätt (Trafikverket, 2018a). Deras främsta uppgift är att bära last från överbyggnaden ned i brons grundläggning samt eventuella horisontalkrafter orsakade av jordtryck från anslutande bank och potentiell överlast. Vanliga typer är fristående landfästen och integrerade landfästen.

1.3.1 Fristående landfästen

Ett fristående landfäste utformas sådant att det kan stå utan stöd från motfyllning eller överbyggnad (Trafikverket, 2018a). Överbyggnaden ansluts till landfästet med hjälp av lager och mellan överbyggnad och anslutande bank installeras ett grusskikt. Vid höga landfästen kan kontreforer som stöttar stödmuren vara nödvändiga. Fristående landfästen används främst då ytterst ovanliga situationer eller farliga skeden i utförandet kan uppstå. Exempel på situationer när sådant kan inträffa är landfästen som placeras nära vattendrag där motfyllningen riskerar att spolats bort vid höga vattenflöden.

1.3.2 Integrerade landfästen

Då grundläggningen endast består av pålar integreras landfästena i överbyggnaden (Trafikverket, 2018a). Integrerade landfästen används i huvudsak för stålbroar och betongplattbroar. För stålbroar är pålarna placerade på rad tvärs brons spännvidd i ändskärmen, medan för betongplattbroar kan pålar placeras både i och strax framför ändskärmen. Främsta fördelen med denna typ av landfäste är påltoppens placering nära brons systemlinje, vilket kan minska de tvångskrafter som uppstår på grund av deformationer orsakade av brons egentygnd och krypning. Det innebär dock att bron kan behöva förlängas för att klara krav kopplade till slänten.

1.3.3 Ändstöd för överkragande överbyggnader

Ändstöd för överkragande överbyggnad kallas i regel för ändskärmsbro då den överkragande överbyggnaden avslutas med en ändskärm (Trafikverket, 2018a). Spänner en bro över ett spann läggs i regel överbyggnaden upp på rörliga lager vid ändstöden och spänner bron över ett flertal spann utnyttjas vanligen fasta lager vid mellanstöd.

Temperaturrelaterade rörelser samt last på överbyggnaden kan resultera i att överbyggnaden rör sig mot vägbanken vilket kan leda till ökat utsatt jordtryck på ändskärmen. Det ökade jordtrycket kan ha inverkan på överbyggnaden och vid dimensionering av ändskärmsbron tas hänsyn till den kraft som krävs för att lyfta överbyggnaden.

1.4 Mellanstöd

I regel används två typer av mellanstöd, antingen utformade som en skiva eller uppdelat i pelare men även lådsektioner förekommer för större broar (Trafikverket, 2018a). Normalt gjuts landfästet ihop med överbyggnaden om denna är utförd i betong, men kan även infästas med lager alternativt leder om stödspänningarna blir för stora. För tågbroar bör stöden utformas som skivor, förutsatt att påkörningsrisk finns, då pelarstöd ger upphov till extrema olyckslastfall vilket är svårt att ta hänsyn till vid dimensionering, enligt Mats Karlsson (Personlig kommunikation, 31 januari 2019).

2 Byggnadsmaterial

Betong utgör ett av de viktigaste byggnadsmaterialen och karaktäriseras av dess formbarhet, beständighet samt hållfasthet. (Burström, 2007). Användningsområden för materialet inkluderar bland annat byggnation av hus, industrianläggningar, grundkonstruktioner och broar (Al-Emrani, Engström, Johansson, & Johansson, 2013).

Hårdnad betongs mest karaktäristiska egenskap är skillnaden mellan dess tryck- och draghållfasthet (Al-Emrani, et al., 2013). I normalfall uppgår draghållfastheten för hårdnad betong endast till ungefär tio procent av dess tryckhållfasthet. Detta innebär att sprickbildning i betongen kan uppstå redan vid små belastningar. Armeringens uppgift är att ta de dragkrafter som betongen inte längre kan ta upp efter sprickbildning, där kraftöverföring mellan armeringsstänger och betongen sker genom vidhäftning och kontakttryck.

Sprickbildning i armerad betong kan helt- eller delvis motverkas genom att förspänna armeringen (Al-Emrani, et al., 2013). Detta innebär att betongen redan vid produktion får tryckpåkänningar och därför uppstår sprickor först när förspänningen avlastats. Skillnad görs på partiell och fullständig förspänning. Om sprickbildning endast förhindras vid höga belastningar kallas förspänningen partiell. Vid helt förhindrad sprickbildning i bruksstadiet kallas förspänningen fullständig. Vidare åtskils förespänd och efterspänd armering. Vid förespänning förspänns armeringen innan gjutning och vid efterspänning förspänns armeringen efter gjutning.

För konstruktioner av betong i Sverige utgörs de största beständighetsproblemen av frostangrepp, armeringskorrosion samt kemiska angrepp (Burström, 2007). Frostangrepp på en betongkonstruktion uppstår då vattenfyllda porer i byggnadsmaterialet fryser till is.

Problemet med armeringskorrosion orsakas antingen av karbonatisering eller kloridinträngning. Korrosionen reducerar armeringstvärsnittet, vilket har stor påverkan på draghållfastheten i betongkonstruktionen, och dels bidrar korrosionsprodukten till ett upp till fem gånger större tvärsnitt. Det resulterar i inre spänningar som kan orsaka sprickbildning och i värsta fall avspjälkning.

Enligt Svensk Betong (2017) visar livscykelanalyser att drygt 90 procent av koldioxidutsläppen vid produktion av betongkonstruktioner härstammar från framställningen av cementklinkern. Av det bidrar kalcineringen till cirka 60 procent, där koldioxid frigörs, och uppvärmningen som krävs vid kalcineringsprocessen till återstående 40 procent. Totalt bidrar betongproduktion i Sverige till ungefär 1,65 miljoner ton ekvivalent koldioxid per år, vilket kan jämföras med utsläppen från personbilar som årligen uppgår till cirka 11,0 miljoner tonekvivalent koldioxid.

Största fördelen med stålkonstruktioner är möjligheten till optimering genom användning av slankare konstruktioner. Konstruktionsstål är utvecklat för hög hållfasthet, seghet och svetsbarhet. Hållfastheten specificeras med sträckgräns som brukar ligga mellan 200 och 1000 MPa (NE, 2019b). Stålets hållfasthet indelas i ett antal olika mekaniska egenskaper av större vikt, bland annat statisk draghållfasthet, dynamisk styrka, utmattningshållfasthet och slagseghet. Stål har en god tryck- och

draghållfasthet vilket lämpar sig bra i byggnadskomponenter som balkar, pelare, stänger och armering (Al-Emrani et al., 2013).

Stål indelas i varmvalsat och kallbearbetat stål då stålet beroende på bearbetningsmetod erhåller olika hållfasthetsegenskaper. Kallbearbetat stål har en högre hållfasthet än varmvalsat, men den högre hållfastheten gör även att stålet inte är lika töjbart som varmvalsat. Stål i konstruktioner måste vara beständiga för korrosion, utmattnings och brand. För att skydda mot brandpåverkan kan materialet ytbehandlas med brandskyddande färg. I brokonstruktioner förekommer också ventilation som driver bort fukt för att förhindra korrosion men rotskyddande ytbehandling är vanligt. Största miljöpåverkan i form av koldioxidutsläpp sker vid stålproduktionen genom järnmalmreduktionen i masugnar (Jernkontoret, 2018). Stål har dock fördelen att det är återvinningsbart och kan smältas ner utan att det behöver påverka stål kvaliteten.

3 Brotyper

Brotyper kan indelas efter ett antal olika principer, bland annat efter trafikslag, material eller verkningssätt. Brotyperna som beskrivs nedan är balkbro, plattbro, fackverksbro, bågbro, snedkabelbro och hängbro.

3.1 Balkbro

Balkbroar består av ett primär- och sekundärbärverk (Trafikverket, 2018a). Sekundärbärverket utgörs av broplattan som överför egenvikten och yttre laster, exempelvis trafiklaster, till primärbärverket. Primärbärverket består vanligen av ett antal parallella huvudbalkar vilka för ner vertikala laster till stödkonstruktionen. Beroende på hur styvt primär- och sekundärbärverket är sammankopplat kan tvärbalkar krävas för att staga upp huvudbalkarna i primärbärverket mot vippning vilket kan orsakas av vindlaster.

Balkbroar återfinns i form av broar fritt upplagda över ett spann, fritt upplagda över flera spann alternativt kontinuerliga broar över flera spann (Trafikverket, 2018a). För de två sistnämnda alternativen krävs mellanstöd, placerade i skarvarna mellan spannen. Beroende på material och typ av balkbro varierar spännvidder i normalfall mellan 20 meter och 200 meter, men det finns även exempel på balkbroar med spännvidder upp till 300 meter. Förstärkning, för längre spännvidder kan behövas vid mellanstöd, vilket utförs med voter. Balkbroar förekommer ofta i betong eller stål. Det förekommer också samverkansbroar som är en kombination av betong och stål i primärbärverket.

3.1.1 Betongbalkbro

För balkbroar i betong finns i huvudsak tre typer; slakarmerad betongbalkbro, spännarmerad betongbalkbro samt lådbalkbro, enligt Joosef Leppänen (personlig kommunikation 1 februari 2019). Slakarmerade betongbalkbroar har vanligtvis spännvidder från 15 till 20 meter för ett spann och från 15 till 30 meter då de spänner över flera spann. På liknande sätt spänner vanligen spännarmerade betongbalkbroar från 20 till 30 meter över ett spann samt 25 till 35 meter över flera spann. Vidare spänner lådbalkbroar som är spännarmerade vanligen från 40 till 65 meter, enligt Joosef Leppänen (personlig kommunikation 1 februari 2019). Vanligtvis utformas betongbalkbroar med I- eller T-tvärsnitt och lådbalkbroar med lådtvärsnitt.

3.1.2 Stålbalkbro

Balkbroar med huvudbalkar av stål utgörs vanligen av I- eller lådtvärsnitt och ingår främst i samverkansbroar med betongplattor men brobanan kan även utföras med ståldäck alternativt FRP-däck, enligt Mohammad Al-Emrani (personlig kommunikation, 5 februari 2019). För I-tvärsnitt används prefabricerade profiler, där

valsade profiler används för mindre spännvidder då tvärsnittshöjden är begränsad, och svetsade profiler för längre spännvidder. Även lådprofiler, som också svetsas, används för längre spännvidder. För denna typ av bro är en vanlig spännvidd mellan 40 och 50 meter (Trafikverket, 2018a).

Svetsade profiler erbjuder stor möjlighet till optimering av materialanvändning, då material placeras där det krävs, och kan därmed minska produktionskostnader, enligt M. Al-Emrani (personlig kommunikation, 5 februari 2019). Stålbalkbroar med ståldäck ger mycket styva konstruktioner men begränsas av höga produktionskostnader, komplexa detaljer, omfattande manuell svetsning och svårigheter med skyddsmålning. Detta innebär i praktiken att de är svåra att inspektera då sprickor är svårupptäckta.

3.1.3 Samverkansbro

Den vanligaste typen av samverkansbroar utförs med huvudbärverk i stål som samverkar genom studs, svetsbultar på huvudbärverkets övre fläns, med en betongplatta. (Trafikverket, 2018a). Enligt M. Al-Emrani (personlig kommunikation, 5 februari 2019) är betongfarbanans funktion att bära ner samt omfördela trafiklasten till det underliggande huvudbärverket. Beroende på lämplig produktionsmetod kan betongfarbanan platsgjutas eller prefabriceras och sammanfogas med stålbalkarna med hjälp av igjutningsbruk.

Generellt finns två typer av samverkansbroar som utförs i stål och betong vilka karaktäriseras av huvudbärverkets utformning. Samverkansbroar med I-huvudbalkar av stål samverkande med en betongfarbana utförs normalt för spännvidder mellan 20 och 70 meter, och begränsas i praktiken av höjden på livplåten (Trafikverket, 2018a). Farbanor i betong kan också kombineras med lådbalkar av stål vilket ger upphov till normala spännvidder om 150 meter.

3.2 Plattbro

Plattbron liknar balkbron, men istället för ett primärt huvudbärverk som utgörs av parallella balkar består brons huvudbärverk av en armerad betongplatta (NE, 2019a). Liksom balkbroar kan plattbroar utföras antingen fritt upplagda eller kontiunerliga över flera spann (Rutgersson, 2014b). Spännvidderna för plattbron varierar beroende på material där spännarmerad betong ger upphov till spännvidder upp till 35 meter, medan plattbroar av slakarmerad betong vanligen utförs i spännvidder upp till 25 meter. Plattbroar i trä har normalt en maximal spännvidd om 17 meter.

3.3 Fackverksbro

Ett fackverk består av ett antal stänger som sammanbinds till ett stabilt system (NE, 2019a). I stängerna i en fackverksbro uppstår huvudsakligen tryck- och dragkrafter. En fackverksbro kan konstrueras i trä och stål, med varierande spännvidder, 30 meter respektive 100 meter för vägtrafik enligt Rutgersson (2014b).

I BaTMan, trafikverkets förvaltningssystem för broar, kategoriseras fackverksbroar huvudsakligen som fackverksbalkbroar eller bågackverksbroar, där fackverksbalkbroar har horisontella och raka över- och underarmsstänger och är upplagd på änd- och mittstöd. Bågackverksbroar har bågformade över- och underarmsstänger, beroende på om det är en överliggande eller underliggande fackverksbalk (Rutgersson, 2014b).

3.4 Bågbro

Bågbroar härstammar från brotypen valvbro, som är en ineffektiv brotyp som inte tillverkas idag (NE, 2019a). Bågbroar är utformade med ett huvudbärverk som utgörs av överliggande eller underliggande bågar i antingen ett eller flera spann. Brotypens spännvidd varierar beroende på antalet spann samt val av konstruktionsmaterial, och uppgår till 260 meter i ett spann och 100 meter i flera spann. (Rutgersson, 2014b). Brotypen är i spännviddsområdet ofta utkonkurrerad av spännbetongsbroar och stålbalksbroar, men kan i undantagsfall motiveras vid nybyggnation på grund av estetiska skäl (Trafikverket, 1996).

Huvudbärverket i bågbron som består av en båge, utformad i armerad betong, stål eller trä, ger, på grund av bågformen och dess egentyngd, upphov till stora tryckkraften i bågen som i sin tur ger brotypen dess huvudsakliga bärförmåga. Vidare utgörs brotypen av ett sekundärbärverk som fungerar som brobana. Typiska konstruktionsmaterial som utgör sekundärbärverket är således armerad betong, stål eller trä. Bärverket är generellt uppbyggt av ett balksystem bestående av tvär- och längsgående balkar samt en brobaneplatta som placeras ovanpå balksystemet (Rutgersson, 2014b).

3.5 Snedkabelbro

Där stora spännvidder erfordras har den moderna snedkabelbron konkurrerat ut ett flertal brotyper såsom fackverksbroar, bågbroar och hängbroar. En av brotypens främsta fördelar är att den kan konstrueras utan hjälp av ställning, samt att den i sin vanligaste utformning är självförankrad. Brotypen kan tillämpas då spännvidder överskrider 100 meter, och har ett typiskt spännviddsintervall mellan 100 och 500 meter (Trafikverket, 1996).

Huvudbärverket i en snedkabelbro utgörs av tre komponenter; pylontorn, snedkablar och förstyrningsbalkar. Kraftfördelningen i brotypen karaktäriseras av att snedkablarna utsätts för dragspänningar medan pylontornen, ofta utformade i betong,

utsätts för stora tryckspänningar. Förstyvningsbalkarna, på vilka brodäcket placeras, förspänns av snedkablarna med en tryckkraft, vilket ökar brotypens lastkapacitet (NE, 2019a). Normalt bärs brodäcket av två kabelplan längs kanterna, och vid skäligen spännvidder kan brobanan bäras av ett kabelplan genomgående brons centrumlinje (Trafikverket, 1996). Snedkabelbrons generellt stora utformning som konstruktion medför att dimensionerande last ofta utgörs av brotypens egenvikt. Ytterligare medför huvudbärverkets relativt stora utsträckning i både höjd- och längsled att vindlaster kan bli omfattande (Rutgersson, 2014b).

3.6 Hängbro

En hängbro liksom en snedkabelbro byggs upp av pylontorn, kablar och avstyvningsbalkar, som utgörs av brobanan (Trafikverket, 1996). Hängbroar används för stora spännvidder och är tillämpade för ett spann över 500 meter. Med dess kapacitet att spänna stora avstånd har hängbroar utförts i spännvidder upp till 1200 meter (Rutgersson, 2014b). Huvudkabeln består av ett antal delkablar som endast bär dragkrafter samtidigt som pylontornen bär stora tryckkrafter ner i undergrunden. Eftersom hängbroar är konstruktioner med stora spännvidder och höga höjder, är vindlasten en viktig faktor att ta hänsyn till. Det görs genom att avstyvningsbalkarna ofta utformas i form av en ställåda som är sluten.

4 Produktionsmetoder

Enligt Mats Karlsson (Personlig kommunikation, 5 mars 2019) karakteriseras en bra produktionsmetod av att den är säker ur ett arbetsmiljöperspektiv och hållbar ur en miljösynpunkt, har en förutsägbar tidsåtgång samt resulterar i en låg produktionskostnad. De totala kostnaderna kopplade till brobyggnation kan indelas i fyra kategorier; direkta kostnader, allmänna kostnader, centrala omkostnader samt risk- och vinst. Produktionsmetoden för bron påverkar alla dessa kategorier och är därför en faktor som kan ha betydande påverkan på ett projekts totala kostnad. Generellt bör vid projektering eftersträvas ett högt materialutnyttjande, enkelt utförande, minimum av temporära konstruktioner samt kort byggtid för att hålla nere de totala kostnaderna. Det finns ett antal indelningsprinciper för produktionsmetod av brobyggnation, bland annat efter brotyp, materialtyp och produktionsplats. I detta kapitel indelas i huvudsak produktionsmetoden in i platsbyggnation och prefabricering, där indelningen utgår från produktionsmetoden för merparten av bron.

4.1 Platsbyggnation

Metoden för en produktion som domineras av platsbyggnation skiljer sig åt beroende på vilket material bron utförs i, enligt M. Karlsson (Personlig kommunikation, 5 mars 2019). Platsbyggda betongbroar är i Sverige en välbeprövad och vanligt förekommande produktionsmetod men innebär ofta stora mängder temporära konstruktioner i form av ställningar och gjutformar i trä. Ofta är formarna inte återanvändbara och kräver dessutom många arbetstimmar att bygga, vilket driver upp den totala kostnaden för bron. Med formen uppbyggd armeras konstruktionen innan gjutning. Platsbyggda broar i betong kan också byggas med en balanserad konsolmetod då bron byggs ut etappvis åt vartannat håll utifrån ett stöd.

Enligt M. Karlsson (personlig kommunikation, 5 mars 2019) kräver platsbyggda stålbroar inte formar utan innebär istället att stora mängder manuellt svetsningsarbete erfordras på byggplatsen. Vanligen byggs broelement vid ett av ändstöden för att antingen lyftas eller lanseras till sin slutgiltiga position, vilket innebär att en del ställningskonstruktioner kan krävas. Då bron ofta måste konstrueras i ett flertal element för att vara hanterbar lanseras följaktligen bron etappvis där elementen sammansvetsas mellan varje etapp. Beroende på typ av farbana kan sedan en pågjutning utföras efter lansering då viss mängd gjutformar kan krävas, men väsentligt mindre än vid ren platsgjutning.

4.2 Prefabricering

Största fördelen med prefabricering, till skillnad från platsbyggnation, är att hög kvalitet på utförandet kan garanteras eftersom tillverkningen sker i kontrollerad miljö, enligt M. Karlsson (Personlig kommunikation, 5 Mars 2019). Däremot begränsas metoden av transportmöjligheterna till byggplatsen då broelementen ofta är stora och transportsträckorna långa. Elementen transporteras fördelaktligen på pråm om

lämpligt vattendrag finns i anslutning till byggplatsen, men kan även fraktas på lastbil vilket kan kräva avstängning av vägen. På plats lyfts alternativt lanseras broelementen till sin slutliga position. Viss platsbyggnation krävs alltid och innefattar bland annat grundkonstruktioner, sammanfogning av element samt detaljutföranden. Prefabricering av både stålbroar och betongbroar är relativt lik platsbyggnation av stålbroar med skillnaden att broelementen prefabriceras, under goda svetsnings- och gjutningsförhållanden, i fabrik. Elementen fraktas sedan till byggplatsen där de lanseras alternativt lyfts på plats och svetsas respektive gjuts samman. Även i detta fall kan, beroende på farbanetyp, pågjutning utföras då elementen ligger på plats.

5 Förvaltning

Vart sjätte år ska broar inspekteras utförligt (Trafikverket, 2018b). Järnvägsbroar underhålls och inspekteras regelbundet för att de ska vara säkra. Underhåll och inspektion är viktiga aspekter att ta hänsyn till för att säkerställa broars livslängd. Vid inspektion söker man efter eventuella brister som kan försämra konstruktionens funktioner samt förkorta konstruktionens livslängd. Kontinuerliga underhåll på konstruktionen kan förhindra att eventuella mindre brister växer till sig och blir stora och mer omfattande. På sådant sätt minimeras längre trafikstörningar på grund av större reparationer.

5.1 Inspektion

Broinspektioner sker för att uppfylla trafikanters säkerhetskrav och framkomlighetskrav och delas i huvudsak in i huvudinspektioner, allmänna inspektioner och särskilda inspektioner enligt Rutgersson (2014a). Huvudinspektionens primära syfte är att upptäcka brister som kan komma att försämra konstruktionens funktion. Vid eventuella brister görs en bedömning som fastställer om bristerna kommer ha en negativ inverkan på konstruktionen under en 10-årsperiod. Vidare undersöks bron med avsikt att finna brister som kan komma att öka kostnaderna för förvaltningen, om de inte åtgärdas inom denna period. Huvudinspektionen genomförs noga och handnära, där alla konstruktionselement inspekteras, även de anslutande konstruktionsdelarna och utförs vid färdigställande av brokonstruktioner innan bron tas i bruk.

Under huvudinspektionen mäts framförallt sprickor i betongen alternativt stålet och även förlorad vidhäftning mellan armering och betong (Rutgersson, 2014a). I BaTMan, trafikverkets förvaltningssystem för broar, listas punkter som bör kontrolleras vilket bland annat innefattar korrosion på armering, skruvförband och svetsförband. Det är inspektörens uppgift att avgöra om en undervattensinspektion krävs för att fastställa om bron klarar tioårsperioden.

Vid den allmänna inspektionen kontrolleras de eventuellt tidigare konstaterade skadorna från huvudinspektionen (Rutgersson, 2014a). Vid detta tillfälle kan även nya skador upptäckas. Betydande påverkan på förvaltningskostnader kan uppstå om upptäckt av nya skador fördröjs till nästa huvudinspektion. Allmänna inspektioner innefattar även tillsyn av anslutande element som vägbanker, fyllningar, ledverk och erosionsskydd. Om konstruktionselement som vid tidigare inspektioner har konstaterats ha brister kräver fördjupad utredning utförs en särskild inspektion av inspektör med specialkompetens.

5.2 Underhåll

Underhåll genomförs ur ett förebyggande samt avhjälpande syfte (Trafikverket, 2015). Till det förebyggande underhållet tillhör utbyten av slitna komponenter samt byten av kontaktledningar och räls. Det här görs för att minimera störningar och i sin tur få hög punktlighet. Denna typ av underhåll anses vara den viktigaste typen. Det avhjälpande underhållet innefattar byte samt reparation av slitna eller skadade komponenter. Denna åtgärd genomförs ofta med kort varsel. Olika typer av underhåll krävs för olika material och anpassas därefter.

5.2.1 Underhåll av betong

Vid underhåll av betong kan det antingen ske i förebyggande syfte eller vid skador på konstruktionen (Trafikverket, 1994). I förebyggande syfte underhålls betongen med ytbehandling för skydd mot kloridinträngning och karbonatisering. Mot kloridinträngning ytbehandlas betongytor med preparat vart tionde år. För att förhindra karbonatisering byts det befintliga betongskiktet ut alternativt kompletteras med nytt. Det här görs endast om armeringen inte börjat korrodera. För att skydda armeringen mot korrosion används katodiskt skydd (Trafikverket, 1994). Det här kontrolleras återkommande för maximal effektivitet genom att mäta dess elektropotential. Sprickor och övriga skador lagas i både beläggning och delar som är anslutande.

Fyller inte betongen och armeringen kraven bör det skadade materialet tas bort (Trafikverket, 1994). Gäller det betong kan detta göras via mekanisk bilning eller vattenbilning. Vid mekanisk bilning tas betongen bort med hjälp av en maskin. Det här görs försiktigt utan att skada betongen som skall vara kvar. Vid vattenbilning används vatten som spolas med högt tryck för att ta bort den skadade betongen. Utmaningen med denna metod är att få en jämn yta och därför krävs rätt tryck och tillräckligt lång exponeringstid. Resterna från vattenbilning, såsom vatten och betongrester, bör deponeras då det kan påverka miljön negativt.

5.2.2 Underhåll av stål

Vid underhåll av stål ska bättringsmålning utföras med hänsyn till rostskydd (Trafikverket, 1994). Man börjar med rengöring av ytan för att sedan fortsätta med blästring av ytan till klassen "grov". Därefter tilläggs en grundfärg samt en täckfärg, med specifikationer om kantmålning samt försiktighet för att gammal färg inte ska lyftas upp.

Svetsförband är mycket känsliga för utmattning (Richloow, 2012). Vid smältsvetsning uppkommer egenspanningar eftersom materialet krymper vid stelning. Det finns olika faktorer som påverkar svetsförbandets utmattningshållfasthet och ökad känslighet mot utmattning. Några av dessa faktorer kan vara diskontinuiteter i form av sprickor, bindfel, smältdiken och slagginneslutningar.

6 Referenser

- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M och Johansson, P. (2013). *Bärande Konstruktioner – Del 1*. Göteborg, Chalmers Tekniska Högskola.
- Burström, P-G. (2007). *Byggnadsmaterial - Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Lund: Studentlitteratur AB.
- Jernkontoret. (2018). *Processer*. Hämtad från: <https://www.jernkontoret.se/sv/stalindustrin/tillverkning-anvandning-atervinning/processer/>
- Nationalencyklopedin. (2019a). *Bro*. Hämtad 2019-02-12 från: <https://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/bro>
- Nationalencyklopedin. (2019b). *Konstruktionsstål*. Hämtad 2019-02-13 från: <https://www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/l%C3%A5ng/konstruktionsst%C3%A5l>
- Rugertsson, B. (2014a). *BaTMan - Krav på inspektion av byggnadsverk*. Borlänge: Trafikverket.
- Rugertsson, B. (2014b). *BaTMan - Kodförteckning och beskrivning av brotyper*. Borlänge: Trafikverket.
- Richloow, E. (2012). *Metodik för utmattningsberäkning av svets i vibrationsmiljö*. (Examensarbete, KTH Industriell teknik och management, Maskinkonstruktion).
- Statens geotekniska institut. (2019). *Grundläggningsmetoder*. Hämtad från: <http://www.swedgeo.se/sv/vagledning-i-arbetet/grundlaggning-och-forstarkning/grundlaggning-metoder/>
- Statens geotekniska institut. (1993). *Handbok i pålgrundläggning, kapitel 2 Grundkonstruktioner med pålar*.
- Svensk Betong. (2017). *Betong och klimat. En rapport om arbetet för klimatneutral betong*. Hämtad från: <https://www.svenskbetong.se/klimatrapport>
- Trafikverket. (1994). *Bro kap 7 - Brounderhåll*. VV Publ 1994:7. Borlänge: Trafikverket.
- Trafikverket. (1996). *Broprojektering - En handbok*. Publ 1996:63. Borlänge: Trafikverket.
- Trafikverket. (2004) *Bro 2004 kap 3 - Grundläggning*. VV Publ 2004:56. Borlänge: Trafikverket.
- Trafikverket. (2015). *Avhjälpan och förebyggande underhåll*. Borlänge: Trafikverket Hämtad från: <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Genomfora-och-folja-upp-underhall/Avhjälpan-de-eller-forebyggande-underhall/>

Trafikverket. (2018a). *Broprojekteringshandbok - Förhandsutgåva*.

Trafikverket. (2018b). *Skötsel av broar*. Hämtad från: <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/Skotsel-av-broar/>

Bilaga B: Diverse utdrag för kursen “Bärande konstruktioner BMT015”

Diverse utdrag för kursen

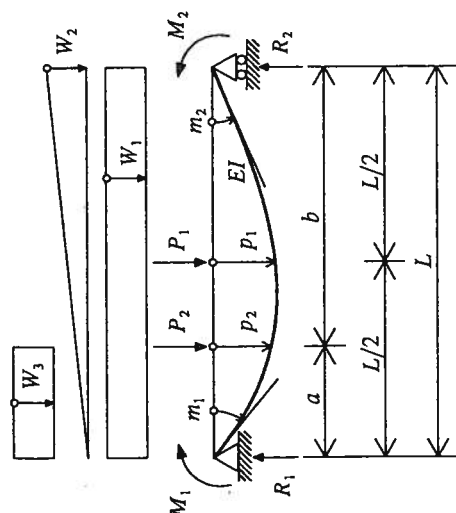
Bärande konstruktioner
BMT015

2008

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2008

APPENDIX B. ELEMENTARFALL FÖR BALKAR MED KONSTANT STYVHET

B.1 Jämnstyv balk. Tvåsidig fri upplägning.



Snittmomentet under P_1 av M_1 , M_2 , P_1 , P_2 , W_1 , W_2 är

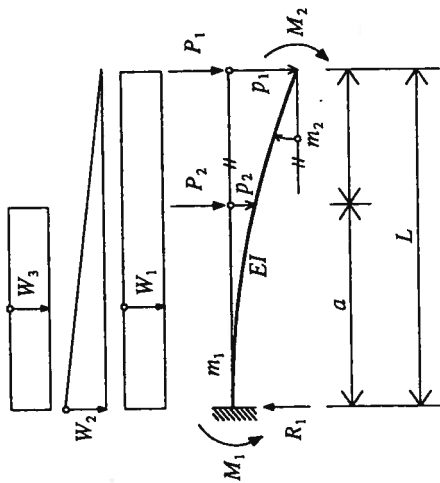
$$\frac{M_1}{2} + \frac{M_2}{2} + \frac{P_1 L}{4} + \frac{W_1 L^2}{8} + \frac{W_2 L^2}{16}$$

Snittmomentet under P_2 av P_2 är $\frac{P_2 a b}{L}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{aL^2}{48EI} \left(3 - \frac{4a^2}{L^2} \right) \text{ för } a \leq \frac{L}{2} \\ A = \frac{bL^2}{48EI} \left(3 - \frac{4b^2}{L^2} \right) \text{ för } a \geq \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

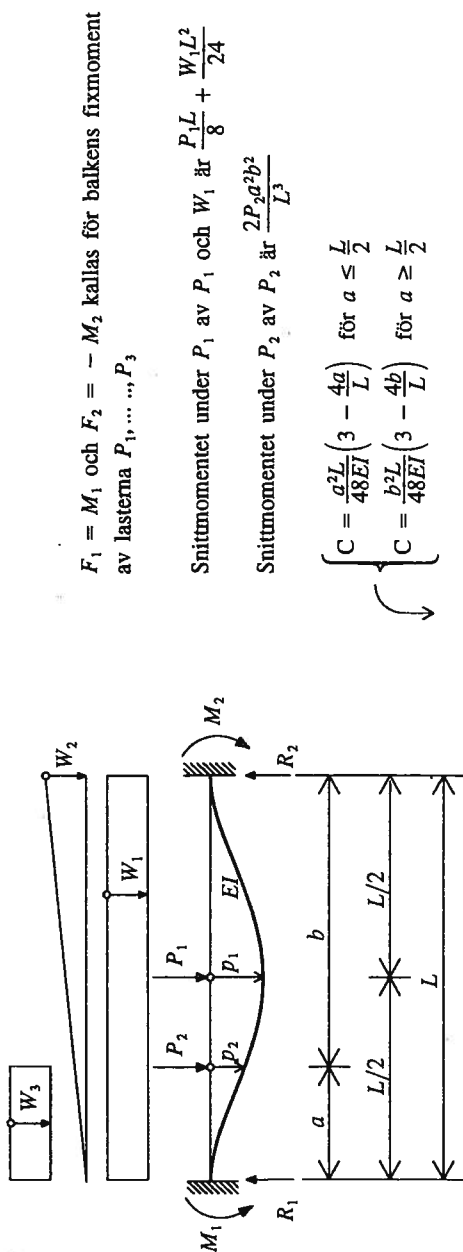
	M_1	M_2	P_1	P_2	W_1	W_2	W_3
$R_1 =$	$-\frac{1}{L}$	$\frac{1}{L}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{b}{L}$	$\frac{L}{2}$	$\frac{L}{6}$	$a \left(1 - \frac{a}{2L} \right)$
$R_2 =$	$\frac{1}{L}$	$-\frac{1}{L}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{a}{L}$	$\frac{L}{2}$	$\frac{L}{3}$	$\frac{a^2}{2L}$
$m_1 =$	$\frac{L}{3EI}$	$\frac{L}{6EI}$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{bL}{6EI} \left(1 - \frac{b^2}{L^2} \right)$	$\frac{L^3}{24EI}$	$\frac{7L^3}{360EI}$	$\frac{a^2 L}{24EI} \left(2 - \frac{a}{L} \right)^2$
$m_2 =$	$\frac{L}{6EI}$	$\frac{L}{3EI}$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{aL}{6EI} \left(1 - \frac{a^2}{L^2} \right)$	$\frac{L^3}{24EI}$	$\frac{L^3}{45EI}$	$\frac{a^2 L}{24EI} \left(2 - \frac{a^2}{L^2} \right)$
$p_1 =$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{L^2}{16EI}$	$\frac{L^3}{48EI}$	A	$\frac{5L^4}{384EI}$	$\frac{5L^4}{768EI}$	$-$
$p_2 =$	$\frac{bL}{6EI} \left(1 - \frac{b^2}{L^2} \right)$	$\frac{aL}{6EI} \left(1 - \frac{a^2}{L^2} \right)$	A	$\frac{a^2 b^2}{3EI L}$	$\frac{aL^3}{24EI} \left(1 - \frac{2a^2}{L^2} + \frac{a^3}{L^3} \right)$	$\frac{aL^3}{360EI} \left(7 - \frac{10a^2}{L^2} + \frac{3a^4}{L^4} \right)$	$-$

B.2 Jämnstyv balk. Fast inspänd konsol.



	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$M_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	1	1	0	L	$\frac{L}{2}$	a
$M_1 =$	L	a	1	$\frac{L^2}{2}$	$\frac{L^2}{6}$	$\frac{a^2}{2}$
$P_1 =$	$\frac{L^3}{3EI}$	$\frac{a^2L}{2EI} \left(1 - \frac{a}{3L}\right)$	$\frac{L^2}{2EI}$	$\frac{L^4}{8EI}$	$\frac{L^4}{30EI}$	$\frac{a^3L}{24EI} \left(4 - \frac{a}{L}\right)$
$P_2 =$	$\frac{a^2L}{2EI} \left(1 - \frac{a}{3L}\right)$	$\frac{a^3}{3EI}$	$\frac{a^2}{2EI}$	$\frac{a^2L^2}{24EI} \left(6 - \frac{4a}{L} + \frac{a^2}{L^2}\right)$	$\frac{a^2L^2}{24EI} \left(10 - \frac{10a}{L} + \frac{5a^2}{L^2} - \frac{a^3}{L^3}\right)$	$\frac{a^4}{8EI}$
$m_2 =$	$\frac{L^2}{2EI}$	$\frac{a^2}{2EI}$	$\frac{L}{EI}$	$\frac{L^3}{6EI}$	$\frac{L^3}{24EI}$	$\frac{a^3}{6EI}$

B.4 Jämnstöv balk. Tvåsidig fast inspänning.



$F_1 = M_1$ och $F_2 = -M_2$ kallas för balkens fixmoment av lasterna $P_1, \dots, P_3$

Snittmomentet under P_1 av P_1 och W_1 är $\frac{P_1 L}{8} + \frac{W_1 L^2}{24}$

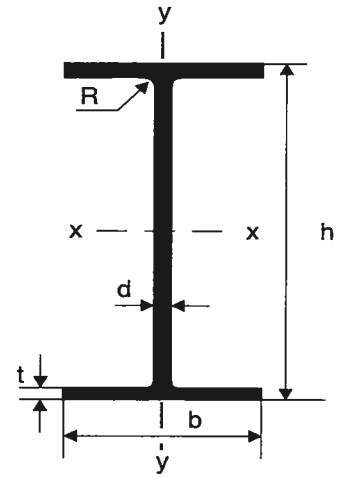
Snittmomentet under P_2 av P_2 är $\frac{2P_2 a^2 b^2}{L^3}$

$$C = \begin{cases} \frac{a^2 L}{48EI} \left(3 - \frac{4a}{L} \right) & \text{för } a \leq \frac{L}{2} \\ \frac{b^2 L}{48EI} \left(3 - \frac{4b}{L} \right) & \text{för } a \geq \frac{L}{2} \end{cases}$$

	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{b^2}{L^2} \left(1 + \frac{2a}{L} \right)$	$\frac{L}{2}$	$\frac{3L}{20}$	$a \left(1 - \frac{a^2}{L^2} + \frac{a^3}{2L^3} \right)$
$R_2 =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{a^2}{L^2} \left(1 + \frac{2b}{L} \right)$	$\frac{L}{2}$	$\frac{7L}{20}$	$a \left(\frac{a^2}{L^2} - \frac{a^3}{2L^3} \right)$
$M_1 =$	$\frac{L}{8}$	$\frac{ab^2}{L^2}$	$\frac{L^2}{12}$	$\frac{L^2}{30}$	$\frac{a^2}{12} \left(6 - \frac{8a}{L} + \frac{3a^2}{L^2} \right)$
$M_2 =$	$\frac{L}{8}$	$\frac{a^2 b}{L^2}$	$\frac{L^2}{12}$	$\frac{L^2}{20}$	$\frac{a^3}{12L} \left(4 - \frac{3a}{L} \right)$
$P_1 =$	$\frac{L^3}{192EI}$	C	$\frac{L^4}{384EI}$	$\frac{3L^4}{768EI}$	-
$P_2 =$	C	$\frac{a^3 b^3}{3EI L^3}$	$\frac{a^2 L^2}{24EI} \left(1 - \frac{a}{L} \right)^2$	$\frac{a L^3}{120EI} \left(\frac{2a}{L} - \frac{3a^2}{L^2} + \frac{a^4}{L^4} \right)$	-

IPE-balk

S275JR



Tvärsnittsdata													
Profil nr	Tvärsnittsmått					Areor och massa				Böjning kring x-axeln			
	h	b	t	d	R	F	A	A _{liv}	g	I _x	W _x	Z _x	r _x
IPE 80	80	46	5,2	3,8	5	0,328	764	264	6,0	80	20,0	23,2	32,4
IPE 100	100	55	5,7	4,1	7	0,400	1032	363	8,1	171	34,2	39,4	40,7
IPE 120	120	64	6,3	4,4	7	0,475	1321	472	10,4	318	53,0	60,7	49,0
IPE 140	140	73	6,9	4,7	7	0,551	1643	593	12,9	541	77,3	88,3	57,4
IPE 160	160	82	7,4	5,0	9	0,623	2009	726	15,8	869	109	124	65,8
IPE 180	180	91	8,0	5,3	9	0,698	2395	869	18,8	1317	146	166	74,2
IPE 200	200	100	8,5	5,6	12	0,768	2848	1025	22,4	1943	194	221	82,6
IPE 220	220	110	9,2	5,9	12	0,848	3337	1189	26,2	2772	252	285	91,1
IPE 240	240	120	9,8	6,2	15	0,922	3912	1366	30,7	3892	324	367	99,7
IPE 270	270	135	10,2	6,6	15	1,04	4594	1647	36,1	5790	429	484	112
IPE 300	300	150	10,7	7,1	15	1,16	5381	1978	42,2	8356	557	628	125
IPE 330	330	160	11,5	7,5	18	1,25	6261	2303	49,1	11770	713	804	137
IPE 360	360	170	12,7	8,0	18	1,35	7273	2677	57,1	16270	904	1020	150
IPE 400	400	180	13,5	8,6	21	1,47	8446	3208	66,3	23130	1160	1310	165
IPE 450	450	190	14,6	9,4	21	1,61	9882	3956	77,5	33740	1500	1700	185
IPE 500	500	200	16,0	10,2	21	1,74	11550	4774	90,7	48200	1930	2190	204
IPE 550	550	210	17,2	11,1	24	1,88	13440	5723	106	67120	2440	2790	223
IPE 600	600	220	19,0	12,0	24	2,01	15600	6744	122	92080	3070	3510	243
Multipel Enhet	mm	mm	mm	mm	mm	m ² /m	mm ²	mm ²	kg/m	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m

A = tvärsnittsarea

 A_{liv} = livarea

g = massa per m

 $I_{x,y}$ = yttröghetsmoment $W_{x,y}$ = elastiskt böjmotstånd $Z_{x,y}$ = plastiskt böjmotstånd $r_{x,y}$ = tröghetsradie K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor W_v = elastiskt vridmotstånd Z_v = plastiskt vridmotståndC = vridstyvhet GK_v K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor W_w = elastiskt välvmotstånd Z_w = plastiskt välvmotstånd C_w = välvstyvhet EK_w $k = \sqrt{C/C_w}$

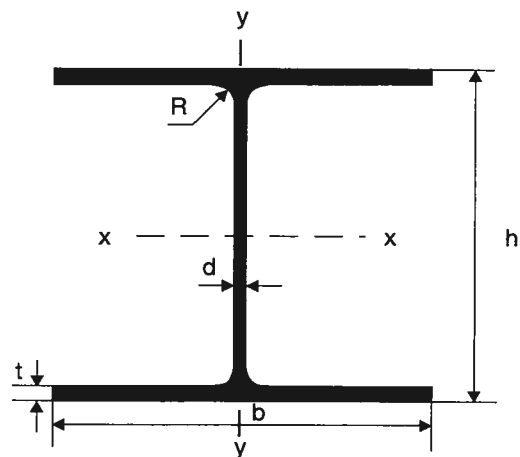
IPE-balk

Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr
I_y	W_y	Z_y	r_y	K_v	W_v	Z_v	C	K_w	W_w	Z_w	C_w		
8,5	3,69	5,82	10,5	0,0070	1,35	1,91	0,57	0,118	0,137	0,218	24,8	4,78	IPE 80
15,9	5,79	9,15	12,4	0,0121	2,12	2,89	0,98	0,351	0,271	0,431	73,8	3,64	IPE 100
27,7	8,65	13,6	14,5	0,0174	2,76	3,96	1,41	0,890	0,489	0,772	187	2,75	IPE 120
45	12,3	19,2	16,5	0,0245	3,55	5,28	1,98	1,98	0,816	1,28	416	2,18	IPE 140
68	16,7	26,1	18,4	0,0362	4,89	7,04	2,93	3,96	1,27	1,99	831	1,88	IPE 160
101	22,2	34,6	20,5	0,0480	6,00	8,91	3,89	7,43	1,90	2,98	1560	1,58	IPE 180
142	28,5	44,6	22,4	0,0702	8,26	11,6	5,69	13,0	2,71	4,27	2730	1,44	IPE 200
205	37,3	58,1	24,8	0,0910	9,89	14,4	7,37	22,7	3,91	6,12	4760	1,24	IPE 220
290	47,3	73,9	26,9	0,129	13,2	18,5	10,4	37,4	5,41	8,51	7850	1,15	IPE 240
420	62,2	97,0	30,2	0,160	15,7	22,3	13,0	70,6	8,05	12,6	14800	0,935	IPE 270
604	80,5	125	33,5	0,202	18,9	27,2	16,4	126	11,6	18,1	26400	0,787	IPE 300
788	98,5	154	35,5	0,283	24,6	34,4	22,9	199	15,6	24,5	41800	0,740	IPE 330
1043	123	191	37,9	0,375	29,5	43,1	30,4	314	21,2	33,2	65900	0,679	IPE 360
1318	146	229	39,5	0,514	38,1	54,0	41,6	490	28,2	44,3	103000	0,636	IPE 400
1676	176	276	41,2	0,671	46,0	67,0	54,4	791	38,2	60,2	166000	0,572	IPE 450
2142	214	336	43,1	0,897	56,1	84,0	72,7	1250	51,6	81,3	262000	0,526	IPE 500
2668	254	401	44,5	1,24	72,1	106	100	1880	67,4	107	396000	0,504	IPE 550
3387	308	486	46,6	1,66	87,4	133	134	2850	89,0	141	598000	0,474	IPE 600
$\times 10^4$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^3$ mm ³	mm	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^9$ Nmm ²	$\times 10^9$ mm ⁶	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^{12}$ Nmm ⁴	$\times 10^{-3}$ mm ⁻¹	Multipel Enhet

HEA-balk

S275JR

S355J0. Opt.5,7



Tvärsnittsdata													
Profil nr	Tvärsnittsmått					Areor och massa				Böjning kring x-axeln			
	h	b	t	d	R	F	A	A _{liv}	g	I _x	W _x	Z _x	r _x
HEA 100	96	100	8,0	5,0	12	0,561	2124	400	16,7	349,2	72,8	83,0	40,6
HEA 120	114	120	8,0	5,0	12	0,677	2534	490	19,9	606,2	106	119	48,9
HEA 140	133	140	8,5	5,5	12	0,794	3142	638	24,7	1033	155	173	57,3
HEA 160	152	160	9,0	6,0	15	0,906	3877	804	30,4	1673	220	245	65,7
HEA 180	171	180	9,5	6,0	15	1,02	4525	912	35,5	2510	294	325	74,5
HEA 200	190	200	10,0	6,5	18	1,14	5383	1105	42,3	3692	389	429	82,8
HEA 220	210	220	11,0	7,0	18	1,26	6434	1316	50,5	5410	515	568	91,7
HEA 240	230	240	12,0	7,5	21	1,37	7684	1545	60,3	7763	675	745	101
HEA 260	250	260	12,5	7,5	24	1,48	8682	1688	68,2	10450	836	920	110
HEA 280	270	280	13,0	8,0	24	1,60	9726	1952	76,4	13670	1010	1110	119
HEA 300	290	300	14,0	8,5	27	1,72	11250	2227	88,3	18260	1260	1380	127
HEA 320	310	300	15,5	9,0	27	1,76	12440	2511	97,6	22930	1480	1630	136
HEA 340	330	300	16,5	9,5	27	1,79	13350	2822	105	27690	1680	1850	144
HEA 360	350	300	17,5	10,0	27	1,83	14280	3150	112	33090	1890	2090	152
HEA 400	390	300	19,0	11,0	27	1,91	15900	3872	125	45070	2310	2560	168
HEA 450	440	300	21,0	11,5	27	2,01	17800	4577	140	63720	2900	3220	189
HEA 500	490	300	23,0	12,0	27	2,11	19750	5328	155	86960	3550	3950	210
HEA 550	540	300	24,0	12,5	27	2,21	21180	6150	166	111900	4150	4620	230
HEA 600	590	300	25,0	13,0	27	2,31	22650	7020	178	141200	4790	5350	250
HEA 650	640	300	26,0	13,5	27	2,41	24160	7938	190	175200	5470	6140	269
HEA 700	690	300	27,0	14,5	27	2,50	26050	9222	204	215300	6240	7030	288
HEA 800	790	300	28,0	15,0	30	2,70	28580	11010	224	303400	7680	8700	326
HEA 900	890	300	30,0	16,0	30	2,90	32050	13280	252	422100	9480	10800	363
HEA 1000	990	300	31,0	16,5	30	3,10	34680	15310	272	553800	11200	12800	400
Multipl Enhet	mm	mm	mm	mm	mm	m ² /m	mm ²	mm ²	kg/m	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m

A = tvärsnittsarea

 A_{liv} = livarea

g = massa per m

 $I_{x,y}$ = yttröghetsmoment $W_{x,y}$ = elastiskt böjmotstånd $Z_{x,y}$ = plastiskt böjmotstånd $r_{x,y}$ = tröghetsradie K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor W_v = elastiskt vridmotstånd Z_v = plastiskt vridmotståndC = vridstyvhet GK_v K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor W_w = elastiskt välvmotstånd Z_w = plastiskt välvmotstånd C_w = välvstyvhet EK_w $k = \sqrt{C/C_w}$

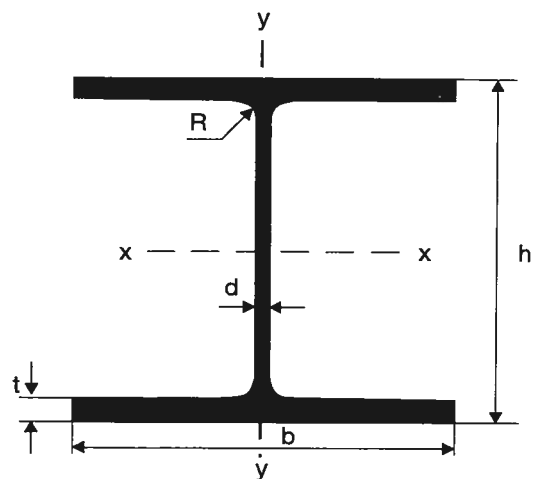
Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr
I_y	W_y	Z_y	r_y	K_v	W_v	Z_v	C	K_w	W_w	Z_w	C_w		
133	26,8	41,1	25,1	0,0526	6,57	8,80	4,26	2,58	1,17	1,81	542	2,80	HEA 100
231	38,5	58,9	30,2	0,0602	7,52	10,3	4,88	6,47	2,04	3,12	1360	1,89	HEA 120
389	55,6	84,8	35,2	0,0816	9,60	13,4	6,61	15,1	3,46	5,28	3160	1,45	HEA 140
616	76,9	118	39,8	0,123	13,7	18,0	9,96	31,4	5,49	8,41	6600	1,23	HEA 160
925	103	156	45,2	0,149	15,7	21,6	12,1	60,2	8,28	12,6	12600	0,977	HEA 180
1336	134	204	49,8	0,211	21,1	27,7	17,1	108	12,0	18,3	22700	0,868	HEA 200
1955	178	271	55,1	0,286	26,0	35,7	23,2	193	17,7	26,9	40600	0,756	HEA 220
2769	231	352	60,0	0,417	34,7	47,0	33,8	328	25,1	38,3	69000	0,700	HEA 240
3668	282	430	65,0	0,526	42,1	55,9	42,6	516	33,4	51,1	108000	0,627	HEA 260
4763	340	518	70,0	0,624	48,0	64,5	50,5	785	43,7	66,6	165000	0,554	HEA 280
6310	421	641	74,9	0,856	61,1	81,0	69,3	1200	58,0	88,5	252000	0,525	HEA 300
6985	466	710	74,9	1,08	69,7	97,0	87,5	1510	68,5	105	318000	0,525	HEA 320
7436	496	756	74,6	1,28	77,6	109	104	1820	77,6	118	383000	0,520	HEA 340
7887	526	802	74,3	1,49	85,1	123	121	2180	87,3	133	457000	0,514	HEA 360
8564	571	873	73,4	1,90	100	146	154	2940	106	162	618000	0,499	HEA 400
9465	631	966	72,9	2,45	177	176	198	4150	132	202	871000	0,477	HEA 450
10370	691	1060	72,4	3,10	135	208	251	5640	161	247	1190000	0,460	HEA 500
10820	721	1110	71,5	3,53	147	229	286	7190	186	286	1510000	0,435	HEA 550
11270	751	1160	70,5	3,99	160	252	323	8980	212	326	1890000	0,414	HEA 600
11720	782	1200	69,7	4,50	173	275	364	11000	239	370	2320000	0,397	HEA 650
12180	812	1260	68,4	5,15	191	305	417	13400	269	417	2800000	0,386	HEA 700
12640	843	1310	66,5	5,99	214	344	485	18300	320	500	3840000	0,355	HEA 800
13550	903	1410	65,0	7,39	246	403	599	25000	387	608	5240000	0,338	HEA 900
14000	934	1470	63,0	8,25	266	442	668	32100	446	705	6740000	0,315	HEA 1000
$\times 10^4$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^3$ mm ³	mm	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^9$ Nmm ²	$\times 10^9$ mm ⁶	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^{12}$ Nmm ⁴	$\times 10^{-3}$ mm ⁻¹	Multipel Enhet

HEA-balk

HEB-balk

S275JR

S355J0. Opt.5,7



Tvärsnittsdata													
Profil nr	Tvärsnittsmått					Areor och massa				Böjning kring x-axeln			
	h	b	t	d	R	F	A	A _{liv}	g	I _x	W _x	Z _x	r _x
HEB 100	100	100	10,0	6,0	12	0,567	2604	480	20,4	449,5	89,9	104	41,6
HEB 120	120	120	11,0	6,5	12	0,686	3401	637	26,7	864,4	144	165	50,4
HEB 140	140	140	12,0	7,0	12	0,805	4296	812	33,7	1509	216	245	59,3
HEB 160	160	160	13,0	8,0	15	0,918	5425	1072	42,6	2492	311	354	67,8
HEB 180	180	180	14,0	8,5	15	1,04	6525	1292	51,2	3831	426	481	76,6
HEB 200	200	200	15,0	9,0	18	1,15	7808	1530	61,3	5696	570	643	85,4
HEB 220	220	220	16,0	9,5	18	1,27	9104	1786	71,5	8091	736	827	94,3
HEB 240	240	240	17,0	10,0	21	1,38	10600	2060	83,2	11260	938	1050	103
HEB 260	260	260	17,5	10,0	24	1,50	11840	2250	93,0	14920	1150	1280	112
HEB 280	280	280	18,0	10,5	24	1,62	13140	2562	103	19270	1380	1530	121
HEB 300	300	300	19,0	11,0	27	1,73	14910	2882	117	25170	1680	1870	130
HEB 320	320	300	20,5	11,5	27	1,77	16130	3209	127	30820	1930	2150	138
HEB 340	340	300	21,5	12,0	27	1,81	17090	3564	134	36660	2160	2410	146
HEB 360	360	300	22,5	12,5	27	1,85	18060	3938	142	43190	2400	2680	155
HEB 400	400	300	24,0	13,5	27	1,93	19780	4752	155	57680	2880	3230	171
HEB 450	450	300	26,0	14,0	27	2,03	21800	5572	171	79890	3550	3980	191
HEB 500	500	300	28,0	14,5	27	2,12	23860	6438	187	107200	4290	4810	212
HEB 550	550	300	29,0	15,0	27	2,22	25410	7380	199	136700	4970	5590	232
HEB 600	600	300	30,0	15,5	27	2,32	27000	8370	212	171000	5700	6430	252
HEB 650	650	300	31,0	16,0	27	2,42	28630	9408	225	210600	6480	7320	271
HEB 700	700	300	32,0	17,0	27	2,52	30640	10810	241	256900	7340	8330	290
HEB 800	800	300	33,0	17,5	30	2,71	33420	12850	262	359100	8980	10200	328
HEB 900	900	300	35,0	18,5	30	2,91	37130	15360	291	494100	11000	12600	365
HEB 1000	1000	300	36,0	19,0	30	3,11	40000	17630	314	644700	12900	14900	401
Multipl Enhet	mm	mm	mm	mm	mm	m ² /m	mm ²	mm ²	kg/m	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m

A = tvärsnittsarea

 A_{liv} = livarea

g = massa per m

 $I_{x,y}$ = yttröghetsmoment $W_{x,y}$ = elastiskt böjmotstånd $Z_{x,y}$ = plastiskt böjmotstånd $r_{x,y}$ = tröghetsradie K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor W_v = elastiskt vridmotstånd Z_v = plastiskt vridmotståndC = vridstyvhet GK_v K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor W_w = elastiskt välvmotstånd Z_w = plastiskt välvmotstånd C_w = välvstyvhet EK_w $k = \sqrt{C/C_w}$

Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr
I_y	W_y	Z_y	r_y	K_v	W_v	Z_v	C	K_w	W_w	Z_w	C_w		
167	33,5	51,4	25,3	0,0929	9,29	13,1	7,52	3,37	1,50	2,31	709	3,26	HEB 100
318	52,9	81,0	30,6	0,139	12,6	18,3	11,3	9,41	2,88	4,41	1980	2,39	HEB 120
550	78,5	120	35,8	0,201	16,7	24,9	16,3	22,5	5,02	7,67	4720	1,86	HEB 140
889	111	170	40,5	0,314	24,2	34,7	25,4	47,9	8,15	12,5	10100	1,59	HEB 160
1363	151	231	45,7	0,423	30,2	44,3	34,3	93,7	12,5	19,2	19700	1,32	HEB 180
2003	200	306	50,7	0,595	39,7	57,4	48,2	171	18,5	28,3	35900	1,16	HEB 200
2843	258	394	55,9	0,768	48,0	70,6	62,2	295	26,3	40,2	62000	1,00	HEB 220
3923	327	498	60,8	1,03	60,6	88,2	83,4	487	36,4	55,6	102000	0,903	HEB 240
5135	395	602	65,8	1,24	70,9	102	100	754	47,8	73,0	158000	0,797	HEB 260
6595	471	718	70,9	1,44	80,0	116	117	1130	61,6	94,0	237000	0,701	HEB 280
8563	571	870	75,8	1,86	97,9	140	151	1690	80,1	122	354000	0,652	HEB 300
9239	616	939	75,7	2,26	110	161	183	2070	92,1	141	434000	0,649	HEB 320
9690	646	986	75,3	2,58	120	177	209	2450	103	157	515000	0,637	HEB 340
10140	676	1030	74,9	2,93	130	194	237	2880	114	174	605000	0,626	HEB 360
10820	721	1100	74,0	3,57	149	224	289	3820	135	208	802000	0,601	HEB 400
11720	781	1200	73,3	4,42	170	261	358	5260	165	254	1100000	0,569	HEB 450
12620	842	1290	72,7	5,40	193	302	437	7020	198	305	1470000	0,545	HEB 500
13080	872	1340	71,7	6,02	208	328	488	8860	227	349	1860000	0,512	HEB 550
13530	902	1390	70,8	6,69	223	355	542	11000	257	396	2300000	0,485	HEB 600
13980	932	1440	69,9	7,41	239	384	600	13400	288	446	2810000	0,462	HEB 650
14440	963	1500	68,7	8,33	260	421	675	16100	321	499	3370000	0,447	HEB 700
14900	994	1550	66,8	9,49	288	468	769	21800	380	596	4590000	0,409	HEB 800
15820	1050	1660	65,3	11,4	326	539	923	29500	454	717	6190000	0,386	HEB 900
16280	1090	1720	63,8	12,6	350	586	1020	37600	521	827	7900000	0,359	HEB1000
$\times 10^4$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^3$ mm ³	mm	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^3$ mm ³	$\times 10^9$ Nmm ²	$\times 10^9$ mm ⁶	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^{12}$ Nmm ⁴	$\times 10^{-3}$ mm ⁻¹	Multipel Enhet

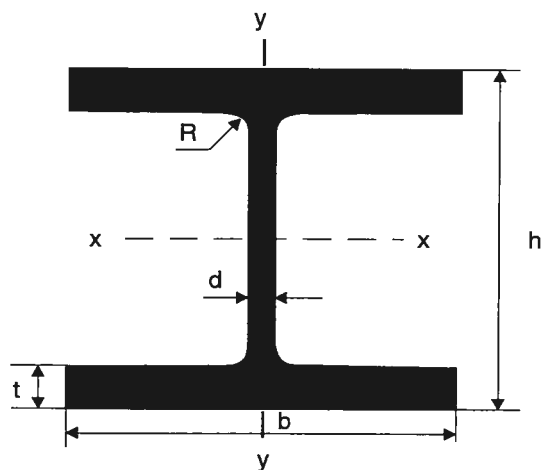
HEB-balk

HEM-balk

Ej lagerhållet i Sverige.
Kan anskaffas i stålsorter:

S235JRG2

S355J0/S355J2G4



Tvärsnittsdata													
Profil nr	Tvärsnittsmått					Areor och massa				Böjning kring x-axeln			
	h	b	t	d	R	F	A	A _{liv}	g	I _x	W _x	Z _x	r _x
HEM 100	120	106	20,0	12,0	12	0,619	5324	960	41,8	1143	190	236	46,3
HEM 120	140	126	21,0	12,5	12	0,738	6641	1225	52,1	2018	288	351	55,1
HEM 140	160	146	22,0	13,0	12	0,857	8056	1508	63,2	3291	411	494	63,9
HEM 160	180	166	23,0	14,0	15	0,970	9705	1876	76,2	5098	566	675	72,5
HEM 180	200	186	24,0	14,5	15	1,09	11330	2204	88,9	7483	748	883	81,3
HEM 200	220	206	25,0	15,0	18	1,20	13130	2550	103	10640	967	1140	90,0
HEM 220	240	226	26,0	15,5	18	1,32	14940	2914	117	14600	1220	1420	98,9
HEM 240	270	248	32,0	18,0	21	1,46	19960	3708	157	24290	1800	2120	110
HEM 260	290	268	32,5	18,0	24	1,57	21960	4050	172	31310	2160	2520	119
HEM 280	310	288	33,0	18,5	24	1,69	24020	4514	189	39550	2550	2970	128
HEM 300	340	310	39,0	21,0	27	1,83	30310	5502	238	59200	3480	4080	140
HEM 320	359	309	40,0	21,0	27	1,87	31200	5859	245	68130	3800	4440	148
HEM 340	377	309	40,0	21,0	27	1,90	31580	6237	248	76370	4050	4720	156
HEM 360	395	308	40,0	21,0	27	1,93	31880	6615	250	84860	4300	4990	163
HEM 400	432	307	40,0	21,0	27	2,00	32580	7392	256	104100	4820	5570	179
HEM 450	478	307	40,0	21,0	27	2,10	33540	8358	263	131500	5500	6330	198
HEM 500	524	306	40,0	21,0	27	2,18	34430	9324	270	161900	6180	7090	217
HEM 550	572	306	40,0	21,0	27	2,28	35440	10330	278	198000	6920	7930	236
HEM 600	620	305	40,0	21,0	27	2,37	36370	11340	285	237400	7660	8770	256
HEM 650	668	305	40,0	21,0	27	2,47	37370	12350	293	281700	8430	9660	275
HEM 700	716	304	40,0	21,0	27	2,56	38300	13360	301	329300	9200	10500	293
HEM 800	814	303	40,0	21,0	30	2,75	40430	15410	317	442600	10900	12500	331
HEM 900	910	302	40,0	21,0	30	2,93	42360	17430	333	570400	12500	14400	367
HEM 1000	1008	302	40,0	21,0	30	3,13	44420	19490	349	722300	14300	16600	403
Multipel Enhet	mm	mm	mm	mm	mm	m ² /m	mm ²	mm ²	kg/m	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m

A = tvärsnittsarea

A_{liv} = livarea

g = massa per m

I_{x,y} = yttröghetsmoment

W_{x,y} = elastiskt böjmotstånd

Z_{x,y} = plastiskt böjmotstånd

r_{x,y} = tröghetsradie

K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor

W_v = elastiskt vridmotstånd

Z_v = plastiskt vridmotstånd

C = vridstyvhet GK_v

K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor

W_w = elastiskt välvmotstånd

Z_w = plastiskt välvmotstånd

C_w = välvstyvhet EK_w

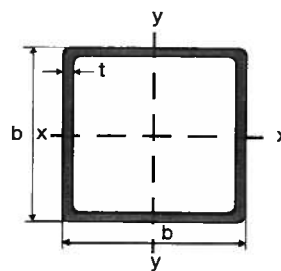
k = $\sqrt{C/C_w}$

Tvärsnittsdata														
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr	
I _y	W _y	Z _y	r _y	K _v	W _v	Z _v	C	K _w	W _w	Z _w	C _w			
399	75,3	116	27,4	0,685	34,2	50,4	55,5	9,93	3,75	5,82	2080	5,16	HEM 100	
703	112	172	32,5	0,920	43,8	65,4	74,5	24,8	6,61	10,2	5210	3,78	HEM 120	
1144	157	241	37,7	1,20	54,5	82,6	97,2	54,3	10,8	16,6	11400	2,92	HEM 140	
1759	212	325	42,6	1,63	70,9	106	132	108	16,6	25,5	22700	2,41	HEM 160	
2580	277	425	47,7	2,04	85,0	128	165	199	24,4	37,4	41900	1,99	HEM 180	
3651	354	543	52,7	2,60	104	155	211	346	34,5	53,0	72700	1,70	HEM 200	
5012	444	679	57,9	3,16	122	183	256	573	47,4	72,6	120000	1,46	HEM 220	
8153	657	1010	63,9	6,30	197	299	510	1150	78,1	120	242000	1,45	HEM 240	
10450	780	1190	69,0	7,22	222	338	585	1730	100	154	363000	1,27	HEM 260	
13160	914	1400	74,0	8,10	245	387	656	2520	126	193	529000	1,11	HEM 280	
19400	1250	1910	80,0	14,1	362	552	1140	4390	188	288	921000	1,11	HEM 300	
19710	1280	1950	79,5	15,1	377	578	1220	5000	203	311	1050000	1,08	HEM 320	
19710	1280	1950	79,0	15,1	377	582	1220	5580	215	329	1170000	1,02	HEM 340	
19520	1270	1940	78,3	15,1	377	584	1220	6140	225	345	1290000	0,974	HEM 360	
19340	1260	1930	77,0	15,2	380	591	1230	7410	246	379	1560000	0,889	HEM 400	
19340	1260	1940	75,9	15,3	382	601	1240	9250	275	425	1940000	0,799	HEM 450	
19150	1250	1930	74,6	15,4	385	609	1250	11200	302	468	2350000	0,729	HEM 500	
19160	1250	1940	73,5	15,6	390	620	1260	13500	332	515	2840000	0,667	HEM 550	
18980	1240	1930	72,2	15,7	392	629	1270	15900	360	560	3340000	0,617	HEM 600	
18980	1240	1940	71,3	15,8	395	639	1280	18600	389	608	3920000	0,572	HEM 650	
18800	1240	1930	70,1	15,9	397	648	1290	21400	416	652	4490000	0,535	HEM 700	
18630	1230	1930	67,9	16,5	412	677	1340	27800	474	747	5830000	0,479	HEM 800	
18450	1220	1930	66,0	16,8	420	696	1360	34700	529	839	7300000	0,432	HEM 900	
18460	1220	1940	64,5	17,1	428	718	1390	43000	589	939	9030000	0,392	HEM 1000	
x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	x10 ⁹ Nmm ²	x10 ⁹ mm ⁶	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ¹² Nmm ⁴	x10 ⁻³ mm ⁻¹	Multipel Enhet	

HEM-balk

VKR-rör

Kvadratiska
S355J2H



Tvärsnittsdata										
bxb	t	g	A	$I_x=I_y$	$W_x=W_y$	$Z_x=Z_y$	$r_x=r_y$	K_y	W_y	F
40x40	2,5	2,89	368	8,54	4,27	5,14	15,2	13,6	6,22	0,154
	3,0	3,41	434	9,78	4,89	5,97	15,0	15,7	7,10	0,152
	4,0	4,39	559	11,8	5,91	7,44	14,5	19,5	8,54	0,15
50x50	3,0	4,35	554	20,2	8,08	9,70	19,1	32,1	11,8	0,192
	4,0	5,64	719	25,0	9,99	12,3	18,6	40,4	14,5	0,19
	5,0	6,85	873	28,9	11,6	14,5	18,2	47,6	16,7	0,187
60x60	3,0	5,29	674	36,2	12,1	14,3	23,2	56,9	17,7	0,232
	4,0	6,90	879	45,4	15,1	18,3	22,7	72,5	22,0	0,230
	5,0	8,42	1070	53,3	17,8	21,9	22,3	86,4	25,7	0,227
70x70	3,0	6,24	794	59,0	16,9	19,9	27,3	92,2	24,8	0,272
	3,6	7,40	942	68,6	19,6	23,3	27,0	108	28,7	0,271
	4,0	8,15	1040	74,7	21,3	25,5	26,8	118	31,2	0,270
	5,0	9,99	1270	88,5	25,3	30,8	26,4	142	36,8	0,267
80x80	3,0	7,18	914	89,8	22,5	26,3	31,3	140	33,0	0,312
	3,6	8,53	1090	105	26,2	31,0	31,1	164	38,5	0,311
	4,0	9,41	1200	114	28,6	34,0	30,9	180	41,9	0,310
	5,0	11,6	1470	137	34,2	41,1	30,5	217	49,8	0,307
	6,3	14,2	1810	162	40,5	49,7	29,9	262	58,7	0,304
	7,1	15,8	2020	176	43,9	54,5	29,5	286	63,5	0,302
90x90	3,6	9,66	1230	152	33,8	39,7	35,2	237	49,7	0,351
	4,0	10,7	1360	166	37,0	43,6	35,0	260	54,2	0,350
	5,0	13,1	1670	200	44,4	53,0	34,5	316	64,8	0,347
	6,3	16,2	2070	238	53,0	64,3	34,0	382	77,0	0,344
100x100	4,0	11,9	1520	232	46,4	54,4	39,1	361	68,2	0,390
	5,0	14,7	1870	279	55,9	66,4	38,6	439	81,8	0,387
	6,3	18,2	2320	336	67,1	80,9	38,0	534	97,8	0,384
	8,0	22,6	2880	400	79,9	98,2	37,3	646	116	0,379
	10,0	27,4	3490	462	92,4	116,0	36,4	761	133	0,374
120x120	4,5	16,1	2060	455	75,8	88,8	47,0	707	112	0,468
	5,0	17,8	2270	498	83	97,6	46,8	777	122	0,467
	6,3	22,2	2820	603	100	120	46,2	950	147	0,464
	8,0	27,6	3520	726	121	146	45,5	1160	176	0,459
	10,0	33,7	4290	852	142	175	44,6	1382	206	0,454
140x140	5,0	21,0	2670	807	115	135	55,0	1253	170	0,547
	6,3	26,1	3330	984	141	166	54,4	1540	206	0,544
	8,0	32,6	4160	1195	171	204	53,6	1892	249	0,539
	10,0	40,0	5090	1416	202	246	52,7	2272	294	0,534
150x150	5,0	22,6	2870	1002	134	156	59,0	1550	197	0,587
	6,3	28,1	3580	1223	163	192	58,5	1909	240	0,584
	8,0	35,1	4480	1491	199	237	57,7	2351	291	0,579
	10,0	43,1	5490	1773	236	286	56,8	2832	344	0,574
160x160	6,3	30,1	3830	1499	187	220	62,6	2333	275	0,624
	8,0	37,6	4800	1831	229	272	61,8	2880	335	0,619
	10,0	46,3	5890	2186	273	329	60,9	3478	398	0,614
180x180	6,3	34,0	4330	2168	241	281	70,7	3361	355	0,704
	8,0	42,7	5440	2661	296	349	70,0	4162	434	0,699
	10,0	52,5	6690	3193	355	424	69,1	5048	518	0,694
200x200	6,3	38,0	4840	3011	301	350	78,9	4653	444	0,784
	8,0	47,7	6080	3709	371	436	78,1	5778	545	0,779
	10,0	58,8	7490	4471	447	531	77,2	7031	655	0,774
	12,5	72,3	9210	5336	534	643	76,1	8491	778	0,768
	16,0	90,3	11500	6394	639	785	74,6	10340	927	0,759
Multipel Enhet	mm	kg/m	mm ²	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	m ² /m

Storhetsbeteckningar

F	= mantelyta per m
A	= tvärsnittsarea
g	= massa per m
$I_{x,y}$	= yttröghetsmoment
$W_{x,y}$	= elastiskt böjmotstånd
$Z_{x,y}$	= plastiskt böjmotstånd
$r_{x,y}$	= tröghetsradie
K_v	= vridstyvhets tvärsnittsfaktor
W_v	= elastiskt vridmotstånd

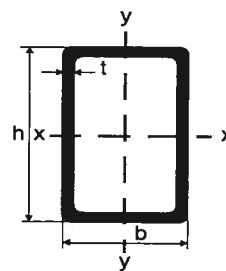
Tvärsnittsdata										
bxh	t	g	A	$I_x=I_y$	$W_x=W_y$	$Z_x=Z_y$	$r_x=r_y$	K_v	W_v	F
220x220	6,3	41,9	5340	4049	368	427	87,1	6240	544	0,864
	10,0	65,1	8290	6050	550	650	85,4	9473	807	0,854
250x250	6,3	47,9	6100	6014	481	556	99,3	9238	712	0,984
	8,0	60,3	7680	7455	596	694	98,6	11525	880	0,979
	10,0	74,5	9490	9055	724	851	97,7	14106	1065	0,974
	12,5	91,9	11700	10915	873	1037	96,6	17164	1279	0,968
	16,0	115	14700	13267	1061	1280	95,0	21138	1546	0,959
300x300	10,0	90,2	11500	16026	1068	1246	118	24807	1575	1,17
	12,5	112	14200	19442	1296	1525	117	30333	1904	1,17
	16,0	141	17900	23850	1590	1895	115	37622	2325	1,16
350x350	10,0	106	13500	25884	1479	1715	139	39886	2185	1,37
	12,5	131	16700	31541	1802	2107	137	48934	2654	1,37
	16,0	166	21100	38942	2225	2630	136	60990	3264	1,36
400x400	10,0	122	15500	39128	1956	2260	159	60092	2895	1,57
	12,5	151	19200	47839	2392	2782	158	73906	3530	1,57
	16,0	191	24300	59344	2967	3484	156	92442	4362	1,56
Multipel				$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^4$	$\times 10^3$	
Enhet	mm	kg/m	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	m ² /m

VKR-rör

VKR-rör

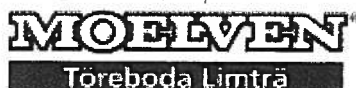
Rektangulära

S355J2H



Tvärsnittsdata														
hxb	t	g	A	I _x	I _y	W _x	W _y	Z _x	Z _y	r _x	r _y	K _y	W _y	F
50x30	2,5	2,89	368	11,80	5,22	4,73	3,48	5,92	4,11	17,9	11,9	11,7	5,73	0,154
	3,0	3,41	434	13,60	5,94	5,43	3,96	6,88	4,76	17,7	11,7	13,5	6,51	0,152
	4,0	4,39	559	16,50	7,08	6,60	4,72	8,59	5,88	17,2	11,3	16,6	7,77	0,150
60x40	3,0	4,35	554	26,5	13,9	8,82	6,95	10,9	8,19	21,8	15,8	29,2	11,2	0,192
	4,0	5,64	719	32,8	17,0	10,9	8,52	13,8	10,3	21,4	15,4	36,7	13,7	0,190
70x40	4,0	6,27	799	48,5	19,6	13,9	9,82	17,6	11,8	24,6	15,7	45,8	16,3	0,210
80x40	3,0	5,29	674	54,2	18,0	13,6	9,00	17,1	10,4	28,4	16,3	43,8	15,3	0,232
	4,0	6,90	879	68,2	22,2	17,1	11,1	21,8	13,2	27,9	15,9	55,2	18,9	0,230
	5,0	8,42	1070	80,3	25,7	20,1	12,9	26,1	15,7	27,4	15,5	65,1	21,9	0,227
90x50	3,6	7,40	942	98,3	38,7	21,8	15,5	27,2	18,0	32,3	20,3	89,4	25,9	0,271
	4,0	8,15	1040	107	41,9	23,8	16,8	29,8	19,6	32,1	20,1	97,5	28,0	0,270
	5,0	9,99	1270	127	49,2	28,3	19,7	36,0	23,5	31,6	19,7	116,0	32,9	0,267
100x50	3,0	6,71	854	110	36,8	21,9	14,7	27,3	16,8	35,8	20,8	88,4	25,0	0,292
	3,6	7,96	1010	128	42,6	25,6	17,0	32,1	19,6	35,5	20,5	103	29,0	0,291
	4,0	8,78	1120	140	46,2	27,9	18,5	35,2	21,5	35,3	20,3	113	31,4	0,290
	5,0	10,8	1370	167	54,3	33,3	21,7	42,6	25,8	34,8	19,9	135	36,9	0,287
	5,6	11,9	1520	181	58,6	36,2	23,4	46,8	28,2	34,5	19,6	147	39,8	0,286
	6,3	13,3	1690	197	63,0	39,4	25,2	51,3	30,8	34,2	19,3	160	42,9	0,284
	8,0	16,3	2080	230	71,7	46,0	28,7	61,4	36,3	33,3	18,6	186	48,9	0,279
100x60	3,6	8,53	1090	145	64,8	28,9	21,6	35,6	24,9	36,5	24,4	142	35,6	0,311
	4,0	9,41	1200	158	70,5	31,6	23,5	39,1	27,3	36,3	24,3	156	38,7	0,310
	5,0	11,6	1470	189	83,6	37,8	27,9	47,4	32,9	35,8	23,8	188	45,9	0,307
	5,6	12,8	1630	206	90,6	41,2	30,2	52,0	36,1	35,5	23,6	205	49,7	0,306
	6,3	14,2	1810	225	98,1	45,0	32,7	57,3	39,5	35,2	23,3	224	53,8	0,304
120x60	3,6	9,66	1230	227	76,3	37,9	25,4	47,2	28,9	43,0	24,9	183	43,3	0,351
	4,0	10,7	1360	249	83,1	41,5	27,7	51,9	31,7	42,8	24,7	201	47,1	0,350
	5,0	13,1	1670	299	98,8	49,9	32,9	63,1	38,4	42,3	24,3	242	56,0	0,347
	6,3	16,2	2070	358	116	59,7	38,8	76,7	46,3	41,6	23,7	290	65,9	0,344
120x80	4,0	11,9	1520	303	161	50,4	40,2	61,2	46,1	44,6	32,5	330	65,0	0,390
	5,0	14,7	1870	365	193	60,9	48,2	74,6	56,1	44,2	32,1	401	77,9	0,387
	6,3	18,2	2320	440	230	73,3	57,6	91,0	68,2	43,6	31,5	487	92,9	0,384
	8,0	22,6	2880	525	273	87,5	68,1	111,0	82,6	42,7	30,8	587	110	0,379
140x70	4,0	12,6	1600	404	136	57,7	38,8	71,7	44,0	50,2	29,1	325	66,0	0,410
	5,0	15,5	1970	488	163	69,8	46,5	87,6	53,5	49,8	28,7	394	79,0	0,407
	6,3	19,2	2440	589	194	84,2	55,3	107,0	65,0	49,1	28,1	477	94,0	0,404
140x80	4,0	13,2	1680	441	184	62,9	46,0	77,1	52,2	51,2	33,1	411	76,5	0,430
	6,3	20,2	2570	646	265	92,3	66,2	115,0	77,5	50,1	32,1	607	110	0,424
150x100	4,0	15,1	1920	607	324	81,0	64,8	97,4	73,6	56,3	41,1	660	105	0,490
	5,0	18,6	2370	739	392	98,5	78,5	119,0	90,1	55,8	40,7	807	127	0,487
	6,3	23,1	2950	898	474	120,0	94,8	147,0	110	55,2	40,1	986	153	0,484
	8,0	28,9	3680	1087	569	145,0	114,0	180,0	135	54,4	39,4	1203	183	0,479
	10,0	35,3	4490	1282	665	171,0	133,0	216,0	161	53,4	38,5	1432	214	0,474
160x80	4,0	14,4	1840	612	207	76,5	51,7	94,7	58,3	57,7	33,5	493	88,1	0,470
	5,0	17,8	2270	744	249	93	62,3	116	71,1	57,2	33,1	600	106	0,467
	6,3	22,2	2820	903	299	113	74,8	142	86,8	56,6	32,6	730	127	0,464
	8,0	27,6	3520	1091	356	136	89	175	106	55,7	31,8	883	151	0,459
	10,0	33,7	4290	1284	411	161	103	209	125	54,7	31,0	1041	175	0,454
160x90	5,0	18,6	2370	804	326	101	72,5	124	82,7	58,2	37,1	738	121	0,487
	7,1	25,9	3290	1080	431	135	95,7	169	112	57,2	36,2	995	160	0,482
	8,0	28,9	3680	1180	470	148	105	187	124	56,8	35,8	1100	174	0,479
Multipel Enhet	mm	kg/m	mm ²	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm	mm	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	m ² /m

Member of Finnforest Corporation



Standarddimensioner för Limträ

Höjd	Bredd									
	42	56	66	78	90	115	140	165	190	215
90	•	•	•	•	▲	•	•	•	•	•
115						▲				
135	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
180	▲	•	•	•	▲	•	•	•	•	•
225	▲	▲	•	•	▲	▲	•	•	•	•
270	•	▲	•	•	▲	•	•	•	•	•
315	•	•	▲	•	▲	▲	•	•	•	•
360	•	•	•	•	▲	•	•	•	•	•
405	•	•	•	•	▲	▲	•	•	•	•
450	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
495	•	•	•	•	•	▲	•	•	•	•
540	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
585	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
630	•	•	•	•	•	▲	•	•	•	•
675	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
720		•	•	•	•	•	•	•	•	•
765		•	•	•	•	•	•	•	•	•
810		•	•	•	•	•	•	•	•	•
855			•	•	•	•	•	•	•	•
900			•	•	•	•	•	•	•	•
945			•	•	•	•	•	•	•	•
990				•	•	•	•	•	•	•
1035				•	•	•	•	•	•	•
1080				•	•	•	•	•	•	•
1125					•	•	•	•	•	•
1170					•	•	•	•	•	•
1215					•	•	•	•	•	•
1260						•	•	•	•	•
1305						•	•	•	•	•
1350						•	•	•	•	•
1395							•	•	•	•
1440							•	•	•	•
1485							•	•	•	•
1530							•	•	•	•
1575							•	•	•	•
1620							•	•	•	•

▲ Lagerfört sortiment

För översikt över fullständigt standardsortiment hänvisas till limträhandboken.

Virkesdimensioner – hyvlat virke
(lagerhållna)

Tjocklek	x	bredd
22	x	45
		70
		95
		120
		145
		170
		195
28	x	70
		95
34	x	45
		70
		95
		120
		145

Tjocklek	x	bredd
45	x	45
		70
		95
		120
		145
		170
		195
		220
70	x	70
95	x	95

Täckande betongskikt, spricksäkerhet m m
Utdrag ur SS 137010

Exponerings- klass	Max vct_{ekv}	L100			L50			L20		
		c_{min}	ζ	$w_{k,till}$	c_{min}	ζ	$w_{k,till}$	c_{min}	ζ	$w_{k,till}$
XC2	0,60	25	1,0	0,40	20	0,9	0,45	15	-	-
	0,55	20			15			10		
	0,50	15			10			10		
XC3, XC4	0,55	25	1,2	0,30	20	1,0	0,40	15	1,0	-
	0,50	20			15			10		
XS1, XD1	0,45	30	1,5	0,20	25	1,2	0,30	15	1,0	0,40
	0,40	20			20			15		
XD2	0,45	40			30			25		
	0,40	35			30			20		
	0,35	30			25			20		

c_{min} = minsta täckande betongskikt. Basmått = c_{min} + utförandetolerans

ζ = spricksäkerhet för föga korrosionkänslig armering

$w_{k,till}$ = tillåten karakteristisk sprickbredd för föga korrosionskänslig armering

2. EXPONERINGSKLASSER

2.1 Beskrivning och kommentarer

Exponeringsklasserna är grupperade efter de viktigaste angreppsmekanismerna, och beteckningarna förklaras enligt följande:

X0	Ingen risk för korrosion eller angrepp
XC (Carbonation)	Korrosion föranledd av karbonatisering
XD (De-icing agents)	Korrosion orsakad av andra klorider än från havsvatten, t.ex. tösalt
XS (Sea water)	Korrosion orsakad av klorider från havsvatten
XF (Frost)	Angrepp av frysning/upptining
XA (chemical Attack)	Kemiskt angrepp

Tabell 2.1 nedan ger en översikt av exponeringsklasserna. För den fullständiga tabellen hänvisas till standarden; tabellen återges även som tabell B1:1 i bilaga 1.

Tabell 2.1. Översikt över exponeringsklasser enligt SS-EN 206-1 [2], tabell 1.

Typ av angrepp		Klass	Beskrivning
Ingen risk		X0	Oarmerat utan frost, eller armerat i mycket torr miljö
Korrosion föranledd av karbonatisering		XC1	Torr eller ständigt våt
		XC2	Våt, sällan torr
		XC3	Måttlig fuktighet
		XC4	Cykliskt våt och torr
Korrosion orsakad av klorider	Andra klorider än från havsvatten	XD1	Måttlig fuktighet
		XD2	Våt sällan torr
		XD3	Cykliskt våt och torr
	Havsvatten	XS1	Luftburet salt
		XS2	Ständigt under vatten
		XS3	Tidvatten- skvalp- och stänkzon
Frostangrepp		XF1	Måttlig vattenmättnad, utan avisningsmedel
		XF2	Måttlig vattenmättnad, med avisningsmedel
		XF3	Hög vattenmättnad, utan avisningsmedel
		XF4	Hög vattenmättnad, med avisningsmedel eller havsvatten
Kemiskt angrepp		XA1	Obetydligt kemiskt aggressiv miljö
		XA2	Måttligt kemiskt aggressiv miljö
		XA3	Starkt kemiskt aggressiv miljö

TYPBLAD FÖR BOCKNING AV STÄNGER

2A 1979

TYPBLAD FÖR BOCKNING AV STÄNGER enligt Svensk Armering ©

A	B	C	D	E	EX
F	G	H	J	K	L
LX	M	N	NX	O	Q
R	S	SH	SX	T	U
V	W	X	XX	AB	Symmetrisk
AC	AD	AF	AE	AG	Objekt
Mått inom O se anvisningar punkt B 10 Andfuranringar: Andkrok vänd likadant som i typfiguren anges med L och andkrok vänd åt motsatt håll med M. Ankringsring anges med A. Bockningsmått avser ytterkonturer		Datum		Arbetsnummer	Blad nr
Utförd av	Granskad av	Senaste rev. dat.	Rev	Av	()

Bilaga C: Beräkningsunderlag

1 Beteckningar

$G_{k,j,sup}$	- Övre karakteristiskt värde för den permanenta lasten
P_k	- Karakteristiskt värde för spännkraft
$Q_{k,i}$	- Karakteristiskt värde för den samverkande variabla lasten i
$\gamma_d = 1,0$	- Partialkoefficient för säkerhetsfaktor (Tågtrafik)
$\gamma_p = 1,0$	- Partialkoefficient för inverkan av förspänning (Gynnsam)
$\gamma_Q = 1,45$	- Partialkoefficient för variabel last (För tåg)
$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$	- Partialkoefficient för permanentlast, G (Övre värde)
$\xi = 0,85$	- Reduktionsfaktor
$\psi_0 = 0,8$	- Lastreduktionstal, kombinationsvärde
$\psi_1 = 0,7$	- Lastreduktionstal, frekvent värde (= 0,8 om ett spår belastat)
$\psi_2 = 0,0$	- Lastreduktionstal, kvasipermanent (långtidsvärde)
η	- Reduktionsfaktor för långtidseffekt
e	- Excentriciteten på vilken förspänningen verkar
$\bar{x}$	- Tvärsnittets tyngdpunkt
h	- Tvärsnittets höjd
A_c	- Tvärsnittets effektiva betongarea
I_c	- Tvärsnittets yttröghetsmoment i stadium I
M_{g0}	- Dimensionerande moment från egentyngd
M_{qt}	- Dimensionerande moment från kvasipermanent lastkombination
M_q	- Dimensionerande moment från karakteristisk lastkombination

$\sigma_{cci,max}$	- Maximal tillåten tryckspänning i betongen
$\sigma_{cti,max}$	- Maximal tillåten dragspänning i betongen
$\sigma_{cco,max}$	- Maximal tillåten tryckspänning i betongen efter lång tid
$\sigma_{cto,max}$	- Maximal tillåten dragspänning i betongen efter lång tid
z	- Inre hävarm
b_t	- Medelbredd på tryckzon
d	- Avstånd från tryckt kant till dragarmeringen tyngdpunkt
M_{Ed}	- Dimensionerande moment
f_{yd}	- Dimensionerande flythållfasthet i armeringsstål
f_{yk}	- Karakteristisk flythållfasthet i armeringsstål
f_{ctm}	- Betongens medelhållfasthet i drag
b_w	- Livtjocklek på tvärsnitt
f_{ck}	- Karakteristisk tryckhållfasthet för betong
f_{ywd}	- Dimensionerande draghållfasthet vid flytning för tvärarmering
V_{Ed}	- Dimensionerande tvärkraft
V_{ipd}	- Vertikal komponent av förspänningskraft
P_d	- Dimensioneringsvärde av förspänningskraft
α_p	- Aktuell lutning på förspänningskablar
A_{mitt}	- area av krökningsfördelning mellan snitt 0 och mittsnitt
x_{mitt}	- avstånd till areans tyngdpunkt

2 Lastkombinering

Vid beräkning av brokonstruktioners bärförmåga i brottgränstillstånd ska minst gynnsamma lastkombinationen av 6.10a och 6.10b användas enligt SS-EN 1990. Vidare används vid dimensionering i bruksgränstillstånd ekvation 6.14b, 6.15b samt 6.16b där ekvation 6.14b beskriver karakteristisk lastkombination vilken normalt tillämpas för irreversibla gränstillstånd. Ekvation 6.15b beskriver den frekventa lastkombinationen och tillämpas normalt för reversibla gränstillstånd. Kvasipermanent kombination beskrivs i ekvation 6.16b och tillämpas normalt för långtidseffekter.

$$\sum \gamma_d \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_d \gamma_p P_k + \gamma_d \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum \gamma_d \xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma_d \gamma_p P_k + \gamma_d \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

$$\sum \gamma_d G_{k,j,sup} + \gamma_d P_k + \gamma_d Q_{k,1} \quad (6.14b)$$

$$\sum \gamma_d G_{k,j,sup} + \gamma_d P_k + \gamma_d \psi_{1,1} Q_{k,1} \quad (6.15b)$$

$$\sum \gamma_d G_{k,j,sup} + \gamma_d P_k + \sum \gamma_d \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

3 Dimensionering av spännarmering

Vid dimensionering av erforderlig spännarmering ställs krav på att uppsprickning ej sker vid uppspänning samt att gränserna för drag och tryck i konstruktionen ej överskrider, utifrån resulterande moment från det karakteristiska och det kvasipermanenta lastfallet. Nedan beskrivs dimensionerande ekvationer för beräkning av övre gräns på spännkraft (Engström, 2011).

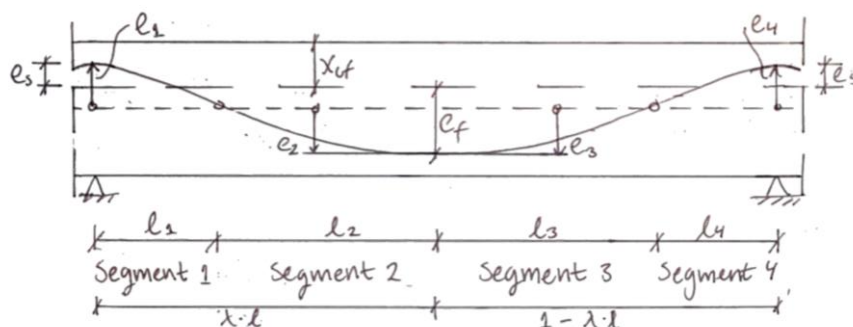
$$P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{x} \sigma_{cti,max}}{s - \frac{I_c}{x \cdot A_c}} \quad (5-24)$$

$$P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{cci,max}|}{s + \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}} \quad (5-25)$$

$$P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{go}(x) + M_{qt}(x) - \frac{I_c}{x} |\sigma_{cco,max}|}{s - \frac{I_c}{x \cdot A_c}} \quad (5-26)$$

$$P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{go}(x) + M_q(x) - \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{cto,max}|}{s + \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}} \quad (5-27)$$

Vidare beräkningar av kabelföring görs med figur 3.1 som grund. Tvärsnittets tyngdpunkt i fält betecknas här x_{cf} , excentriciteter i fält- och stödsnitt betecknas e_f respektive e_s . Vidare betecknas respektive parabelsektions excentricitet i ändsnitt e_i . Kontinuitetsvillkor ställs på lutningen vid inflektionspunkter samt på att excentriciteter vid möten i maxsnitt är ekvivalenta. Vid ändspann kan antagandet om att spännkablarna anordnas i tyngdpunkten göras. I detta fall ersätts parabelsegment 1 och 2 med ett segment.



Figur 3.1. Principiell kabelföring av spännarmering.

Friktionsförluster och resulterande uppspänningskraft, $P_i(x)$, i ett visst snitt, x , beräknas med ekvation (6-29) där $P_i(0)$ är erfordrad uppspänningskraft, μ är friktionskoefficient mellan spännkablarna och ursparingsrör, k är oavsiktlig vinkelförskjutning per enhetslängd och α är ändring av lutning mellan studerat snitt, x , och angränsande snitt. Lutningen, α_i , i ett snitt beräknas enligt (*) nedan.

$$\alpha_i = \frac{2 \cdot e_i}{l_i} \quad (*)$$

$$P_i(x) = P_i(0) \cdot e^{-\mu(\alpha + k \cdot x)} \quad (6-29)$$

4 Armeringskrav – slakarmering

Vid inläggning av längsgående slakarmering väljs för spännarmerade konstruktioner lägsta kravet på armeringsarea enligt Eurokod 2 (Al-Emrani, Engström, Johansson och Johansson, 2013). Minsta erfordrad armeringsarea beräknas med ekvation (B4-21). För konstruktioner utan spännarmering uppskattas erfordrat armeringsbehov enligt ekvation (B4-19). Vidare ställs krav på maximal armeringsarea för att undvika överarmerade konstruktioner, se ekvation (B4-22).

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} \quad (B4-19)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (B4-21)$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (B4-22)$$

5 Armeringskrav – tvärrarmering

Dimensionering av tvärrarmering för förspända och icke förspända tvärsnitt skiljer sig åt. Dimensionering av tvärrarmering för icke förspända tvärsnitt görs enligt Eurokod 2 (Al-Emrani, et al., 2013). Krav på minsta mängd tvärrarmeringsinnehåll ställs enligt ekvation (B6-24) vilket jämförs med tvärrarmeringsinnehållet vilket definieras enligt ekvation (B6-25). Vidare ställs krav på maximalt avstånd centrumavstånd, s , mellan tvärrarmeringsbyglar enligt ekvation (B6-26). För uppskattning av erforderad tvärrarmering antas en stångdiameter för beräkning av tvärrarmeringsarea varefter ett s -avstånd kan beräknas och kontrolleras mot krav, med utlösning av s från ekvation (B6-29). Lutningen, θ , på skjuvsprickan väljs, men som lägst $21,8^\circ$.

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

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin(\alpha)} \quad (B6-25)$$

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) \quad (B6-26)$$

$$\frac{A_{sw}}{s}(\chi) = \frac{V_{Ed}(\chi)}{z \cot(\theta) f_{ywd}} \quad (B6-29)$$

För dimensionering av tvärkraftsarmering i förspända betongkonstruktioner kommer, enligt ekvation (10-3), förspänningskraftens vertikala komponent att påverka dimensionerande tvärkraft (Engström, 2011). Den vertikala komponenten definieras enligt ekvation (10-4).

$$V_{Ed,net} = V_{Ed} - V_{ipd} \quad (10-3)$$

$$V_{ipd} = P_d * \tan(\alpha_p) \quad (10-4)$$

6 Momentkapacitet

Beräkning av momenkapacitet i brottgränstillstånd för slakarmerade tvärsnitt sker enligt Eurokod 2 (Al-Emrani, et al., 2013). Tvärsnittets momenkapacitet, M_{Rd} , uppskattas enligt ekvation (B4-12) och erforderlig armeringsarea uppskattas enligt ekvation (B4-16), där A_s är armeringens tvärsnittsarea.

$$M_{Rd} \approx f_{yd} A_s z \quad (B4-12)$$

$$A_s \approx \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * 0,9d} \quad (B4-16)$$

För beräkning av momentkapacitet i brottgränstillstånd vid tvärsnitt med förspänning kontrolleras istället momentkapacitet enligt Eurokod 2 med jämförelse mellan ekvation (**) och (***), där A_p är spännarmeringens tvärsnittsarea (Engström, 2011)

$$M_{Rd} \approx f_{yd} * A_p * z \quad (**)$$

$$M_{Ed} \approx A_p * f_{yd} * 0,9d \quad (***)$$

7 Nedböjning

För beräkning av nedböjning används grafisk metod enligt Al-Emrani et al. (2011) och beräknas som areor av krökningsfördelningen multiplicerat med avståndet till respektive areas tyngdpunkt. För osprucken betong kommer krökningsfördelningen att variera likt momentkurvan, enligt ekvation (B8-1). Under förutsättning att krökningsfördelningen är parabolisk, beräknas nedböjning i mittnitt sedan enligt ekvation (****).

$$\left(\frac{1}{r}\right)_f(x) = \frac{M(x)}{E_{cm}I_I} \quad (B8-1)$$

$$y_{mitt} = A_{mitt} * x_{mitt} \quad (****)$$

8 Referenser

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M och Johansson, P. (2013). Bärande Konstruktioner – Del 1. Göteborg, Chalmers Tekniska Högskola.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M och Johansson, P. (2011). Bärande Konstruktioner – Del 2. Göteborg, Chalmers Tekniska Högskola.

Engström, B. (2011). *Design and analysis of prestressed concrete structures* (2011:7). Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.

Swedish Standards Institute. (2002). SS-EN 1990. *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Stockholm: SIS Förlag AB.

Bilaga D: Beräkning av resulterande moment

BILAGA D - BERÄKNING AV RESULTERANDE MOMENT

Beräknar resulterande moment från lastfall 6.10a/b, 6.14b, 6.15b och 6.16b, utifrån värsta placering av laster på bron. Beräkningar görs för halva tvärsnittet då det är symmetriskt, vilket förenklar vidare dimensioneringsberäkningar. Val av spann som ska belastas, för att avgöra värsta resulterande moment görs nedan. Brotypen som beräkningar utförs på är en trågbalkbro i förspänd betong.

```
% KANDIDATARBETE: ACEX10-19-51 TKSAM-3 VT 2019 (BROGRUPP 2)
```

```
% Johan Emmoth  
% Lukas Ehn  
% Johan Dahlen  
% Felicia Spaak  
% Gabriella Zayton  
% Amar Talic
```

INPUT

```
% Nollställer workspace och stänger alla fönster.  
clc, clear all, close all; %#ok<CLALL>  
  
% Val av spann som ska belastas av axellaster; 1 - 7  
spann = 1;
```

DIMENSIONERANDE INDATA

Definierar dimensioner på brons längd samt val av tvärsnitt. Vidare definieras tungheter på ballast, detaljer och betong.

```
% Bro längd och spannlängder  
% Totallängd  
L_tot = 188.8; % [m]  
% Spannlängd 1  
L_1 = 30; % [m]  
% Spannlängd 2  
L_2 = 22.93; % [m]  
  
% Tvärsnittsgeometri (intiellt antagande)  
b_platta = 2.6 + 4.5 + 2.6; % [m]  
b_1 = b_platta/2; % [m]  
b_balk = 0.720; % [m]  
b_tot = 2 * b_balk + b_platta; % [m]  
h_platta = 0.670; % [m]  
h = 2.200; % [m]  
h_w = h - h_platta; % [m]  
  
% Beläggning (Ballast)  
% Densitet (se kap. 5.2)  
p_ballast = 20; % [kN/m^3]  
% Minsta djup  
h_ballast = 0.6; % [m]  
% Minsta bredd  
b_ballast = b_platta; % [m]  
  
% Räls & Detaljer (se kap. 5.2)  
g_rals = 0.5; % [kN/m]  
g_detaljer = 0.5 + 0.5; % [kN/m]
```



```

% Betong (se kap. 5.2)
% Densitet betong (se kap. 5.2)
p_betong = 25; % [kN/m^3]
% Antag area betong:
A_betong = 2 * h * b_balk + ...
           h_platta * b_platta; % [m^2]

% Tvärsnittsegenskapsmatris (sätts lika med 1 för CALFEM-beräkningar)
ep = [1 1 1];

```

BERÄKNING AV PERMANENT LAST (EGENTYNGD & BELÄGGNING)

Beräknar egentyingder från ballast, detaljer och betong samt kombinerar till en total lasteffekt från egentyingd.

```

% Egentyngd Beläggning:
G_ballast = p_ballast * ((b_ballast - 0.7) * ...
                      h_ballast + 0.7 * 0.3); % [kN/m]

% Egentyngd Räls & räckan:
G_detaljer = 4 * g_rals + 2 * g_detaljer; % [kN/m]

% Egentyngd Betong:
G_betong = p_betong * A_betong; % [kN/m]

% Total permanent last:
G_kjsup = G_ballast + G_detaljer + G_betong; % [kN/m]

```

BERÄKNING AV VARIABELLAST FRÅN TÅG

Lasteffekter från variabla laster enligt lastmodell LM71, se kap. 5.3

```

% Korrektionsfaktor alpha (Tågtrafik):
alpha = 1.33; % [-]

% Punktlast Tågtrafik:
Q_vk = 250; % [kN]
Q_vd = alpha * Q_vk; % [kN]

% Utbredd last Tågtrafik:
q_vk = 80; % [kN/m]
q_vd = alpha * q_vk; % [kN/m]

```

SAMMANSTÄLLNING AV LASTER (HELA TVÄRSNITTET)

Sammanställer en tabell med alla lasteffekter.

```

last = [{'Egentyngd - ballast', 'Egentyngd - Betong', ...
        'Egentyngd - Räls & räckan', 'Jämnt utbredd last', ...
        'Axellast'}]'; %#ok<NBRAK>
sam = [round(G_ballast,1), round(G_betong,1), ...
       round(G_detaljer,1), round(2*q_vd,1), round(2*Q_vd,1)]';
enhet = [{'kN/m', 'kN/m', 'kN/m', 'kN/m', 'kN'}]'; %#ok<NBRAK>

disp('Tabell 1. Sammanställning av laster (hela tvärsnittet).')
table_1 = table(last, sam, enhet, 'VariableNames', ...

```

```

        {'Last' 'Storlek' 'Enhet'});
disp(' ')
disp(table_1)
disp(' ')

```

Tabell 1. Sammanställning av laster (hela tvärsnittet).

Last	Storlek	Enhet
'Egentyngd - ballast'	112.2	'kN/m'
'Egentyngd - Betong'	241.7	'kN/m'
'Egentyngd - Räls & räcke'	4	'kN/m'
'Jämnt utbredd last'	212.8	'kN/m'
'Axeallast'	665	'kN'

KOEFFICIENTER

Koefficienter för de studerade lastkombinationerna, se bilaga C.

```

% Partialkoefficienter
% Säkerhetsklass 3
Gamma_d      = 1.0;                                % [-]

% Partialkoefficient för inverkan av förspänning
Gamma_P      = 1.0;                                % [-]

% Partialkoefficient för permanentlast, G (Övre värde)
Gamma_Gjsup  = 1.35;                                % [-]

% Partialkoefficient för variabellast (Tåg)
Gamma_Q      = 1.45;                                % [-]

% Reduktionsfaktor
xi           = 0.85;                                % [-]

% Lastreduktionstal
% Lastreduktionstal, kombinationsvärde
Psi_0        = 0.8;                                % [-]

% Lastreduktionstal, frekventvärde
Psi_1        = 0.7;                                % [-]

% Lastreduktionstal, kvasipermamentvärde (~långtidsvärde)
Psi_2        = 0.0;                                % [-]

```

BERÄKNINGAR

Beräknar lasteffekt för respektive lastkombination, ställer upp beräkningsmodell, definierar upplagsvillkor, ställer upp styvhetsmatris och lastvektor med hjälp av CALFEM, löser ekvationssystemet $Ka = f$ samt beräknar resulterande moment.

```

% LASTKOMBINATIONER (HALVA TVÄRSNITTET)
% se bilaga C för ytterligare förklaring.

```

```

for lastfall = 1:4

```

```

    % Brottgränstillstånd, 6.10a/6.10b: lastfall = 1
    % Karakteristisk,      6.14b: lastfall = 2
    % Frekvent,           6.15b: lastfall = 3
    % Kvasipermanent,      6.16b: lastfall = 4

% LASTFALL 1; 6.10a / 6.10b
if lastfall == 1
% Bidrag från permanentlast
G_d = max((Gamma_d * Gamma_Gjsup * G_kjsup)/2, ...
    (Gamma_d * Xi * Gamma_Gjsup * G_kjsup)/2); % [kN/m]

% Bidrag från största variabel last: LM 71
Q_d = max(Gamma_d * Gamma_Q * Psi_0 * Q_vd, ...
    Gamma_d * Gamma_Q * Q_vd); % [kN]
q_d = max(Gamma_d * Gamma_Q * Psi_0 * q_vd, ...
    Gamma_d * Gamma_Q * q_vd); % [kN/m]

% LASTFALL 2; 6.14b
elseif lastfall == 2
% Bidrag från permanentlast
G_d = Gamma_d * G_kjsup/2; % [kN/m]

% Bidrag från största variabel last: LM 71
Q_d = Gamma_d * Q_vd; % [kN]
q_d = Gamma_d * q_vd; % [kN/m]

% LASTFALL 3; 6.15b
elseif lastfall == 3
% Bidrag från permanentlast
G_d = (Gamma_d * G_kjsup)/2; % [kN/m]

% Bidrag från största variabel last: LM 71
Q_d = Gamma_d * Psi_1 * Q_vd; % [kN]
q_d = Gamma_d * Psi_1 * q_vd; % [kN/m]

% LASTFALL 4; 6.16b
elseif lastfall == 4
% Bidrag från permanentlast
G_d = (Gamma_d * G_kjsup)/2; % [kN/m]

% Bidrag från största variabel last: LM 71
Q_d = 2 * Psi_2 * Gamma_d * Q_vd; % [kN]
q_d = 2 * Psi_2 * Gamma_d * q_vd; % [kN/m]

end

% Utbredd last av endast egentyngd
eq1 = [0, -G_d];

% Utbredd last av variabel last
eq2 = [0, -q_d];

% BERÄKNINGSMODELL
% Antal noder och element
N_nod = 8 + 6*7;
N_el = N_nod - 1;

```

```

% Frihetsgrader
Dof = zeros(N_nod,4);
for i = 1:N_nod
    Dof(i,:) = [i 3*i-2 3*i-1 3*i];
end

% Toplogimatrix
Edof = zeros(N_el, 7);
for i = 1:N_el
    Edof(i,:) = [i Dof(i,[2 3 4]) Dof(i+1,[2 3 4])];
end

% Nodkoordinater
Coord = zeros(N_nod, 2);
for i = 1:8
    if i < 4
        Coord(i+(i-1)*6,:) = [L_1 * (i-1), 0];
    elseif i > 3 && i < 6
        Coord(i+(i-1)*6,:) = [2 * L_1 + (i-3)*L_2, 0];
    elseif i > 5 && i < 8
        Coord(i+(i-1)*6,:) = [2 * (L_1 + L_2) + L_1 * (i-5), 0];
    else
        Coord(i+(i-1)*6,:) = [4 * L_1 + 3 * L_2, 0];
    end
end

for i = 1:6
    if i == 1
        Coord(i+1,1) = L_1/2 - 1.6*2;
        Coord(i+8,1) = L_1/2 - 1.6*2 + L_1;
        Coord(i+15,1) = L_2/2 - 1.6*2 + 2 * L_1;
        Coord(i+22,1) = L_2/2 - 1.6*2 + 2 * L_1 + L_2;
        Coord(i+29,1) = L_1/2 - 1.6*2 + 2 * L_1 + 2 * L_2;
        Coord(i+36,1) = L_1/2 - 1.6*2 + 3 * L_1 + 2 * L_2;
        Coord(i+43,1) = L_2/2 - 1.6*2 + 4 * L_1 + 2 * L_2;
    elseif i == 6
        Coord(i+1,1) = L_1/2 + 1.6*2;
        Coord(i+8,1) = L_1/2 + 1.6*2 + L_1;
        Coord(i+15,1) = L_2/2 + 1.6*2 + 2 * L_1;
        Coord(i+22,1) = L_2/2 + 1.6*2 + 2 * L_1 + L_2;
        Coord(i+29,1) = L_1/2 + 1.6*2 + 2 * L_1 + 2 * L_2;
        Coord(i+36,1) = L_1/2 + 1.6*2 + 3 * L_1 + 2 * L_2;
        Coord(i+43,1) = L_2/2 + 1.6*2 + 4 * L_1 + 2 * L_2;
    else
        Coord(i+1,1) = L_1/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6;
        Coord(i+8,1) = L_1/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6 + L_1;
        Coord(i+15,1) = L_2/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6 + 2 * L_1;
        Coord(i+22,1) = L_2/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6 + 2 * L_1 + L_2;
        Coord(i+29,1) = L_1/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6 + 2 * L_1 + 2 * L_2;
        Coord(i+36,1) = L_1/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6 + 3 * L_1 + 2 * L_2;
        Coord(i+43,1) = L_2/2 - 1.6*2.5 + (i-1)*1.6 + 4 * L_1 + 2 * L_2;
    end
end

% Elementkoordinater
[Ex, Ey] = coordxtr(Edof, Coord, Dof(:,[2 3 4]), 2);

```

```

% UPPLAGSVILLKOR
% Fritt upplagd kontinuerlig bro
bc = zeros(9,2);
bc(1,:) = [1 0];
bc(2,:) = [2 0];
bc(3,:) = [23 0];
bc(4,:) = [44 0];
bc(5,:) = [65 0];
bc(6,:) = [86 0];
bc(7,:) = [107 0];
bc(8,:) = [128 0];
bc(9,:) = [149 0];

% STYVHETSMATRIS & LASTVEKTOR
for j = 1:2

    if j == 1
        f_load_1 = zeros(3*N_nod, 1);
        K_1       = zeros(3*N_nod, 3*N_nod);
        for i = 1:N_el
            [ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, eq1);
            [K_1, f_load_1] = assem(Edof(i,:), K_1, ke, f_load_1, fe);

            last = 1;
        end

    elseif j == 2
        f_load_2 = zeros(3*N_nod, 1);
        K_2       = zeros(3*N_nod, 3*N_nod);
        for i = 1:N_el
            if i > (spann - 1) * 7 + 2 && i < 7 + (spann - 1) * 7
                [ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, [0 0]);
                [K_2, f_load_2] = assem(Edof(i,:), K_2, ke, f_load_2, fe);
            else
                [ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, eq2);
                [K_2, f_load_2] = assem(Edof(i,:), K_2, ke, f_load_2, fe);
            end

            last = 2;
        end

        for i = [1 4 7 10]
            f_load_2((spann - 1) * 21 + i + 7) = f_load_2((spann - 1) * ...
                * 21 + i + 7) - Q_d;
        end
    end
end

```

```

% LÖSNING AV EKVATIONSSYSTEM & BERÄKNING AV MOMENT
% Löser ekvationssystemet  $Ka = f$  med hjälp av funktionen solveq.

if last == 1
    [a_1, f_1] = solveq(K_1, f_load_1, bc);
    Ed_1 = extract(Edof, a_1);

    n = 20;
    Es_save_1 = zeros(n*N_el,3);
    for i = 1:N_el
        Es_1 = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed_1(i,:), eq1, n);
        Es_save_1(((i-1)*n)+1:((i-1)*n)+n,1:3) = Es_1;
    end

elseif last == 2
    [a_2, f_2] = solveq(K_2, f_load_2, bc);
    Ed_2 = extract(Edof, a_2);

    figure(lastfall)
    eldraw2(Ex,Ey,[1 3 0]);
    sfac = scalefact2(Ex,Ey,Ed_2,0.5);
    eldisp2(Ex,Ey,Ed_2,[2 1 0],sfac);
    title(['Deformerad respektive odeformerad bro - lastfall ', ...
        num2str(lastfall)], 'FontSize',12)
    xlabel('Global x-axel [m]')
    ylabel('Global y-axel [m]')

    % Ökar upplösningen på figuren
    Gx = gcf;
    Gx.Position(3:4) = Gx.Position(3:4)*1.3;

    n = 20;
    Es_save_2 = zeros(n*N_el,3);
    for i = 1:N_el
        if i > (spann - 1) * 7 + 2 && i < 7 + (spann - 1) * 7
            Es_2 = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed_2(i,:), [0 0], n);
            Es_save_2(((i-1)*n)+1:((i-1)*n)+n,1:3) = Es_2;
        else
            Es_2 = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed_2(i,:), eq2, n);
            Es_save_2(((i-1)*n)+1:((i-1)*n)+n,1:3) = Es_2;
        end
    end

    figure(5)
    xcoord = [0; Ex(:,2)];
    x = zeros(length(Es_save_2),1);
    for i = 1:length(xcoord)-1
        x(i+(i-1)*(n-1)+n+(i-1)*n,1) = linspace(xcoord(i), ...
            xcoord(i+1),n);
    end
    plot(x,(Es_save_1(:,3) + Es_save_2(:,3)))

```

```

        hold on
    end
end

if lastfall == 1
    % Egengynd
    [M_1g_f, Pos_1g_f] = max(Es_save_1(:,3));
    [M_1g_s, Pos_1g_s] = min(Es_save_1(:,3));
    f_boundary_1g      = f_1;

    % Variabel last
    [M_1f, Pos_1f] = max(Es_save_2(:,3));
    [M_1s, Pos_1s] = min(Es_save_2(:,3));
    f_boundary_1    = f_2;

elseif lastfall == 2
    % Egentyngd
    [M_2g_f, Pos_2g_f] = max(Es_save_1(:,3));
    [M_2g_s, Pos_2g_s] = min(Es_save_1(:,3));
    f_boundary_2g      = f_1;

    % Variabel last
    [M_2f, Pos_2f] = max(Es_save_2(:,3));
    [M_2s, Pos_2s] = min(Es_save_2(:,3));
    f_boundary_2     = f_2;

    Es_last2 = Es_save_1 + Es_save_2;

elseif lastfall == 3
    % Egengynd
    [M_3g_f, Pos_3g_f] = max(Es_save_1(:,3));
    [M_3g_s, Pos_3g_s] = min(Es_save_1(:,3));
    f_boundary_3g      = f_1;

    % Variabel last
    [M_3f, Pos_3f] = max(Es_save_2(:,3));
    [M_3s, Pos_3s] = min(Es_save_2(:,3));
    f_boundary_3     = f_2;

elseif lastfall == 4
    % Egentyngd
    [M_4g_f, Pos_4g_f] = max(Es_save_1(:,3));
    [M_4g_s, Pos_4g_s] = min(Es_save_1(:,3));
    f_boundary_4g      = f_1;

    [M_4f, Pos_4f] = max(Es_save_2(:,3));
    [M_4s, Pos_4s] = min(Es_save_2(:,3));
    f_boundary_4     = f_2;
end

end

LastFall = [{'1', '2', '3', '4'}]'; %#ok<NBRAK>
MaxMom_g = [Pos_1g_f round(M_1g_f,1); Pos_2g_f round(M_2g_f,1); ...

```

```

        Pos_3g_f round(M_3g_f,1); Pos_4g_f round(M_4g_f,1)];
MinMom_g = [Pos_1g_s round(M_1g_s,1); Pos_2g_s round(M_2g_s,1); ...
            Pos_3g_s round(M_3g_s,1); Pos_4g_s round(M_4g_s,1)];

MaxMom    = [Pos_1f round(M_1f,1); Pos_2f round(M_2f,1); ...
            Pos_3f round(M_3f,1); Pos_4f round(M_4f,1)];
MinMom    = [Pos_1s round(M_1s,1); Pos_2s round(M_2s,1); ...
            Pos_3s round(M_3s,1); Pos_4s round(M_4s,1)];

disp('Tabell 2. Sammanställning av resulterande maximala fält-')
disp('      och stödmoment med belastning på halva tvärsnittet')
disp('      (utan hänsyn till egentyngd).')
table_2 = table(LastFall, MaxMom(:,2), x(MaxMom(:,1)),MinMom(:,2), ...
                x(MinMom(:,1)), 'VariableNames',...
                {'Lastfall', 'Maximalt_faltnmoment_kNm', 'Position_falt_m', ...
                 'Maximalt_stodmoment_kNm', 'Position_stod_m'});
disp(' ')
disp(table_2)
disp(' ')

disp('Tabell 3. Sammanställning av resulterande maximala fält-')
disp('      och stödmoment med belastning av endast egentyngd')
disp('      på halva tvärsnittet tillhörande respektive lastfall.')
table_2 = table(LastFall, MaxMom_g(:,2), x(MaxMom_g(:,1)), ...
                MinMom_g(:,2), x(MinMom_g(:,1)), 'VariableNames',...
                {'Lastfall', 'Maximalt_faltnmoment_kNm', 'Position_falt_m', ...
                 'Maximalt_stodmoment_kNm', 'Position_stod_m'});
disp(' ')
disp(table_2)
disp(' ')

% MOMENTDIAGRAM
title(['Resulterande moment med belastning av axellaster i fack ', ...
      num2str(spann)], 'FontSize',12)
xlabel('Global x-axel [m]')
ylabel('Moment [kNm]')
line([0 188.79], [0 0], 'Linewidth',2)
plot([0 30 60 82.93 105.86 135.86 165.86 188.79], ...
      2e3*[1 1 1 1 1 1 1 1], '^', 'MarkerFaceColor', 'b', 'MarkerSize', 10)
set(gca, 'Ydir', 'reverse')
axis([-10 188.79+10 -1e5 1e5])
legend('Brottgränstillstånd', 'Karakteristisk', ...
      'Frekvent', 'Kvasipermanent', 'Brobara', 'Stöd')
grid on
grid minor

% Ökar upplösningen på figuren
Gx = gcf;
Gx.Position(3:4) = Gx.Position(3:4)*1.3;

% UPPLAGSKRAFTER
f_b = zeros(8,4);
f_b_g = zeros(8,4);
for i = 1:8
    f_b(i,1) = f_boundary_1(2 + (i-1)*21);
    f_b(i,2) = f_boundary_2(2 + (i-1)*21);

```



```

f_b(i,3) = f_boundary_3(2 + (i-1)*21);
f_b(i,4) = f_boundary_4(2 + (i-1)*21);

f_b_g(i,1) = f_boundary_1g(2 + (i-1)*21);
f_b_g(i,2) = f_boundary_2g(2 + (i-1)*21);
f_b_g(i,3) = f_boundary_3g(2 + (i-1)*21);
f_b_g(i,4) = f_boundary_4g(2 + (i-1)*21);
end

stod = 1:8;

disp(' ')
disp(' ')
disp('Tabell 4. Resultande vertikala upplagskrafter i stöd [kN]')
disp('      med hänsyn till egen tyngd (Halva tvärsnittet).')
table_3 = table(stod, f_b(:,1), f_b(:,2), f_b(:,3), f_b(:,4), ...
    'VariableNames',{'Stod', 'Lastfall_1', 'Lastfall_2', ...
    'Lastfall_3', 'Lastfall_4'});
disp(' ')
disp(table_3)
disp(' ')

xcoords = x;
clearvars -except MaxMom MaxMom_g MinMom MinMom_g b_platta ...
    b_1 b_balk b_tot h_platta h h_w f_b f_b_g L_1 L_2 ...
    Es_last2 xcoords

```

Tabell 2. Sammanställning av resulterande maximala fält- och stödmoment med belastning på halva tvärsnittet (utan hänsyn till egentygnd).

Lastfall	Maximalt_faltmoment_kNm	Position_falt_m	Maximalt_stodmoment_kNm	Position_stod_m
'1'	16061	12.6	-18340	30
'2'	11077	12.6	-12648	30
'3'	7753.7	12.6	-8853.7	30
'4'	0	0	0	0

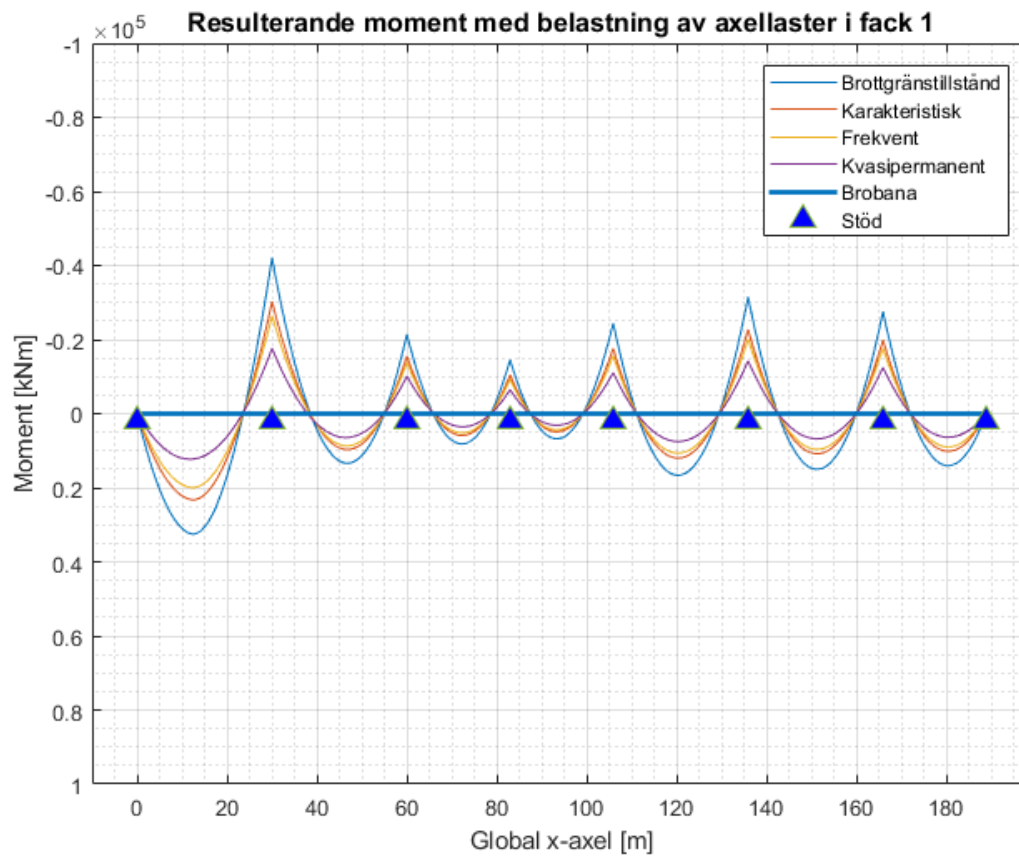
Tabell 3. Sammanställning av resulterande maximala fält- och stödmoment med belastning av endast egentygnd på halva tvärsnittet tillhörande respektive lastfall.

Lastfall	Maximalt_faltmoment_kNm	Position_falt_m	Maximalt_stodmoment_kNm	Position_stod_m
'1'	16593	11.8	-23762	30
'2'	12291	11.8	-17602	30
'3'	12291	11.8	-17602	30
'4'	12291	11.8	-17602	30

Tabell 4. Resultande vertikala upplagskrafter i stöd [kN] med hänsyn till egen tyngd (Halva tvärsnittet).

Stod	Lastfall_1	Lastfall_2	Lastfall_3	Lastfall_4

1	2246.7	1549.4	1084.6	0
2	6112.8	4215.7	2951	0
3	3815.5	2631.4	1842	0
4	3293.4	2271.3	1589.9	0
5	4148.5	2861.1	2002.7	0
6	4774.2	3292.5	2304.8	0
7	4499.7	3103.3	2172.3	0
8	1300.2	896.72	627.7	0



Published with MATLAB® R2017b

Bilaga E: Dimensionering av tvärsnitt

BILAGA E - DIMENSIONERING AV TVÄRSNITT

Dimensionerar spännarmering och uppspänningskraft i brons längsled genom iteration. Innan körning av detta script ska scriptet i bilaga 4 köras då tvärsnittsdimensioner och dimensionerande moment bygger på dessa beräkningar.

```
% KANDIDATARBETE: ACEx10-19-51 TKSAM-3 VT 2019 (BROGRUPP 2)
```

```
% Johan Emmoth  
% Lukas Ehn  
% Johan Dahlen  
% Felicia Spaak  
% Gabriella Zayton  
% Amar Talic
```

```
clc, close all
```

MEDVERKANDE FLÄNSBREDD I FÄLT

Beräknar medverkande flänsbredd i fältsnitt enligt Eurokod 2, kapitel 5.3.2.1.

```
% Ungefärligt avstånd mellan momentnollpunkter i fältsnitt (avläst)  
l_0_f = 23.7; % [m]
```

```
% Medverkande flänsbredd i fält  
disp('MEDVERKANDE FLÄNSBREDD I FÄLT')
```

```
% (5.7a)
```

```
if 0.2 * b_1 + 0.1 * l_0_f < 0.2 * l_0_f  
    b_eff1_f = 0.2 * b_1 + 0.1 * l_0_f;  
    disp(['    Krav OK: b_eff1 = ', num2str(b_eff1_f), ' m'])  
else  
    disp('    Krav EJ OK')  
end
```

```
% (5.7)
```

```
if b_eff1_f + b_balk < b_tot  
    b_eff_f = b_eff1_f + b_balk;  
    disp(['    Krav OK: b_eff = ', num2str(b_eff_f), ' m'])  
else  
    disp('    Krav EJ OK')  
end
```

```
disp(' ')
```

```
MEDVERKANDE FLÄNSBREDD I FÄLT
```

```
Krav OK: b_eff1 = 3.34 m  
Krav OK: b_eff = 4.06 m
```

TVÄRSNITTSKONSTANTER I FÄLT

Beräknar tvärsnittskonstanter i fältsnitt, det vill säga medverkande betongarea, tvärsnittets tyngdpunkt sett från ovankant samt tvärsnittets yttröghetsmoment.

```
disp('TVÄRSNITTSKONSTANTER I FÄLT')

% Betongarea
A_cf = b_balk * h_w + (b_eff_f - b_balk) * h_platta; % [m^2]
disp(['    A_cf = ', num2str(A_cf), ' m^2'])

% Tyngdpunkt
x_cf = (b_balk * h_w * (h_w / 2) + (b_eff_f - b_balk) * h_platta * ...
        (h_w + h_platta/2)) / A_cf; % [m]
disp(['    x_cf = ', num2str(x_cf), ' m'])

% Tröghetsmoment
I_cf = b_balk * h^3 / 12 + b_balk * h * (x_cf - h/2)^2 + ...
        b_eff1_f * h_platta^3 / 12 + b_eff1_f * h_platta * ...
        (h - h_platta/2 - x_cf)^2; % [m^4]

disp(['    I_cf = ', num2str(I_cf), ' m^4'])

TVÄRSNITTSKONSTANTER I FÄLT
A_cf = 3.3394 m^2
x_cf = 1.5021 m
I_cf = 1.2734 m^4
```

MEDVERKANDE FLÄNSBREDD VID STÖD

Beräknar medverkande flänsbredd i stödsnitt enligt Eurokod 2, kapitel 5.3.2.1.

```
% Ungefärligt avstånd mellan momentnollpunkter i stödsnitt (avläst)
l_0_s = 39.0 - l_0_f; % [m]

% Medverkande flänsbredd i stödsnitt
disp(' ')
disp('MEDVERKANDE FLÄNSBREDD I STÖDSNITT')
if 0.2 * b_1 + 0.1 * l_0_s < 0.2 * l_0_s
    b_eff1_s = 0.2 * b_1 + 0.1 * l_0_s;
    disp(['    Krav OK: b_eff1 = ', num2str(b_eff1_s), ' m'])
else
    disp('    Krav EJ OK')
end

if b_eff1_s + b_balk < b_tot
    b_eff_s = b_eff1_s + b_balk;
    disp(['    Krav OK: b_eff = ', num2str(b_eff_s), ' m'])
else
    disp('    Krav EJ OK')
end
disp(' ')

MEDVERKANDE FLÄNSBREDD I STÖDSNITT
Krav OK: b_eff1 = 2.5 m
Krav OK: b_eff = 3.22 m
```

TVÄRSNITTSKONSTANTER I STÖD

Beräknar tvärsnittskonstanter i stödsnitt, det vill säga medverkande betongarea, tvärsnittets tyngdpunkt sett från underkant samt tvärsnittets yttröghetsmoment.

```
disp('TVÄRSNITTSKONSTANTER I STÖD')

% Betongarea
A_cs = b_balk * h_w + b_eff_s * h_platta; % [m^2]
disp(['    A_cs = ', num2str(A_cs), ' m^2'])

% Tyngdpunkt
x_cs = (b_balk * h_w * (h_platta + h_w/2) + b_eff_s * h_platta ...
        * (h_platta / 2)) / A_cs; % [m]
disp(['    x_cs = ', num2str(x_cs), ' m'])

% Tröghetsmoment
I_cs = b_balk * h_w^3 / 12 + b_balk * h_w * (h_w/2 - x_cs)^2 ...
        + b_eff_s * h_platta^3 / 12 + b_eff_s * h_platta * ...
        (x_cs - h_platta/2)^2; % [m^4]
disp(['    I_cs = ', num2str(I_cs), ' m^4'])
disp(' ')

TVÄRSNITTSKONSTANTER I STÖD
A_cs = 3.259 m^2
x_cs = 0.70682 m
I_cs = 0.59759 m^4
```

FÖRHÅLLANDE MELLAN STYVHETER I STÖD OCH FÄLT

```
disp('FÖRHÅLLANDE MELLAN STYVHETER I STÖD OCH FÄLT')
disp(['    I_cs/I_cf = ', num2str(I_cs/I_cf)])
disp(' ')

FÖRHÅLLANDE MELLAN STYVHETER I STÖD OCH FÄLT
I_cs/I_cf = 0.46929
```

MÖJLIG PLACERING AV SPÄNNKABLAR

Beräknar minsta täckande betongskikt enligt Eurokod 2.

```
% MINSTA TÄCKANDE BETONGSKIKT FÖR BYGLAR
% Antag byglar fi_v = 16 mm
fi_v = 16; % [mm]

% Separata byglar
c_min_b = fi_v; % [mm]

% Utifrån exponeringsklass, se kap. 5.5
c_min_dur = 25; % [mm]

% Minsta täckande betongskikt
c_min = max([c_min_b, c_min_dur, 10]); % [mm]

% Tolerans, Nationell parameter
delta_c_dev = 10; % [mm]
```

```

% Nominellt värde på täckande betongskikt
c_nom = c_min + delta_c_dev; % [mm]

% Multipl av 5 mm.
c_v = c_nom;

% MINSTA TÄCKANDE BETONGSKIKT FODERRÖR
% Antag cirkulära foderrör enligt Freyssinet system
fi_duct = 100; % [mm]

% Hänsyn till armeringens vidhäftning
c_min_b = fi_duct; % [mm]

% Hänsyn till korrosionsskydd
c_min_dur = 25; % [mm]

% Minsta täckande betongskikt
c_min = max([c_min_b, c_min_dur, 10]); % [mm]

% Tolerans, Nationell parameter
delta_c_dev = 10; % [mm]

% Nominellt värde på täckande betongskikt
c_nom = c_min + delta_c_dev; % [mm]

% Avstånd mellan centrum och foderrör
s_e = (c_nom + fi_duct / 2)*1e-3; % [m]

disp('MÖJLIG PLACERING AV SPÄNNKABLAR')
disp(['    s_e = ', num2str(s_e*1e3), ' mm'])
disp(' ')

MÖJLIG PLACERING AV SPÄNNKABLAR
s_e = 160 mm

```

RESULTERANDE FÄLTMOMENT FÖR RESPEKTIVE LASTFALL

Definierar dimensionerande fältmoment från karakteristisk lastkombination (2) och kvasipermanent lastkombination (4) utifrån beräkningar i bilaga 4.

```

% Maximala fältmoment från variabla laster för lastfall 2 & 4
M_f2 = abs(MaxMom(2,2))*1e3;
M_f4 = abs(MaxMom(4,2))*1e3;

% Maximala fältmoment från egentyngd för lastfall 2 & 4
M_f2_g = abs(MaxMom_g(2,2))*1e3;
M_f4_g = abs(MaxMom_g(4,2))*1e3;

```

RESULTERANDE STÖDMOMENT FÖR RESPEKTIVE LASTFALL

Definierar dimensionerande stödmoment från karakteristisk lastkombination (2) och kvasipermanent lastkombination (4) utifrån beräkningar i bilaga 4.

```
% Maximala stödmoment från variabla laster för lastfall 2 & 4
M_s2 = abs(MinMom(2,2))*1e3;
M_s3 = abs(MinMom(3,2))*1e3;
M_s4 = abs(MinMom(4,2))*1e3;

% Maximala stödmoment från egentygnd för lastfall 2 & 4
M_s2_g = abs(MinMom_g(2,2))*1e3;
M_s4_g = abs(MinMom_g(4,2))*1e3;
```

TVÅNGSMOMENT

Uppskattar resulterande tvångsmoment till följd av momentomlagring orsakad av förspänning. (Uppskattning baserad på erfarenhet av Joosef Leppänen och Mario Plos, brokonstruktörer)

```
% Värsta stödmoment i bruksstadiet från variabla laster
M_B = max([M_s2, M_s3, M_s4]);

% Uppskattning av tvångsmoment
dM_B = 0.5 * M_B;
disp('UPPSKATTAT TVÅNGSMOMENT')
disp(['    dM_b = ', num2str(dM_B*1e-3), ' [kNm]'])
```

```
UPPSKATTAT TVÅNGSMOMENT
dM_b = 6324.05 [kNm]
```

UPPSKATTNING AV STÖDMOMENT MED HÄNSYN TILL INVERKAN AV SPÄNNKRAFT

Tar hänsyn till tvångsmoment från momentomlagring.

```
% Stödmoment från variabla laster för lastfall 2 & 4
M_s2 = M_s2 - dM_B;
M_s4 = M_s4 - dM_B;

% Stödmoment från egentygnd för lastfall 2 & 4
M_s2_g = M_s2_g - dM_B;
M_s4_g = M_s4_g - dM_B;
```

PÅVERKAN PÅ FÄLTMOMENT TILL FÖLJD AV MOMENTOMLAGRING

Tar hänsyn till tvångsmoment från momentomlagring.

% Antag förankring av spännkraft i tvärsnittets tyngdpunkt

```
% Fältmoment från variabla laster för lastfall 2 & 4 (Ca.)
M_f2 = M_f2 + dM_B / 2;
M_f4 = M_f4 + dM_B / 2;

% Fältmoment från egentygnd för lastfall 2 & 4 (Ca.)
M_f2_g = M_f2_g + dM_B / 2;
M_f4_g = M_f4_g + dM_B / 2;
```


SPÄNNINGSKRITERIER

Definierar betongens hållfasthet vid uppspanning samt spänningskriterier enligt Eurokod 2, avsnitt 7.2.

```
% Långtidseffekt på förspänning (uppskattning enligt Joosef Leppänen)
eta = 0.8;

% BETONG C40/50
f_ck = 40e6; % [Pa]
f_ctk_005 = 2.5e6; % [Pa]

% BETONG C30/37 (uppskattning av betongens hållfasthet vid uppspanning)
f_cka = 30e6; % [Pa]
f_ctk_005a = 2.0e6; % [Pa]

% Vid kapning av förspänd armering
sigma_cci_max = 0.6 * f_cka; % [Pa]
sigma_cti_max = f_ctk_005a; % [Pa]

% Kvasipermanent last (långtidslast)
sigma_ccinf_max = 0.45 * f_ck; % [Pa]

% Karakteristisk last
sigma_ctinf_max = 0; % [Pa]
```

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGKRAFT OCH INPLACERING AV SPÄNNKABLAR

Itererar fram erforderad uppspanningskraft för att klara kriterier om att förhindra uppsprickning vid uppspanning samtidigt som konstruktionen ska kunna bära den dimensionerande lasten.

```
% Effektivhöjd (samma i fält- och stödsnitt)
d_p = h - s_e;

% Spännkraftens excentricitet (Antag e = e_cf möjlig excentricitet)
e_cf = d_p - x_cf;

% Spännkraftens excentricitet (Antag e = e_cs möjlig excentricitet)
e_cs = d_p - x_cs - 0.4;

for i = 1:3

    if i == 1
        disp(' ')
        disp('-----ITERATION 1-----')
        disp(' ')
    elseif i == 2
        disp(' ')
        disp('-----ITERATION 2-----')
        disp(' ')
    elseif i == 3
        disp(' ')
        disp('-----ITERATION 3-----')
        disp(' ')
    end
end
```

```

% PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (FÄLT)
disp(' ')
disp('PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (FÄLT)')

M_g_f = M_f2_g;
M_q_f = M_f2;
M_qt_f = M_s2;

% Begränsning av spännkraft vid uppspanning med hänsyn till
% sprickbegränsning (drag), enl. Design and analysis of prestressed
% concrete structures, ekv 5-24
P_i_1f = (M_g_f + I_cf / x_cf * sigma_cti_max) / ...
        (e_cf - I_cf / (x_cf * A_cf)) / 1.05;
disp(['      (1) => P_i = ' num2str(P_i_1f/1000), ' kN'])

% Begränsning av spännkraft vid uppspanning med hänsyn till
% tryckspänningsbegränsning, enl. Design and analysis of prestressed
% concrete structures, ekv 5-25
P_i_2f = (M_g_f + I_cf / (h - x_cf) * sigma_cci_max) / ...
        (e_cf + I_cf / ((h - x_cf) * A_cf)) / 1.05;
disp(['      (2) => P_i = ' num2str(P_i_2f/1000), ' kN'])

% Kvasipermament (Gräns i tryck), enl. Design and analysis of
% prestressed concrete structures, ekv 5-26
P_i_3f = (1/eta) * (M_qt_f - I_cf / x_cf * sigma_ccinf_max) / ...
        (e_cf - I_cf / (x_cf * A_cf)) / 0.95;
disp(['      (3) => P_i = ' num2str(P_i_3f/1000), ' kN'])

% Karakteristisk last (Gräns i drag), enl. Design and analysis of
% prestressed concrete structures, ekv 5-27
P_i_4f = (1/eta) * (M_q_f - I_cf / (h - x_cf) * sigma_ctinf_max) ...
        / (e_cf + I_cf / ((h - x_cf) * A_cf)) / 0.95;
disp(['      (4) => P_i = ' num2str(P_i_4f/1000), ' kN'])

% Jämförelse av de olika ekvationerna
% Övre gräns
disp(' ')
if P_i_1f < P_i_2f && P_i_1f > 0
    P_i_upper_f = P_i_1f;
    disp('      Ekv (1) dimensionerande')
    ekv_upper_f = 1;

else
    P_i_upper_f = P_i_2f;
    disp('      Ekv (2) dimensionerande')
    ekv_upper_f = 2;
end

% Undre gräns
if P_i_3f > P_i_4f
    P_i_lower_f = P_i_3f;
    disp('      Ekv (3) dimensionerande')
    ekv_lower_f = 3;
else
    P_i_lower_f = P_i_4f;
    disp('      Ekv (4) dimensionerande')
    ekv_lower_f = 4;
end

```

```

end

% Tillåtet spann
if P_i_lower_f < P_i_upper_f
    disp(' ')
    disp(['    Krav ok: ', num2str(P_i_lower_f/1000), ' ...',
          ' kN < P_i < ', num2str(P_i_upper_f/1000), ' kN'])
    disp(['    e_cf = ', num2str(e_cf), ' m'])
    krav_f = 1;
else
    disp(' ')
    disp(['    Krav ej ok: ', num2str(P_i_lower_f/1000), ' ...',
          ' kN > P_i > ', num2str(P_i_upper_f/1000), ' kN'])
    krav_f = 0;
end

% Om antagandet att e = e_cf möjlig excentricitet ej ok
if krav_f == 0
    if ekv_upper_f == 1 && ekv_lower_f == 3
        disp('    Ej möjlig gräns')

    elseif ekv_upper_f == 1 && ekv_lower_f == 4
        syms e_cf

        eqn = ((M_g_f + I_cf / x_cf * sigma_cti_max) / ...
                (e_cf - I_cf / (x_cf * A_cf)) / 1.05) == ...
                ((1/eta) * (M_q_f - I_cf / (h - x_cf) * sigma_ctinf_max) ...
                / (e_cf + I_cf / ((h - x_cf) * A_cf)) / 0.95);

        e_cf = double(solve(eqn, e_cf));

        P_i_upper_f = (M_g_f + I_cf / x_cf * sigma_cti_max) / ...
            (e_cf - I_cf / (x_cf * A_cf)) / 1.05;

        P_i_lower_f = (1/eta) * (M_q_f - I_cf / (h - x_cf) * sigma_ctinf_max) ...
            / (e_cf + I_cf / ((h - x_cf) * A_cf)) / 0.95;

        disp(['    => Tillåtet spann: ', num2str(P_i_lower_f/1000), ' ...',
              ' kN < P_i < ', num2str(P_i_upper_f/1000), ' kN'])
        disp(['    e_cf = ', num2str(e_cf), ' m'])

    elseif ekv_upper_f == 2 && ekv_lower_f == 3
        syms e_cf

        eqn = ((1/eta) * (M_qt_f - I_cf / x_cf * sigma_ccinf_max) / ...
                (e_cf - I_cf / (x_cf * A_cf)) / 0.95) == ...
                ((M_g_f + I_cf / (h - x_cf) * sigma_cci_max) / ...
                (e_cf + I_cf / ((h - x_cf) * A_cf)) / 1.05);

        e_cf = double(solve(eqn, e_cf));

        P_i_upper_f = (M_g_f + I_cf / (h - x_cf) * sigma_cci_max) / ...
            (e_cf + I_cf / ((h - x_cf) * A_cf)) / 1.05;

        P_i_lower_f = (1/eta) * (M_qt_f - I_cf / x_cf * sigma_ccinf_max) / ...
            (e_cf - I_cf / (x_cf * A_cf)) / 0.95;

```

```

disp(['    => Tillåtet spann: ', num2str(P_i_lower_f/1000), ...
      ' kN < P_i < ', num2str(P_i_upper_f/1000), ' kN'])
disp(['    e_cf = ', num2str(e_cf), ' m'])

elseif ekv_upper_f == 2 && ekv_lower_f == 4
disp('    Ej möjlig gräns')

end
end

P_i_falt = ceil(P_i_lower_f/100000)*100;

disp(' ')
disp(['    VÄLJ: P_i = ', num2str(P_i_falt), ...
      ' kN i fältsnitt'])

% PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (STÖD)
disp(' ')
disp('PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (STÖD)')

M_g_s = M_s2_g;
M_q_s = M_s2;
M_qt_s = M_s2;

% Begränsning av spännkraft vid uppspanning med hänsyn till
% sprickbegränsning (drag), enl. Design and analysis of prestressed
% concrete structures, ekv 5-24
P_i_1s = (M_g_s + I_cs / x_cs * sigma_cti_max) / ...
          (e_cs - I_cs / (x_cs * A_cs)) / 1.05;
disp(['    (1) => P_i = ' num2str(P_i_1s/1000), ' kN'])

% Begränsning av spännkraft vid uppspanning med hänsyn till
% tryckspänningsbegränsning, enl. Design and analysis of prestressed
% concrete structures, ekv 5-25
P_i_2s = (M_g_s + I_cs / (h - x_cs) * sigma_cci_max) / ...
          (e_cs + I_cs / ((h - x_cs) * A_cs)) / 1.05;
disp(['    (2) => P_i = ' num2str(P_i_2s/1000), ' kN'])
% Kvasipermament (Gräns i tryck), enl. Design and analysis of
% prestressed concrete structures, ekv 5-26
P_i_3s = (1/eta) * (M_qt_s - I_cs / x_cs * sigma_ccinf_max) / ...
          (e_cs - I_cs / (x_cs * A_cs)) / 0.95;
disp(['    (3) => P_i = ' num2str(P_i_3s/1000), ' kN'])

% Karakteristisk last (Gräns i drag), enl. Design and analysis of
% prestressed concrete structures, ekv 5-27
P_i_4s = (1/eta) * (M_q_s - I_cs / (h - x_cs) * sigma_ctinf_max) / ...
          (e_cs + I_cs / ((h - x_cs) * A_cs)) / 0.95;
disp(['    (4) => P_i = ' num2str(P_i_4s/1000), ' kN'])

% Jämförelse av de olika ekvationerna
% Övre gräns
disp(' ')
if P_i_1s < P_i_2s && P_i_1s > 0
    P_i_upper_s = P_i_1s;
    disp('    Ekv (1) dimensionerande')
    ekv_upper_s = 1;

```

```

else
    P_i_upper_s = P_i_2s;
    disp('    Ekv (2) dimensionerande')
    ekv_upper_s = 2;
end

% Undre gräns
if P_i_3s > P_i_4s
    P_i_lower_s = P_i_3s;
    disp('    Ekv (3) dimensionerande')
    ekv_lower_s = 3;
else
    P_i_lower_s = P_i_4s;
    disp('    Ekv (4) dimensionerande')
    ekv_lower_s = 4;
end

% Tillåtet spann
if P_i_lower_s < P_i_upper_s
    disp(' ')
    disp(['    Krav ok: ', num2str(P_i_lower_s/1000), ' ...',
        ' kN < P_i < ', num2str(P_i_upper_s/1000), ' kN'])
    disp(['    e_cs = ', num2str(e_cs), ' m'])
    krav_s = 1;
else
    disp(' ')
    disp(['    Krav ej ok: ', num2str(P_i_lower_s/1000), ' ...',
        ' kN > P_i > ', num2str(P_i_upper_s/1000), ' kN'])
    krav_s = 0;
end

% Om antagandet att e = e_cs möjlig excentricitet ej ok
if krav_s == 0
    if ekv_upper_s == 1 && ekv_lower_s == 3
        disp('    Ej möjlig gräns')

        elseif ekv_upper_s == 1 && ekv_lower_s == 4
            syms e_cs

            eqn = ((M_g_s + I_cs / x_cs * sigma_cti_max) / ...
                (e_cs - I_cs / (x_cs * A_cs)) / 1.05) == ...
                ((1/eta) * (M_q_s - I_cs / (h - x_cs) * sigma_ctinf_max)...
                / (e_cs + I_cs / ((h - x_cs) * A_cs)) / 0.95);

            e_cs = double(solve(eqn, e_cs));

            P_i_upper_s = (M_g_s + I_cs / x_cs * sigma_cti_max) / ...
                (e_cs - I_cs / (x_cs * A_cs)) / 1.05;

            P_i_lower_s = (1/eta) * (M_q_s - I_cs / (h - x_cs) * sigma_ctinf_max)...
                / (e_cs + I_cs / ((h - x_cs) * A_cs)) / 0.95;

            disp(['    => Tillåtet spann: ', num2str(P_i_lower_s/1000), ' ...

```

```

        'kN < P_i < ', num2str(P_i_upper_s/1000), 'kN'])
disp(['          e_cs = ', num2str(e_cs), ' m'])

elseif ekv_upper_s == 2 && ekv_lower_s == 3
    syms e_cs

    eqn = ((1/eta) * (M_qt_s - I_cs / x_cs * sigma_ccinf_max) / ...
            (e_cs - I_cs / (x_cs * A_cs)) / 0.95) == ...
            ((M_g_s + I_cs / (h - x_cs) * sigma_cci_max) / ...
            (e_cs + I_cs / ((h - x_cs) * A_cs)) / 1.05);

    e_cs = double(solve(eqn, e_cs));

    P_i_upper_s = (M_g_s + I_cs / (h - x_cs) * sigma_cci_max) / ...
        (e_cs + I_cs / ((h - x_cs) * A_cs))/1.05;

    P_i_lower_s = (1/eta) * (M_qt_s - I_cs / x_cs * sigma_ccinf_max) / ...
        (e_cs - I_cs / (x_cs * A_cs))/0.95;

    disp(['    => Tillåtet spann: ', num2str(P_i_lower_s/1000), ...
        ' kN < P_i < ', num2str(P_i_upper_s/1000), ' kN'])
    disp(['          e_cs = ', num2str(e_cs), ' m'])

elseif ekv_upper_s == 2 && ekv_lower_s == 4
    disp('    Ej möjlig gräns')

end
end

P_i_stod = ceil(P_i_lower_s/100000)*100;

disp(' ')
disp(['    VÄLJ: P_i = ', num2str(P_i_stod), ...
    ' kN i stödsnitt'])

% INPLACERING AV SPÄNNKABLAR (SPANN 1)

disp(' ')
disp('ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 1')

% Största excentricitet i fält
e_f = e_cf;

% Största excentricitet vid stöd
e_s = x_cf - s_e - 0.4;

% PARABELSEGMENT 1 (UTIFRÅN MAXMOMENTSNIITT FÖR KARAKTERISTISK LAST)
% Excentricitet
e_1_1 = e_cf; % [m]

% Avstånd från ändstöd till maxmomentsnitt
l_1_1 = 12.6; % [m]
lambda_1 = (L_1 - l_1_1)/L_1;

% Lutning i ändsnitt
alpha_1_1 = 2 * e_1_1 / l_1_1; % [rad]

```

```

% Krökningsradie
R_1_1 = l_1_1^2 / (2 * e_1_1); % [m]

disp(' Parabelsegment 1:')
disp([' e_1 = ', num2str(e_1_1), ' m'])
disp([' l_1 = ', num2str(l_1_1), ' m'])
disp([' alpha_1 = ', num2str(alpha_1_1), ' rad'])
disp([' R_1 = ', num2str(R_1_1), ' m'])
disp(' ')

% PARABELSEGMENT 2 (MELLAN MAXMOMENTSNIITT OCH INFLEKTIONSPUNKT)
% Avstånd från maxmomentsnitt och inflektionspunkt
l_1_2 = l_0_f - l_1_1;
beta_1_1 = (L_1 - (l_1_1 + l_1_2)) / L_1;

% Villkor för samma lutning vid inflektionspunkt för parabelsegment
% 2 och 3
e_1_3 = beta_1_1 * (e_f + e_s) / lambda_1;

% Excentricitet
e_1_2 = e_f + e_s - e_1_3;

% Lutning i ändsnitt
alpha_1_2 = 2 * e_1_2 / l_1_2;

% Krökningsradie
R_1_2 = l_1_2^2 / (2 * e_1_2);

disp(' Parabelsegment 2:')
disp([' e_2 = ', num2str(e_1_2), ' m'])
disp([' l_2 = ', num2str(l_1_2), ' m'])
disp([' alpha_2 = ', num2str(alpha_1_2), ' rad'])
disp([' R_2 = ', num2str(R_1_2), ' m'])
disp(' ')

% PARABELSEGMENT 3 (MELLAN INFLEKTIONSPUNKT OCH MITTSTÖD)
% Avstånd från inflektionspunkt till mittstöd
l_1_3 = L_1 - l_1_1 - l_1_2;

% Lutning i ändsnitt
alpha_1_3 = 2 * e_1_3 / l_1_3;

% Krökningsradie
R_1_3 = l_1_3^2 / (2 * e_1_3);

disp(' Parabelsegment 3:')
disp([' e_3 = ', num2str(e_1_3), ' m'])
disp([' l_3 = ', num2str(l_1_3), ' m'])
disp([' alpha_3 = ', num2str(alpha_1_3), ' rad'])
disp([' R_3 = ', num2str(R_1_3), ' m'])
disp(' ')

% Villkor för att lutningen är samma i inflektionspunkt
if round(alpha_1_3,5) == round(alpha_1_2,5)

```

```

disp('    Krav på samma lutning vid möte mellan segment 2')
disp('    och segment 3: OK!')
else
disp('    Krav på samma lutning vid möte mellan segment 2')
disp('    och segment 3: EJ OK!')
end

% INPLACERING AV SPÄNNKABLAR (SPANN 2)

disp(' ')
disp('ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 2')

% PARABELSEGMENT 1 (MELLAN MITTSTÖD 1 OCH INFLEKTIONSPUNKT 1)
% Excentricitet, villkor - måste vara samma som excentriciteten
% vid mittstöd för spann 1
e_2_1 = e_1_3; % [m]

% Avstånd från mittstöd till inflektionspunkt 1
l_2_1 = 36 - L_1; % [m]
beta_2_1 = l_2_1 / L_1;

% Lutning i ändsnitt
alpha_2_1 = 2 * e_2_1 / l_2_1; % [rad]

% Krökningsradie
R_2_1 = l_2_1^2 / (2 * e_2_1); % [m]

% Lambda
lambda_2 = beta_2_1 * (e_f + e_s) / e_2_1;

disp('    Parabelsegment 1:')
disp(['    e_1 = ', num2str(e_2_1), ' m'])
disp(['    l_1 = ', num2str(l_2_1), ' m'])
disp(['    alpha_1 = ', num2str(alpha_2_1), ' rad'])
disp(['    R_1 = ', num2str(R_2_1), ' m'])
disp(' ')

% PARABELSEGMENT 2 (MELLAN INFLEKTIONSPUNKT OCH MAXMOMENTSNIITT I SPANN 2)
% Avstånd från inflektionspunkt till maxmomentsnitt
l_2_2 = (lambda_2 - beta_2_1) * L_1;

% Excentricitet
e_2_2 = e_1_2;

% Villkor för samma lutning vid inflektionspunkt för parabelsegment
% 1 och 2
alpha_2_2 = 2 * e_2_2 / l_2_2;

% Krökningsradie
R_2_2 = l_2_2^2 / (2 * e_2_2);

disp('    Parabelsegment 2:')
disp(['    e_2 = ', num2str(e_2_2), ' m'])
disp(['    l_2 = ', num2str(l_2_2), ' m'])
disp(['    alpha_2 = ', num2str(alpha_2_2), ' rad'])
disp(['    R_2 = ', num2str(R_2_2), ' m'])
disp(' ')

```



```

% Villkor för att lutningen är samma i inflektionspunkt
if round(alpha_2_1,5) == round(alpha_2_2,5)
    disp('    Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1')
    disp('    och segment 2: OK!')
    disp(' ')
else
    disp('    Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1')
    disp('    och segment 2: EJ OK!')
    disp(' ')
end

% PARABELSEGMENT 3 & 4 (MELLAN MAXMOMENTSNIITT OCH INFLEKTIONSPUNKT 2
% SAMT MELLAN INFLEKTIONSPUNKT 2 OCH MITTSTÖD 2)

% Excentricitet (Villkor på samma excentricitet vid maxmomentsnitt
% för kontinuerlighet)
e_2_3 = e_2_2;

% Excentricitet vid mittstöd 2 väljs samma som excentricitet vid
% mittstöd 1 för samma amplitud, e_f + e_s, över hela bron.
e_2_4 = e_2_1;

% Villkor för samma lutning vid inflektionspunkt 2, mellan
% parabelsegment 3 och 4.
beta_2_2 = e_2_4 * (1 - lambda_2) / (e_f + e_s);

% Avstånd från inflektionspunkt 2 till mittstöd 2
l_2_4 = beta_2_2 * L_1;

% Avstånd från maxmomentsnitt till inflektionspunkt 2
l_2_3 = L_1 - l_2_1 - l_2_2 - L_1 * beta_2_2;

% Lutning i ändsnitt för parabelsegment 3
alpha_2_3 = 2 * e_2_3 / l_2_3;

% Lutning i ändsnitt för parabelsegment 4
alpha_2_4 = 2 * e_2_4 / l_2_4;

% Krökningsradie för parabelsegment 3
R_2_3 = l_2_3^2 / (2 * e_2_3);

% Krökningsradie för parabelsegment 4
R_2_4 = l_2_4^2 / (2 * e_2_4);

disp('    Parabelsegment 3:')
disp(['    e_3 = ', num2str(e_2_3), ' m'])
disp(['    l_3 = ', num2str(l_2_3), ' m'])
disp(['    alpha_3 = ', num2str(alpha_2_3), ' rad'])
disp(['    R_3 = ', num2str(R_2_3), ' m'])
disp(' ')

```

```

disp('    Parabelsegment 4:')
disp(['    e_4 = ', num2str(e_2_4), ' m'])
disp(['    l_4 = ', num2str(l_2_4), ' m'])
disp(['    alpha_4 = ', num2str(alpha_2_4), ' rad'])
disp(['    R_4 = ', num2str(R_2_4), ' m'])
disp(' ')

% Villkor för att lutningen är samma i inflektionspunkt
if round(alpha_2_3,5) == round(alpha_2_4,5)
    disp('    Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3')
    disp('    och segment 4: OK!')
    disp(' ')
else
    disp('    Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3')
    disp('    och segment 4: EJ OK!')
    disp(' ')
end

% INPLACERING AV SPÄNNKABLAR (SPANN 3)

disp(' ')
disp('ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 3')

% PARABELSEGMENT 1 (MELLAN MITTSTÖD 2 OCH INFLEKTIONSPUNKT 1)
% Excentricitet, villkor - måste vara samma som excentriciteten
% vid mittstöd 2 för spann 2
e_3_1 = e_2_4; % [m]

% Avstånd från mittstöd till inflektionspunkt 1
l_3_1 = 5; % [m]
beta_3_1 = l_3_1 / L_2;

% Lutning i ändsnitt
alpha_3_1 = 2 * e_3_1 / l_3_1; % [rad]

% Krökningsradie
R_3_1 = l_3_1^2 / (2 * e_3_1); % [m]

% Lambda
lambda_3 = beta_3_1 * (e_f + e_s) / e_3_1;

disp('    Parabelsegment 1:')
disp(['    e_1 = ', num2str(e_3_1), ' m'])
disp(['    l_1 = ', num2str(l_3_1), ' m'])
disp(['    alpha_1 = ', num2str(alpha_3_1), ' rad'])
disp(['    R_1 = ', num2str(R_3_1), ' m'])
disp(' ')

% PARABELSEGMENT 2 (MELLAN INFLEKTIONSPUNKT OCH MAXMOMENTSNIITT I SPANN 2)
% Avstånd från inflektionspunkt till maxmomentsnitt
l_3_2 = (lambda_3 - beta_3_1) * L_2;

% Excentricitet
e_3_2 = e_2_2;

% Villkor för samma lutning vid inflektionspunkt för parabelsegment

```

```

% 1 och 2
alpha_3_2 = 2 * e_3_2 / l_3_2;

% Krökningsradie
R_3_2 = l_3_2^2 / (2 * e_3_2);

disp(' Parabelsegment 2:')
disp([' e_2 = ', num2str(e_3_2), ' m'])
disp([' l_2 = ', num2str(l_3_2), ' m'])
disp([' alpha_2 = ', num2str(alpha_3_2), ' rad'])
disp([' R_2 = ', num2str(R_3_2), ' m'])
disp(' ')

% Villkor för att lutningen är samma i inflektionspunkt
if round(alpha_3_1,5) == round(alpha_3_2,5)
    disp(' Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1')
    disp(' och segment 2: OK!')
    disp(' ')
else
    disp(' Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1')
    disp(' och segment 2: EJ OK!')
    disp(' ')
end

% PARABELSEGMENT 3 & 4 (MELLAN MAXMOMENTSNIITT OCH INFLEKTIONSPUNKT 2
% SAMT MELLAN INFLEKTIONSPUNKT 2 OCH MITTSTÖD 2)

% Excentricitet (Villkor på samma excentricitet vid maxmomentsnitt
% för kontinuerlighet)
e_3_3 = e_3_2;

% Excentricitet vid mittstöd 2 väljs samma som excentricitet vid
% mittstöd 1 för samma amplitud, e_f + e_s, över hela bron.
e_3_4 = e_2_1;

% Villkor för samma lutning vid inflektionspunkt 2, mellan
% parabelsegment 3 och 4.
beta_3_2 = e_3_4 * (1 - lambda_3) / (e_f + e_s);

% Avstånd från inflektionspunkt 2 till mittstöd 2
l_3_4 = beta_3_2 * L_2;

% Avstånd från maxmomentsnitt till inflektionspunkt 2
l_3_3 = L_2 - l_3_1 - l_3_2 - L_2 * beta_3_2;

% Lutning i ändsnitt för parabelsegment 3
alpha_3_3 = 2 * e_3_3 / l_3_3;

% Lutning i ändsnitt för parabelsegment 4
alpha_3_4 = 2 * e_3_4 / l_3_4;

% Krökningsradie för parabelsegment 3
R_3_3 = l_3_3^2 / (2 * e_3_3);

```

```

% Krökningsradie för parabelsegment 4
R_3_4 = l_3_4^2 / (2 * e_3_4);

disp(' Parabelsegment 3:')
disp([' e_3 = ', num2str(e_3_3), ' m'])
disp([' l_3 = ', num2str(l_3_3), ' m'])
disp([' alpha_3 = ', num2str(alpha_3_3), ' rad'])
disp([' R_3 = ', num2str(R_3_3), ' m'])
disp(' ')

disp(' Parabelsegment 4:')
disp([' e_4 = ', num2str(e_3_4), ' m'])
disp([' l_4 = ', num2str(l_3_4), ' m'])
disp([' alpha_4 = ', num2str(alpha_3_4), ' rad'])
disp([' R_4 = ', num2str(R_3_4), ' m'])
disp(' ')

% Villkor för att lutningen är samma i inflektionspunkt
if round(alpha_3_3,5) == round(alpha_3_4,5)
    disp(' Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3')
    disp(' och segment 4: OK!')
    disp(' ')
else
    disp(' Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3')
    disp(' och segment 4: EJ OK!')
    disp(' ')
end

% INPLACERING AV SPÄNNKABLAR (SPANN 4)

disp(' ')
disp('ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 4 (HALVA)')

% PARABELSEGMENT 1 (MELLAN MITTSTÖD 2 OCH INFLEKTIONSPUNKT 1)
% Excentricitet, villkor - måste vara samma som excentriciteten
% vid mittstöd 2 för spann 2
e_4_1 = e_3_4; % [m]

% Avstånd från mittstöd till inflektionspunkt 1
l_4_1 = 5; % [m]
beta_4_1 = l_4_1 / L_2;

% Lutning i ändsnitt
alpha_4_1 = 2 * e_4_1 / l_4_1; % [rad]

% Krökningsradie
R_4_1 = l_4_1^2 / (2 * e_4_1); % [m]

% Lambda
lambda_4 = beta_4_1 * (e_f + e_s) / e_4_1;

disp(' Parabelsegment 1:')
disp([' e_1 = ', num2str(e_4_1), ' m'])
disp([' l_1 = ', num2str(l_4_1), ' m'])
disp([' alpha_1 = ', num2str(alpha_4_1), ' rad'])
disp([' R_1 = ', num2str(R_4_1), ' m'])
disp(' ')

```

```

% PARABELSEGMENT 2 (MELLAN INFLEKTIONSPUNKT OCH MAXMOMENTSNIITT I SPANN 2)
% Avstånd från inflektionspunkt till maxmomentsnitt
l_4_2 = (lambda_4 - beta_3_1) * L_2;

% Excentricitet
e_4_2 = e_3_2;

% Villkor för samma lutning vid inflektionspunkt för parabelsegment
% 1 och 2
alpha_4_2 = 2 * e_4_2 / l_4_2;

% Krökningsradie
R_4_2 = l_4_2^2 / (2 * e_4_2);

disp(' Parabelsegment 2:')
disp([' e_2 = ', num2str(e_4_2), ' m'])
disp([' l_2 = ', num2str(l_4_2), ' m'])
disp([' alpha_2 = ', num2str(alpha_4_2), ' rad'])
disp([' R_2 = ', num2str(R_4_2), ' m'])
disp(' ')

% Villkor för att lutningen är samma i inflektionspunkt
if round(alpha_4_1,5) == round(alpha_4_2,5)
    disp(' Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1')
    disp(' och segment 2: OK!')
    disp(' ')
else
    disp(' Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1')
    disp(' och segment 2: EJ OK!')
    disp(' ')
end

% FRIKTIONSFÖRLUST VID UPPSPÄNNING

% Maximal spännkraft
P_max = max(P_i_falt, P_i_stod)*1e3;

% Kalldragen, korrugerad stålplåt enligt Freyssinet
mikro = 0.17;

% Antaget värde enligt EK2 5.10.5.2
k = 0.01; % [m^-1]

% Friktionsförluster
disp(' ')
disp('FRIKTIONSFÖRLUSTER (SETT FRÅN SÖDRA ÄNDSTÖDET)')
disp(' Antag att spännkablar anordnas i tyngdpunkt och att')
disp(' spännkablar spänns upp från båda håll')
disp(' ')

% SPANN 1
disp('SPANN 1')
% Maxmomentsnitt
x = l_1_1;
P_1 = P_max * exp(-mikro * (alpha_1_2 + k * x));
disp(' Maxmomentsnitt:')

```

```

disp(['    P_1 = ', num2str(P_1/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(['    => Erfordrad uppspänningskraft: ', ...
      num2str(P_max/1000 / (P_1/P_max),-1), ' kN'])
disp(' ')

% Inflektionspunkt
x = x + l_1_2;
P_2 = P_1 * exp( -mikro * (alpha_1_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt:')
disp(['    P_2 = ', num2str(P_2/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Mittstöd 1
x = x + l_1_3;
P_3 = P_2 * exp( -mikro * (alpha_1_2 + k * x));
disp('    Vid mittstöd:')
disp(['    P_3 = ', num2str(P_3/P_max,4), ' * P_max [kN]'])

if P_3 > P_i_upper_s
    disp('    P_3 > P_i_max_stöd => EJ OK')
else
    disp('    P_3 < P_i_max_stöd => OK')
end

% SPANN 2
disp(' ')
disp('SPANN 2')
% Inflektionspunkt 1
x = x + l_2_1;
P_4 = P_3 * exp( -mikro * (alpha_2_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 1:')
disp(['    P_4 = ', num2str(P_4/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Maxmomentsnitt
x = x + l_2_2;
P_5 = P_4 * exp( -mikro * (alpha_2_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 1:')
disp(['    P_5 = ', num2str(P_5/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Inflektionspunkt 2
x = x + l_2_3;
P_6 = P_5 * exp( -mikro * (alpha_2_3 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 2:')
disp(['    P_6 = ', num2str(P_6/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Mittstöd 2
x = x + l_2_4;
P_7 = P_6 * exp( -mikro * (alpha_2_3 + k * x));
disp('    Mittstöd 2:')
disp(['    P_7 = ', num2str(P_7/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% SPANN 3
disp(' ')

```

```

disp('SPANN 3')
% Inflektionspunkt 1
x = x + l_3_1;
P_8 = P_7 * exp( -mikro * (alpha_3_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 1:')
disp(['    P_8 = ', num2str(P_8/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Maxmomentsnitt
x = x + l_3_2;
P_9 = P_8 * exp( -mikro * (alpha_3_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 1:')
disp(['    P_9 = ', num2str(P_9/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Inflektionspunkt 2
x = x + l_3_3;
P_10 = P_9 * exp( -mikro * (alpha_3_4 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 2:')
disp(['    P_10 = ', num2str(P_10/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Mittstöd 2
x = x + l_3_4;
P_11 = P_10 * exp( -mikro * (alpha_3_4 + k * x));
disp('    Mittstöd 2:')
disp(['    P_11 = ', num2str(P_11/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% SPANN 4
disp(' ')
disp('SPANN 4')
% Inflektionspunkt 1
x = x + l_4_1;
P_12 = P_11 * exp( -mikro * (alpha_4_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 1:')
disp(['    P_12 = ', num2str(P_12/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% Maxmomentsnitt
x = x + l_4_2;
P_13 = P_12 * exp( -mikro * (alpha_4_2 + k * x));
disp('    Inflektionspunkt 1:')
disp(['    P_13 = ', num2str(P_13/P_max,4), ' * P_max [kN]'])
disp(' ')

% ANORDNING AV SPÄNNKABLAR
disp(' ')
disp('ANORDNING AV SPÄNNKABLAR')
% Maximal stålspänning vid uppspanning enl. EK2 avs. 5.10.2.1
k_1 = 0.8; % Nat. par.
k_2 = 0.9; % Nat. par.

```

```

% Freyssinet system (pr EN 10138-1)
f_pk = 1860e6; % [Pa]
f_p01k = 1770e6; % [Pa]

sigma_p_max = min(k_1 * f_pk, k_2 * f_p01k); % [Pa]

% Erforderlig stålarea
A_p = (P_max / (P_1/P_max)) / sigma_p_max; % [m^2]

% System 19C15, Area per strand
A_pi = 2850; % [mm^2]

% Antal spännkablar som krävs
n = ceil(A_p*1e6 / A_pi) + 1;
disp(['    Antal spännkablar som krävs: ', num2str(n), ' st'])
disp(' ')

% Inplacering av spännkablar i balkar
% Avstånd mellan strands
l_rqd = 50e-3;

if n == 5
% Lager 1:
% Antal spännkablar
n_strands = 3;

% Placering
if b_balk - (2*s_e + n_strands * fi_duct/1000 + ...
(n_strands - 1)* l_rqd) >= 0
disp(['    Antal spännkablar i lager 1: ', ...
num2str(n_strands), ' st, med inbördes centrumavstånd ', ...
num2str(fi_duct + l_rqd*1e3), ' mm,' ])
disp(['    och avstånd från kant, s_e = ', ...
num2str(s_e*1e3), ' mm'])
disp(' ')
else
disp('    Antal spännkablar i lager 1 EJ OK')
disp(' ')
end

% Lager 2:
% Antal spännkablar
n_strands = n - n_strands;

% Placering
if b_balk - (2*s_e + n_strands * fi_duct/1000 + ...
(n_strands - 1) * l_rqd) >= 0
disp(['    Antal spännkablar i lager 2: ', ...
num2str(n_strands), ' st, placerade med'])
disp(['    avstånd från kant, s_e = ', ...
num2str(s_e*1e3), ' mm'])
disp(' ')
else
disp('    Antal spännkablar i lager 2 EJ OK')
disp(' ')
end

```



```

end

elseif n == 6
% Lager 1:
% Antal spännkablar
n_strands = 3;

% Placering
if b_balk - (2*s_e + n_strands * fi_duct/1000 + ...
    (n_strands - 1)* l_rqd) >= 0
    disp(['    Antal spännkablar i lager 1: ', ...
        num2str(n_strands), ' st, med inbördes centrumavstånd ', ...
        num2str((b_balk - 2*s_e)/(n_strands - 1) * 1e3), ' mm,' ])
    disp(['    och avstånd från kant, s_e = ', ...
        num2str(s_e*1e3), ' mm'])
    disp(' ')
else
    disp('    Antal spännkablar i lager 1 EJ OK')
    disp(' ')
end

% Lager 2:
% Antal spännkablar
n_strands = n - n_strands;

% Placering
if b_balk - (2*s_e + n_strands * fi_duct/1000 + ...
    (n_strands - 1)* l_rqd) >= 0
    disp(['    Antal spännkablar i lager 2: ', ...
        num2str(n_strands), ' st, med inbördes centrumavstånd ', ...
        num2str((b_balk - 2*s_e)/(n_strands - 1) * 1e3), ' mm,' ])
    disp(' ')
else
    disp('    Antal spännkablar i lager 2 EJ OK')
    disp(' ')
end

end

% Nya excentriciteter på spännkraft på grund av 2 lager
% Excentricitet i fält
e_tp_f = (n_strands * A_pi * (l_rqd + fi_duct/1000 + s_e) + ...
    (n - n_strands) * A_pi * s_e) / (n * A_pi) - s_e;
e_cf = e_cf - e_tp_f;

```

```

% Excentricitet vid stöd
e_tp_s = (n_strands * A_pi * s_e + (n - n_strands) * A_pi * ...
          (fi_duct/1000 + l_rqd + s_e)) / (n * A_pi) - s_e;
e_cs = e_cs - e_tp_s;

end

disp('-----')
disp(' ')
disp(' ')

```

-----ITERATION 1-----

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (FÄLT)

```

(1) => P_i = 57504.6945 kN
(2) => P_i = 42422.3485 kN
(3) => P_i = -41394.9916 kN
(4) => P_i = 17278.8469 kN

```

Ekv (2) dimensionerande

Ekv (4) dimensionerande

Krav ok: 17278.8469kN < P_i < 42422.3485kN

e_cf = 0.53787 m

VÄLJ: P_i = 17300 kN i fältsnitt

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (STÖD)

```

(1) => P_i = 18331.2832 kN
(2) => P_i = 16668.0816 kN
(3) => P_i = -17369.6994 kN
(4) => P_i = 7879.9781 kN

```

Ekv (2) dimensionerande

Ekv (4) dimensionerande

Krav ok: 7879.9781 kN < P_i < 16668.0816 kN

e_cs = 0.93318 m

VÄLJ: P_i = 7900 kN i stödsnitt

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 1

Parabelsegment 1:

```

e_1 = 0.53787 m
l_1 = 12.6 m
alpha_1 = 0.085376 rad
R_1 = 147.5828 m

```

Parabelsegment 2:

```

e_2 = 0.94414 m
l_2 = 11.1 m
alpha_2 = 0.17011 rad

```

R_2 = 65.25 m

Parabelsegment 3:

e_3 = 0.53586 m
l_3 = 6.3 m
alpha_3 = 0.17011 rad
R_3 = 37.0338 m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 2
och segment 3: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 2

Parabelsegment 1:

e_1 = 0.53586 m
l_1 = 6 m
alpha_1 = 0.17862 rad
R_1 = 33.5907 m

Parabelsegment 2:

e_2 = 0.94414 m
l_2 = 10.5714 m
alpha_2 = 0.17862 rad
R_2 = 59.1837 m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

Parabelsegment 3:

e_3 = 0.94414 m
l_3 = 8.5665 m
alpha_3 = 0.22043 rad
R_3 = 38.8635 m

Parabelsegment 4:

e_4 = 0.53586 m
l_4 = 4.8621 m
alpha_4 = 0.22043 rad
R_4 = 22.0576 m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3
och segment 4: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 3

Parabelsegment 1:

e_1 = 0.53586 m
l_1 = 5 m
alpha_1 = 0.21434 rad
R_1 = 23.3269 m

Parabelsegment 2:

e_2 = 0.94414 m
l_2 = 8.8095 m
alpha_2 = 0.21434 rad
R_2 = 41.0998 m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1

och segment 2: OK!

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.94414 \text{ m}$
 $l_3 = 5.8182 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 0.32454 \text{ rad}$
 $R_3 = 17.9274 \text{ m}$

Parabelsegment 4:

$e_4 = 0.53586 \text{ m}$
 $l_4 = 3.3022 \text{ m}$
 $\alpha_4 = 0.32454 \text{ rad}$
 $R_4 = 10.175 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3
och segment 4: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 4 (HALVA)

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.53586 \text{ m}$
 $l_1 = 5 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.21434 \text{ rad}$
 $R_1 = 23.3269 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.94414 \text{ m}$
 $l_2 = 8.8095 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.21434 \text{ rad}$
 $R_2 = 41.0998 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

FRIKTIONSFÖRLUSTER (SETT FRÅN SÖDRA ÄNDSTÖDET)

Antag att spännkablar anordnas i tyngdpunkt och att
spännkablar spänns upp från båda håll

SPANN 1

Maxmomentsnitt:

$P_1 = 0.9509 * P_{\text{max}} [\text{kN}]$
=> Erfordrad uppspänningskraft: 18193.2 kN

Inflektionspunkt:

$P_2 = 0.8873 * P_{\text{max}} [\text{kN}]$

Vid mittstöd:

$P_3 = 0.8192 * P_{\text{max}} [\text{kN}]$
 $P_3 < P_{i_{\text{max_stöd}}} \Rightarrow \text{OK}$

SPANN 2

Inflektionspunkt 1:

$P_4 = 0.7475 * P_{\text{max}} [\text{kN}]$

Inflektionspunkt 1:

$P_5 = 0.6699 * P_{\text{max}} [\text{kN}]$

Inflektionspunkt 2:
 $P_6 = 0.5876 * P_{\max}$ [kN]

Mittstöd 2:
 $P_7 = 0.5111 * P_{\max}$ [kN]

SPANN 3

Inflektionspunkt 1:
 $P_8 = 0.4412 * P_{\max}$ [kN]

Inflektionspunkt 1:
 $P_9 = 0.3753 * P_{\max}$ [kN]

Inflektionspunkt 2:
 $P_{10} = 0.3102 * P_{\max}$ [kN]

Mittstöd 2:
 $P_{11} = 0.2549 * P_{\max}$ [kN]

SPANN 4

Inflektionspunkt 1:
 $P_{12} = 0.2117 * P_{\max}$ [kN]

Inflektionspunkt 1:
 $P_{13} = 0.1731 * P_{\max}$ [kN]

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR

Antal spännkablar som krävs: 6 st

Antal spännkablar i lager 1: 3 st, med inbördes centrumavstånd 200 mm,
och avstånd från kant, $s_e = 160$ mm

Antal spännkablar i lager 2: 3 st, med inbördes centrumavstånd 200 mm,

-----ITERATION 2-----

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (FÄLT)

- (1) $\Rightarrow P_i = 78139.2375$ kN
- (2) $\Rightarrow P_i = 45574.7599$ kN
- (3) $\Rightarrow P_i = -56248.8526$ kN
- (4) $\Rightarrow P_i = 18562.8407$ kN

Ekv (2) dimensionerande

Ekv (4) dimensionerande

Krav ok: $18562.8407 \text{ kN} < P_i < 45574.7599 \text{ kN}$
 $e_{cf} = 0.46287$ m

VÄLJ: $P_i = 18600$ kN i fältsnitt

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (STÖD)

(1) => $P_i = 20627.4505 \text{ kN}$
(2) => $P_i = 17942.4226 \text{ kN}$
(3) => $P_i = -19545.4192 \text{ kN}$
(4) => $P_i = 8482.4337 \text{ kN}$

Ekv (2) dimensionerande

Ekv (4) dimensionerande

Krav ok: $8482.4337 \text{ kN} < P_i < 17942.4226 \text{ kN}$
 $e_{cs} = 0.85818 \text{ m}$

VÄLJ: $P_i = 8500 \text{ kN}$ i stödsnitt

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 1

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.46287 \text{ m}$
 $l_1 = 12.6 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.073471 \text{ rad}$
 $R_1 = 171.4961 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.89629 \text{ m}$
 $l_2 = 11.1 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.16149 \text{ rad}$
 $R_2 = 68.7331 \text{ m}$

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.50871 \text{ m}$
 $l_3 = 6.3 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 0.16149 \text{ rad}$
 $R_3 = 39.0107 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 2
och segment 3: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 2

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.50871 \text{ m}$
 $l_1 = 6 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.16957 \text{ rad}$
 $R_1 = 35.3838 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.89629 \text{ m}$
 $l_2 = 10.5714 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.16957 \text{ rad}$
 $R_2 = 62.3429 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.89629 \text{ m}$
 $l_3 = 8.5665 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 0.20926 \text{ rad}$
 $R_3 = 40.938 \text{ m}$

Parabelsegment 4:

$e_4 = 0.50871 \text{ m}$
 $l_4 = 4.8621 \text{ m}$
 $\alpha_4 = 0.20926 \text{ rad}$
 $R_4 = 23.2351 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3
och segment 4: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 3

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.50871 \text{ m}$
 $l_1 = 5 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.20348 \text{ rad}$
 $R_1 = 24.5721 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.89629 \text{ m}$
 $l_2 = 8.8095 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.20348 \text{ rad}$
 $R_2 = 43.2937 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.89629 \text{ m}$
 $l_3 = 5.8182 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 0.3081 \text{ rad}$
 $R_3 = 18.8844 \text{ m}$

Parabelsegment 4:

$e_4 = 0.50871 \text{ m}$
 $l_4 = 3.3022 \text{ m}$
 $\alpha_4 = 0.3081 \text{ rad}$
 $R_4 = 10.7182 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3
och segment 4: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 4 (HALVA)

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.50871 \text{ m}$
 $l_1 = 5 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.20348 \text{ rad}$
 $R_1 = 24.5721 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.89629 \text{ m}$
 $l_2 = 8.8095 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.20348 \text{ rad}$
 $R_2 = 43.2937 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

FRIKTIONSFÖRLUSTER (SETT FRÅN SÖDRA ÄNDSTÖDET)

Antag att spännkablar anordnas i tyngdpunkt och att spännkablar spänns upp från båda håll

SPANN 1

Maxmomentsnitt:

$$P_1 = 0.9523 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

=> Erfordrad uppspänningskraft: 19531.6 kN

Inflektionspunkt:

$$P_2 = 0.8899 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Vid mittstöd:

$$P_3 = 0.8228 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

$P_3 < P_{i_{\max_stöd}}$ => OK

SPANN 2

Inflektionspunkt 1:

$$P_4 = 0.7519 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Inflektionspunkt 1:

$$P_5 = 0.675 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Inflektionspunkt 2:

$$P_6 = 0.5931 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Mittstöd 2:

$$P_7 = 0.5169 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

SPANN 3

Inflektionspunkt 1:

$$P_8 = 0.4471 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Inflektionspunkt 1:

$$P_9 = 0.3809 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Inflektionspunkt 2:

$$P_{10} = 0.3157 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Mittstöd 2:

$$P_{11} = 0.2602 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

SPANN 4

Inflektionspunkt 1:

$$P_{12} = 0.2165 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

Inflektionspunkt 1:

$$P_{13} = 0.1774 * P_{\max} \text{ [kN]}$$

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR

Antal spännkablar som krävs: 6 st

Antal spännkablar i lager 1: 3 st, med inbördes centrumavstånd 200 mm,
och avstånd från kant, $s_e = 160$ mm

Antal spännkablar i lager 2: 3 st, med inbördes centrumavstånd 200 mm,

-----ITERATION 3-----

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (FÄLT)

- (1) $\Rightarrow P_i = 121870.2065$ kN
- (2) $\Rightarrow P_i = 49233.2938$ kN
- (3) $\Rightarrow P_i = -87728.7712$ kN
- (4) $\Rightarrow P_i = 20052.9809$ kN

Ekv (2) dimensionerande

Ekv (4) dimensionerande

Krav ok: $20052.9809 \text{ kN} < P_i < 49233.2938 \text{ kN}$
 $e_{cf} = 0.38787$ m

VÄLJ: $P_i = 20100$ kN i fältsnitt

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT (STÖD)

- (1) $\Rightarrow P_i = 23581.2226$ kN
- (2) $\Rightarrow P_i = 19427.7513$ kN
- (3) $\Rightarrow P_i = -22344.2485$ kN
- (4) $\Rightarrow P_i = 9184.6355$ kN

Ekv (2) dimensionerande

Ekv (4) dimensionerande

Krav ok: $9184.6355 \text{ kN} < P_i < 19427.7513 \text{ kN}$
 $e_{cs} = 0.78318$ m

VÄLJ: $P_i = 9200$ kN i stödsnitt

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 1

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.38787$ m
 $l_1 = 12.6$ m
 $\alpha_1 = 0.061566$ rad
 $R_1 = 204.6575$ m

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.84845$ m
 $l_2 = 11.1$ m
 $\alpha_2 = 0.15287$ rad
 $R_2 = 72.609$ m

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.48155$ m
 $l_3 = 6.3$ m
 $\alpha_3 = 0.15287$ rad
 $R_3 = 41.2105$ m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 2

och segment 3: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 2

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.48155 \text{ m}$
 $l_1 = 6 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.16052 \text{ rad}$
 $R_1 = 37.3792 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.84845 \text{ m}$
 $l_2 = 10.5714 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.16052 \text{ rad}$
 $R_2 = 65.8585 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.84845 \text{ m}$
 $l_3 = 8.5665 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 0.19809 \text{ rad}$
 $R_3 = 43.2466 \text{ m}$

Parabelsegment 4:

$e_4 = 0.48155 \text{ m}$
 $l_4 = 4.8621 \text{ m}$
 $\alpha_4 = 0.19809 \text{ rad}$
 $R_4 = 24.5454 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3
och segment 4: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 3

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.48155 \text{ m}$
 $l_1 = 5 \text{ m}$
 $\alpha_1 = 0.19262 \text{ rad}$
 $R_1 = 25.9578 \text{ m}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.84845 \text{ m}$
 $l_2 = 8.8095 \text{ m}$
 $\alpha_2 = 0.19262 \text{ rad}$
 $R_2 = 45.7351 \text{ m}$

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.84845 \text{ m}$
 $l_3 = 5.8182 \text{ m}$
 $\alpha_3 = 0.29165 \text{ rad}$
 $R_3 = 19.9493 \text{ m}$

Parabelsegment 4:

e_4 = 0.48155 m
l_4 = 3.3022 m
alpha_4 = 0.29165 rad
R_4 = 11.3226 m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 3
och segment 4: OK!

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR, SPANN 4 (HALVA)

Parabelsegment 1:

e_1 = 0.48155 m
l_1 = 5 m
alpha_1 = 0.19262 rad
R_1 = 25.9578 m

Parabelsegment 2:

e_2 = 0.84845 m
l_2 = 8.8095 m
alpha_2 = 0.19262 rad
R_2 = 45.7351 m

Krav på samma lutning vid möte mellan segment 1
och segment 2: OK!

FRIKTIONSFÖRLUSTER (SETT FRÅN SÖDRA ÄNDSTÖDET)

Antag att spännkablar anordnas i tyngdpunkt och att
spännkablar spänns upp från båda håll

SPANN 1

Maxmomentsnitt:

P_1 = 0.9537 * P_max [kN]
=> Erfordrad uppspänningskraft: 21075.9 kN

Inflektionspunkt:

P_2 = 0.8925 * P_max [kN]

Vid mittstöd:

P_3 = 0.8264 * P_max [kN]
P_3 < P_i_max_stöd => OK

SPANN 2

Inflektionspunkt 1:

P_4 = 0.7564 * P_max [kN]

Inflektionspunkt 1:

P_5 = 0.68 * P_max [kN]

Inflektionspunkt 2:

P_6 = 0.5987 * P_max [kN]

Mittstöd 2:

P_7 = 0.5227 * P_max [kN]

SPANN 3

```

Inflektionspunkt 1:
P_8 = 0.453 * P_max [kN]

Inflektionspunkt 1:
P_9 = 0.3867 * P_max [kN]

Inflektionspunkt 2:
P_10 = 0.3214 * P_max [kN]

Mittstöd 2:
P_11 = 0.2656 * P_max [kN]

```

SPANN 4

```

Inflektionspunkt 1:
P_12 = 0.2214 * P_max [kN]

Inflektionspunkt 1:
P_13 = 0.1818 * P_max [kN]

```

ANORDNING AV SPÄNNKABLAR

Antal spännkablar som krävs: 6 st

Antal spännkablar i lager 1: 3 st, med inbördes centrumavstånd 200 mm,
och avstånd från kant, $s_e = 160$ mm

Antal spännkablar i lager 2: 3 st, med inbördes centrumavstånd 200 mm,

MINIMIARMERING

Beräknar minsta mängd erforderad slakarmering i fält- och stödsnitt enligt Eurokod 2.

```

disp('MINSTA MÄNGD ERFORDERLIG ARMERING')
% ARMERING B500B
f_yk = 500e6;
f_yd = f_yk / 1.15;
disp('    Armering B500B, f_yk = 500 MPa')

% BETONG C40/50
f_ctm = 0.30 * (f_ck*1e-6) ^ (2/3) * 1e6;

% ARMERINGSINLÄGGNING
% Armeringstänger, d = 16 mm
fi = 16;
disp('    Armeringstänger med 16 mm i diameter')

% Täckande betongskikt med hänsyn till vidhäftning
c_min_b = fi; % Separata stänger, B4-25

% Tolerans

```

```

delta_c_dev = 10; % B4-26

% Minsta täckande betongskikt
c_min = max([c_min_b, c_min_dur, 10]);

% Nominellt täckande betongskikt
c_nom = c_min + delta_c_dev;

% Minsta fria avstånd mellan armeringsstänger, B4-27
k_1 = 1.0; % Nat. par.
k_2 = 5; % Nat. par. [mm]
d_g = 32; % Största stenstorlek i ballast

d_arm = max([k_1 * f_i, d_g + k_2, 20]);

% ARMERING I FÄLT (Bärande konstruktioner, kap B4)
disp(' ')
disp('MINSTA MÄNGD ARMERING I FÄLT')
% Minsta erforderlig armeringsarea
b_t = b_eff_f;
d = h;
A_s_min = max(0.26 * (f_ctm / f_yk) * b_t * d * 1e6, ...
0.0013 * b_t * d);
disp([' A_s,min = ', num2str(A_s_min,5), ' mm^2'])

% Area per armeringsstång
A_si = pi * f_i^2 / 4;

% Antal stänger som krävs
n_stanger = ceil(A_s_min / A_si);
disp([' Antal stänger som krävs: ', num2str(n_stanger), ' st'])

% Armeringsarea, utifrån lägsta kravet
A_s = A_si * n_stanger; %#ok<NASGU>

% Placering
if (b_eff_f * 1000 - c_nom) / n_stanger > d_arm
    disp([' Ett lager armering krävs, med avstånd mellan ', ...
'stänger: ', num2str((b_eff_f*1e3 - c_nom)/n_stanger,2), ' mm'])
elseif b_eff_f / (n_stanger/2) - c_nom > d_arm
    disp([' Två lager armering krävs, med avstånd mellan ', ...
'stänger: ', num2str((b_eff_f*1e3 - c_nom)/(n_stanger/2),2), ' mm'])
else
    disp(' Fler än två lager armering krävs')
end

% ARMERING I STÖD (Bärande konstruktioner, kap B4)
disp(' ')
disp('MINSTA MÄNGD ARMERING I STÖD')
% Minsta erforderlig armeringsarea
b_t = b_balk;
d = h;
A_s_min = max(0.26 * (f_ctm / f_yk) * b_t * d * 1e6, ...
0.0013 * b_t * d);
disp([' A_s,min = ', num2str(A_s_min,5), ' mm^2'])

% Area per armeringsstång

```

```

A_si = pi * fi^2 / 4;

% Antal stänger som krävs
n_stanger = ceil(A_s_min / A_si);
disp(['    Antal stänger som krävs: ', num2str(n_stanger), ' st'])

% Armeringsarea, utifrån lägsta kravet
A_s = A_si * n_stanger;

% Placering
if (b_eff_f * 1000 - c_nom) / n_stanger > d_arm
    disp(['    Ett lager armering krävs, med avstånd mellan ', ...
        'stänger: ', num2str((b_eff_f*1e3 - c_nom)/n_stanger,3), ' mm'])
elseif b_eff_f / (n_stanger/2) - c_nom > d_arm
    disp(['    Två lager armering krävs, med avstånd mellan ', ...
        'stänger: ', num2str((b_eff_f*1e3 - c_nom)/(n_stanger/2),3), ' mm'])
else
    disp('    Fler än två lager armering krävs')
end

```

```

MINSTA MÄNGD ERFORDERLIG ARMERING
Armering B500B, f_yk = 500 MPa
Armeringstänger med 16 mm i diameter

```

```

MINSTA MÄNGD ARMERING I FÄLT
A_s,min = 16297 mm^2
Antal stänger som krävs: 82 st
Ett lager armering krävs, med avstånd mellan stänger: 49 mm

```

```

MINSTA MÄNGD ARMERING I STÖD
A_s,min = 2890.1 mm^2
Antal stänger som krävs: 15 st
Ett lager armering krävs, med avstånd mellan stänger: 268 mm

```

MOMENTKAPACITET I FÄLT (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)

Beräknar momentkapaciteten på konstruktionen i fältsnitt vid brottgränstillstånd, last enligt lastkombination 6.10a/b. Beräkningar sker enligt Eurokod 2.

```

disp(' ')
disp('MOMENTKAPACITET I FÄLT (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)')
Gamma_s = 1.15;
f_pd = f_p01k / Gamma_s;
A_p = n * A_pi * 1e-6;
P = f_pd * A_p;

% PRELIMINÄR KONTROLL AV MOMENTKAPACITET
% Effektivhöjd i kritiska snitt
d_p = h - s_e - e_tp_f;

% Inre hävarm

```

```

z = 0.9 * d_p;

% Uppskattning av momentkapacitet
M_Rd = f_pd * A_p * z * 1e-3;
M_Ed = (MaxMom(1,2) + MaxMom_g(1,2));

disp(['    M_Rd = ', num2str(M_Rd,5), ' kNm'])
disp(['    M_Ed = ', num2str(M_Ed,5), ' kNm'])

if M_Rd > M_Ed
    disp('    M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig')
else
    disp('    M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig')
    disp('    Minsta mängd armering ej tillräcklig')
end

MOMENTKAPACITET I FÄLT (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)
M_Rd = 46545 kNm
M_Ed = 32654 kNm
M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig

```

MOMENTKAPACITET VID STÖD (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)

Beräknar momentkapaciteten på konstruktionen vid stödsnitt i brottgränstillstånd, last enligt lastkombination 6.10a/b. Beräkningar sker enligt Eurokod 2.

```
disp(' ')
disp('MOMENTKAPACITET I STÖD (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)')

% PRELIMINÄR KONTROLL AV MOMENTKAPACITET
% Effektivhöjd i kritiska snitt
d_p = h - s_e - e_tp_s;

% Inre hävarm
z = max(d_p - h_platta / 2, 0.8 * d_p);

% Uppskattning av momentkapacitet
M_Rd = f_pd * A_p * z * 1e-3;
M_Ed = abs(MinMom(1,2)) + abs(MinMom_g(1,2));

disp(['    M_Rd = ', num2str(M_Rd,5), ' kNm'])
disp(['    M_Ed = ', num2str(M_Ed,5), ' kNm'])

if M_Rd > M_Ed
    disp('    M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig')
else
    disp('    M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig')
end
```

```
MOMENTKAPACITET I STÖD (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)
M_Rd = 42900 kNm
M_Ed = 42102 kNm
M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig
```

TVÄRARMERING I BRONS LÄNGSLED

Beräknar erforderlig mängd tvärrarmering för att bära last från sneda trycksträvor enligt "Design and analysis of prestressed concrete structures".

```
disp(' ')
disp('TVÄRKRAFTSARMERING I LÄNGSLED UTIFRÅN VÄRSTA SPANN')

% Dimeter på byglar
disp(['    Antag byglar: fi_w = ', num2str(fi_v), ' mm'])

% Skjuvsprickans lutning, antag:
% theta (1 < cot(theta) < 2.5), cot(theta) = 2.5 => theta = 21.8
theta = deg2rad(21.8);
disp('    Val av skjuvsprickans lutning: theta = 21.8 deg')

% Vinkel på tvärrarmering
alpha = deg2rad(90);

% Tvärkraftsarmeringsarea
A_sw = 2 * pi * fi_v^2 / 4 * 1e-6;
disp(['    A_sw = ', num2str(A_sw*1e6), ' mm^2'])
```



```

% Tvärkraft (x = 30.5)
% V_Ed_net = V_Ed - V_ipd (lutning vid stödsnitt = 0 => V_ipd = 0)
V_Ed = abs(Es_last2(142,2)*1e3); % [N]

% Inre hävarm
z = max(d_p - h_platta / 2, 0.8 * d_p);

% V_Rds = n * A_sw * f_ywd
s = ((z * cot(theta)) / V_Ed) * A_sw * f_yd;

s = floor(s*100)/100;
disp(['    Valt s-avstånd: s', num2str(s*1e3)])

% KONTROLL AV MINSTA MÄNGD TVÄRKRAFTSARMERING
ro_w_min = 0.08 * sqrt(f_ck) / f_yk;

ro_w = A_sw / (s * b_balk * sin(alpha));

if ro_w > ro_w_min
    disp('    Kontroll av minsta mängd tvärkraftsarmering: OK')
elseif ro_w < ro_w_min
    disp('    Kontroll av minsta mängd tvärkraftsarmering: EJ OK')
end

% KONTROLL AV MAXIMALT CENTRUMAVSTÅND MELLAN BYGLAR
s_max = 0.75 * d * (1 + cot(alpha));

if s < s_max
    disp('    Kontroll av maximalt centrumavstånd: OK')
elseif s > s_max
    disp('    Kontroll av maximalt centrumavstånd: EJ OK')
end

```

```

TVÄRKRAFTSARMERING I LÄNGSLED UTIFRÅN VÄRSTA SPANN
Antag byglar: fi_w = 16 mm
Val av skjavsprickans lutning: theta = 21.8 deg
A_sw = 402.1239 mm^2
Valt s-avstånd: s150
Kontroll av minsta mängd tvärkraftsarmering: OK
Kontroll av maximalt centrumavstånd: OK

```

NEDBÖJNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Beräknar och kontrollerar nedböjning i bruksgränstillstånd för värsta lastfall mot nedböjningskravet för järnvägsbroar enligt grafisk metod från Bärande Konstruktioner Del 2.

```

disp(' ')
disp('NEDBÖJNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND')
disp('    Krav: nedböjning för järnvägsbroar mindre än L/800')
% Medeltryckhållfasthet, betong C40/50
f_cm = 48e6;

% Elasticitetsmodul
E_c = 22 * (f_cm*1e-6 / 10)^0.5 * 1e9;
E_s = 195e9;
alpha = E_s / E_c;

```

```

% Tvärsnittets tyngdpunkt (fält)
tp = ((h * b_balk - A_p) * h/2 + h_platta * b_eff1_f * ...
      (h - h_platta/2) + A_p * (h - (e_tp_f + s_e))) / (h * b_balk + ...
      h_platta * b_eff1_f);

% Yttröghetsmoment (stadium I)
I = b_balk * h^3 / 12 + (b_balk * h - A_p) * (tp - h/2)^2 + ...
    b_eff1_f * h_platta^3 / 12 + b_eff1_f * h_platta * (h ...
    - h_platta / 2 - tp)^2 + alpha * A_p * (h - s_e - e_tp_f - tp)^2;

% Dimensionerande moment i bruksgrästillstånd
M_Ed = M_f2;

% Krökningsfördelning, ksi följer momentkurvan
ksi_mitt = M_Ed / (E_c * I);
A_mitt = (2/3) * ksi_mitt * l_0_f / 2;
x_mitt = 5/8 * l_0_f;

y_mitt = A_mitt * x_mitt;
disp(['    y_mitt = ', num2str(y_mitt*1e3), ' mm'])

% Krav enl trafikverket:
y_max = L_1 / 800;

if y_mitt < y_max
    disp('    Krav OK')
elseif y_mitt > y_max
    disp('    Krav EJ OK')
end

```

```

NEDBÖJNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND
Krav: nedböjning för järnvägsbroar mindre än L/800
y_mitt = 27.1391 mm
Krav OK

```

Published with MATLAB® R2017b

Bilaga F: Beräkning av resulterande tvärkraft

BILAGA F – BERÄKNING AV RESULTERANDE TVÄRKRAFT

Beräknar resulterande tvärkraft från lastfall 6.10a/b, 6.14b, 6.15b och 6.16b, utifrån värsta placering av laster på bron. Beräkningar görs för halva tvärsnittet då det är symmetriskt, vilket förenklar vidare dimensioneringsberäkningar. Val av stöd som ska belastas, för att avgöra värsta resulterande tvärkraft görs nedan. Brotypen som beräkningar utförs på är en trågbalkbro i förspänd betong. Tvärsnittsindata är samma som i bilaga 4.

% KANDIDATARBETE: ACEX10-19-51 TKSAM-3 VT 2019 (BROGRUPP 2)

% Johan Emmoth
% Lukas Ehn
% Johan Dahlen
% Felicia Spaak
% Gabriella Zayton
% Amar Talic

INPUT

% Nollställer workspace och stänger alla fönster.
clc, clear all, close all; %#ok<CLALL>

% Val av stöd som ska belastas av axellaster; 1 - 6
stod = 1;

DIMENSIONERANDE INDATA

Definierar dimensioner på brons längd samt val av tvärsnitt. Vidare definieras tungheter på ballast, detaljer och betong.

% Bro längd och spannlängder
% Totallängd
L_tot = 188.8; % [m]
% Spannlängd 1
L_1 = 30; % [m]
% Spannlängd 2
L_2 = 22.93; % [m]

% Tvärsnittsgeometri (intiellt antagande)
b_platta = 2.6 + 4.5 + 2.6; % [m]
b_1 = b_platta/2; % [m]
b_balk = 0.720; % [m]
b_tot = 2 * b_balk + b_platta; % [m]
h_platta = 0.670; % [m]
h = 2.200; % [m]
h_w = h - h_platta; % [m]

% Beläggning (Ballast)
% Densitet (se kap. 5.2)
p_ballast = 20; % [kN/m^3]
% Minsta djup
h_ballast = 0.6; % [m]
% Minsta bredd
b_ballast = b_platta; % [m]

% Räls & Detaljer (se kap. 5.2)
g_räls = 0.5; % [kN/m]

```

g_detaljer = 0.5 + 0.5; % [kN/m]

% Betong (se kap. 5.2)
% Densitet betong (se kap. 5.2)
p_betong = 25; % [kN/m^3]
% Antag area betong:
A_betong = 2 * h * b_balk + ...
           h_platta * b_platta; % [m^2]

% Tvärsnittsegenskapsmatris (sätts lika med 1 för CALFEM-beräkningar)
ep = [1 1 1];

```

BERÄKNING AV PERMANENT LAST (EGENTYNGD & BELÄGGNING)

Beräknar egentyngder från ballast, detaljer och betong samt kombinerar till en total lasteffekt från egentyngd.

```

% Egentyngd Beläggning:
G_ballast = p_ballast * ((b_ballast - 0.7) * ...
                       h_ballast + 0.7 * 0.3); % [kN/m]

% Egentyngd Räls & räckan:
G_detaljer = 4 * g_rals + 2 * g_detaljer; % [kN/m]

% Egentyngd Betong:
G_betong = p_betong * A_betong; % [kN/m]

% Total permanent last:
G_kjsup = G_ballast + G_detaljer + G_betong; % [kN/m]

```

BERÄKNING AV VARIABELLAST FRÅN TÅG

Lasteffekter från variabla laster enligt lastmodell LM71, se kap. 5.3

```

% Korrektionsfaktor alpha (Tågtrafik):
alpha = 1.33; % [-]

% Punktlast Tågtrafik:
Q_vk = 250; % [kN]
Q_vd = alpha * Q_vk; % [kN]

% Utbredd last Tågtrafik:
q_vk = 80; % [kN/m]
q_vd = alpha * q_vk; % [kN/m]

```

SAMMANSTÄLLNING AV LASTER (HELA TVÄRSNITTET)

Sammanställer en tabell med alla lasteffekter.

```
last = [{'Egentyngd - ballast', 'Egentyngd - Betong', ...  
        'Egentyngd - Räls & räcke', 'Jämnt utbredd last', ...  
        'Axellast'}]'; %#ok<NBRAK>  
sam = [round(G_ballast,1), round(G_betong,1), ...  
        round(G_detaljer,1), round(2*q_vd,1), round(2*Q_vd,1)];  
enhet = [{'kN/m', 'kN/m', 'kN/m', 'kN/m', 'kN'}]'; %#ok<NBRAK>  
  
disp('Tabell 1. Sammanställning av laster (hela tvärsnittet).')  
table_1 = table(last, sam, enhet, 'VariableNames', ...  
                {'Last' 'Storlek' 'Enhet'});  
disp(' ')  
disp(table_1)  
disp(' ')
```

Tabell 1. Sammanställning av laster (hela tvärsnittet).

Last	Storlek	Enhet
'Egentyngd - ballast'	112.2	'kN/m'
'Egentyngd - Betong'	241.7	'kN/m'
'Egentyngd - Räls & räcke'	4	'kN/m'
'Jämnt utbredd last'	212.8	'kN/m'
'Axellast'	665	'kN'

KOEFFICIENTER

Koefficienter för de studerade lastkombinationerna, se bilaga C.

```
% Partialkoefficienter  
% Säkerhetsklass 3  
Gamma_d = 1.0; % [-]  
  
% Partialkoefficient för inverkan av förspänning  
Gamma_P = 1.0; % [-]  
  
% Partialkoefficient för permanentlast, G (Övre värde)  
Gamma_Gjsup = 1.35; % [-]  
  
% Partialkoefficient för variabellast (Tåg)  
Gamma_Q = 1.45; % [-]  
  
% Reduktionsfaktor  
xi = 0.85; % [-]
```

```

% Lastreduktionstal
% Lastreduktionstal, kombinationsvärde
Psi_0      = 0.8;                                % [-]

% Lastreduktionstal, frekventvärde
Psi_1      = 0.7;                                % [-]

% Lastreduktionstal, kvasipermanentvärde (~långtidsvärde)
Psi_2      = 0.0;                                % [-]

```

BERÄKNINGAR

Beräknar lasteffekt för respektive lastkombination, ställer upp beräkningsmodell, definierar upplagsvillkor, ställer upp styvhetsmatris och lastvektor med hjälp av CALFEM, löser ekvationssystemet $Ka = f$ samt beräknar resulterande tvärkraft.

```

% LASTKOMBINATIONER (HALVA TVÄRSNITTET)
% Se bilaga C för ytterligare förklaring.

```

```

for lastfall = 1:4
    % Brottgränstillstånd, 6.10a/6.10b: lastfall = 1
    % Karakteristisk,      6.14b: lastfall = 2
    % Frekvent,           6.15b: lastfall = 3
    % Kvasipermanent,      6.16b: lastfall = 4

    % LASTFALL 1; 6.10a / 6.10b
    if lastfall == 1
        % Bidrag från permanentlast
        G_d = max((Gamma_d * Gamma_Gjsup * G_kjsup)/2, ...
            (Gamma_d * Xi * Gamma_Gjsup * G_kjsup)/2); % [kN/m]

        % Bidrag från största variabel last: LM 71
        Q_d = max(Gamma_d * Gamma_Q * Psi_0 * Q_vd, ...
            Gamma_d * Gamma_Q * Q_vd); % [kN]
        q_d = max(Gamma_d * Gamma_Q * Psi_0 * q_vd, ...
            Gamma_d * Gamma_Q * q_vd); % [kN/m]

        % LASTFALL 2; 6.14b
        elseif lastfall == 2
            % Bidrag från permanentlast
            G_d = Gamma_d * G_kjsup/2; % [kN/m]

            % Bidrag från största variabel last: LM 71
            Q_d = Gamma_d * Q_vd; % [kN]
            q_d = Gamma_d * q_vd; % [kN/m]

        % LASTFALL 3; 6.15b
        elseif lastfall == 3
            % Bidrag från permanentlast
            G_d = (Gamma_d * G_kjsup)/2; % [kN/m]

            % Bidrag från största variabel last: LM 71
            Q_d = Gamma_d * Psi_1 * Q_vd; % [kN]
            q_d = Gamma_d * Psi_1 * q_vd; % [kN/m]
    end
end

```

```

% LASTFALL 4; 6.16b
elseif lastfall == 4
% Bidrag från permanentlast
G_d = (Gamma_d * G_kjsup)/2; % [kN/m]

% Bidrag från största variabel last: LM 71
Q_d = 2 * Psi_2 * Gamma_d * Q_vd; % [kN]
q_d = 2 * Psi_2 * Gamma_d * q_vd; % [kN/m]

end

% Utbredd last vid axellaster endast egentygnd
eq1 = [0, -G_d];

% Utbredd last på övrig bro kombination av utbredd last
% från egentygnd och tågagnar.
eq2 = [0, (-G_d -q_d)];

% BERÄKNINGSMODELL

% Antal noder och element
N_nod = 8 + 6*6;
N_el = N_nod - 1;

% Frihetsgrader
Dof = zeros(N_nod,4);
for i = 1:N_nod
    Dof(i,:) = [i 3*i-2 3*i-1 3*i];
end

% Topologimatrix
Edof = zeros(N_el, 7);
for i = 1:N_el
    Edof(i,:) = [i Dof(i,[2 3 4]) Dof(i+1,[2 3 4])];
end

% Nodkoordinater
Coord = zeros(N_nod, 2);

Coord(5,1) = L_1;
Coord(5+7,1) = 2*L_1;
Coord(5+7*2,1) = 2*L_1 + L_2;
Coord(5+7*3,1) = 2*L_1 + 2*L_2;
Coord(5+7*4,1) = 3*L_1 + 2*L_2;
Coord(5+7*5,1) = 4*L_1 + 2*L_2;
Coord(end,1) = 4*L_1 + 3*L_2;

for i = 1:6
    Coord(2+(i-1)*7,1) = Coord(5+(i-1)*7) - 2.0*1.6;
    Coord(3+(i-1)*7,1) = Coord(5+(i-1)*7) - 1.5*1.6;
    Coord(4+(i-1)*7,1) = Coord(5+(i-1)*7) - 0.5*1.6;
    Coord(6+(i-1)*7,1) = Coord(5+(i-1)*7) + 0.5*1.6;
    Coord(7+(i-1)*7,1) = Coord(5+(i-1)*7) + 1.5*1.6;
    Coord(8+(i-1)*7,1) = Coord(5+(i-1)*7) + 2.0*1.6;
end

```



```

% Elementkoordinater
[Ex, Ey] = coordxtr(Edof, Coord, Dof(:, [2 3 4]), 2);

figure(lastfall)
eldraw2(Ex, Ey, [1 3 0]);

% STYVHETSMATRIS & LASTVEKTOR

f_load = zeros(3*N_nod, 1);
K       = zeros(3*N_nod, 3*N_nod);

for i = 1:N_el
    if i > (stod - 1) * 7 + 2 && i < (stod - 1) * 7 + 8
        [Ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, eq1);
        [K, f_load] = assem(Edof(i,:), K, Ke, f_load, fe);
    else
        [Ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, eq2);
        [K, f_load] = assem(Edof(i,:), K, Ke, f_load, fe);
    end
end

for i = [1 4 10 13] %#ok<ALIGN>
    f_load((stod - 1) * 21 + i + 7) = f_load((stod - 1) * 21 + i + 7) - Q_d;
end

% UPPLAGSVILLKOR
% Fritt upplagd kontinuerlig bro
bc = zeros(9, 2);
bc(1, :) = [1 0];
bc(2, :) = [2 0];
bc(9, :) = [131 0];
for i = 3:8
    bc(i, 1) = (14 + (i-3)*21);
end

% LÖSER EKVATIONSSYSTEM
% Löser ekvationssystemet  $Ka = f$  med hjälp av funktionen solveq.

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

figure(lastfall)
eldraw2(Ex, Ey, [1 3 0]);
Ed = extract(Edof, a);
sfac = scalfact2(Ex, Ey, Ed, 0.5);
eldisp2(Ex, Ey, Ed, [2 1 0], sfac);
title(['Deformerad respektive odefornerad bro - Lastfall ', num2str(lastfall)])
xlabel('Global x-axel [m]')
ylabel('Global y-axel [m]')

```

```

% TVÄRKRAFTSDIAGRAM
n = 10;
Es_save = zeros(n*N_el,3);
for i = 1:N_el
    if i > (stod - 1) * 7 + 2 && i < (stod - 1) * 7 + 8
        Es = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed(i,:), eq1, n);
        Es_save(((i-1)*n)+1:((i-1)*n)+n,1:3) = Es;
    else
        Es = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed(i,:), eq2, n);
        Es_save(((i-1)*n)+1:((i-1)*n)+n,1:3) = Es;
    end
end

figure(5)
xcoord = [0; Ex(:,2)];
x = zeros(length(Es_save),1);
for i = 1:length(xcoord)-1
    x(i+(i-1)*(n-1):n+(i-1)*n,1) = linspace(xcoord(i),xcoord(i+1),n);
end
plot(x,Es_save(:,2))
hold on

        if lastfall == 1 %#ok<ALIGN>
[V_1max, Pos_1max] = max(Es_save(:,2));
[V_1min, Pos_1min] = min(Es_save(:,2));
f_boundary_1 = f;
elseif lastfall == 2
[V_2max, Pos_2max] = max(Es_save(:,2));
[V_2min, Pos_2min] = min(Es_save(:,2));
f_boundary_2 = f;
elseif lastfall == 3
[V_3max, Pos_3max] = max(Es_save(:,2));
[V_3min, Pos_3min] = min(Es_save(:,2));
f_boundary_3 = f;
elseif lastfall == 4
[V_4max, Pos_4max] = max(Es_save(:,2));
[V_4min, Pos_4min] = min(Es_save(:,2));
f_boundary_4 = f;
end

end

```

SAMMANSTÄLLNING AV MAXIMAL OCH MINIMAL RESULTERANDE TVÄRKRAFT

Sammanställer maximal och minimal resulterande tvärkraft i tabeller.

```
LastFall = [{'1', '2', '3', '4'}]; %#ok<NBRAK>

MaxTvar = [Pos_1max round(V_1max,1); Pos_2max round(V_2max,1); ...
           Pos_3max round(V_3max,1); Pos_4max round(V_4max,1)];
MinTvar = [Pos_1min round(V_1min,1); Pos_2min round(V_2min,1); ...
           Pos_3min round(V_3min,1); Pos_4min round(V_4min,1)];

disp('Tabell 2. Sammanställning av resulterande tvärkraft')
disp('      (halva tvärsnittet).')
table_1 = table>LastFall, MaxTvar(:,2), MinTvar(:,2), ...
'VariableNames',{'Lastfall' 'Maximal_tvarkraft_kN' 'Minimal_tvarkraft_kN'});
disp(' ')
disp(table_1)
disp(' ')

[max,row_max] = max(MaxTvar(:,2));
xpos_max = x(MaxTvar(row_max,1));
disp(['    => Maximal tvärkraft: ', num2str(max), ...
      ' kN för lastfall ', num2str(row_max), ','])
disp(['    vid x = ', num2str(xpos_max), ' m'])
disp(' ')

[min,row_min] = min(MinTvar(:,2));
xpos_min = x(MinTvar(row_min,1));
disp(['    => Minimal tvärkraft: ', num2str(min), ...
      ' kN för lastfall ', num2str(row_min), ','])
disp(['    vid x = ', num2str(xpos_min), ' m'])
```

Tabell 2. Sammanställning av resulterande tvärkraft
(halva tvärsnittet).

Lastfall	Maximal_tvarkraft_kN	Minimal_tvarkraft_kN
'1'	7821	-6964
'2'	5619.4	-5005.1
'3'	4914.8	-4383.6
'4'	3270.8	-2933.6

```
=> Maximal tvärkraft: 7821 kN för lastfall 1,
    vid x = 30 m
```

```
=> Minimal tvärkraft: -6964 kN för lastfall 1,
    vid x = 30 m
```

TVÄRKRAFTSDIAGRAM

Plottar diagram med resulterande tvärkraft från lastkombinationerna.

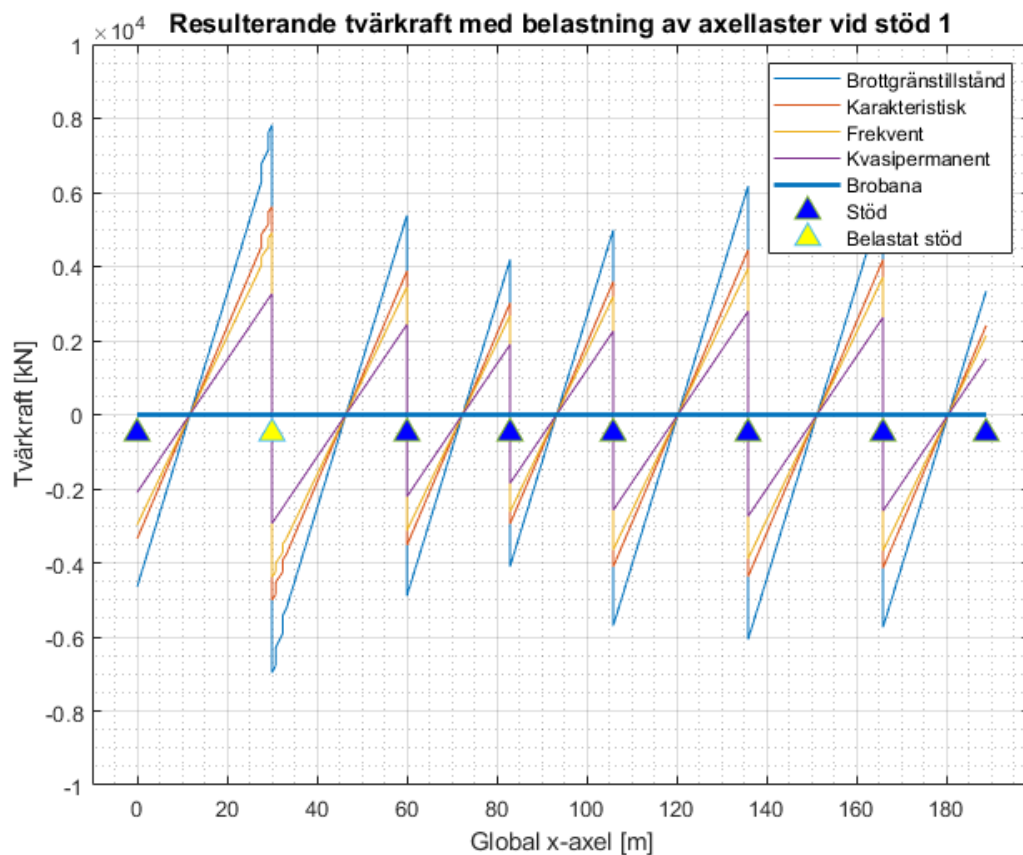
```
title(['Resulterande tvärkraft med belastning av axellaster vid stöd ', ...
      num2str(stod)], 'FontSize', 12)
xlabel('Global x-axel [m]')
ylabel('Tvärkraft [kN]')
line([0 188.79], [0 0], 'LineWidth', 2)
```

```

plot([0 30 60 82.93 105.86 135.86 165.86 188.79], ...
-0.5e3*[1 1 1 1 1 1 1 1], '^', 'MarkerFaceColor', 'b', 'MarkerSize', 10)
axis([-10 188.79+10 -0.1e5 0.1e5])
stodpositioner = [30 60 82.93 105.86 135.86 165.86];
plot(stodpositioner(stod),-0.5e3, '^', 'MarkerFaceColor', 'y', 'MarkerSize', 10);
legend('Brottgränstillstånd','Karakteristisk','Frekvent', ...
'Kvasipermanent','Brobana','Stöd','Belastat stöd')
grid on
grid minor

% ökar upplösningen på figuren
Gx = gcf;
Gx.Position(3:4) = Gx.Position(3:4)*1.3;

```



UPPLAGSKRAFTER

Sammanställer upplagskrafter i stöden för alla lastkombinationer i en tabell.

```

f_b = zeros(8,4);
f_b(1,1) = f_boundary_1(2);
f_b(8,1) = f_boundary_1(131);

f_b(1,2) = f_boundary_2(2);
f_b(8,2) = f_boundary_2(131);

f_b(1,3) = f_boundary_3(2);
f_b(8,3) = f_boundary_3(131);

f_b(1,4) = f_boundary_4(2);

```

```

f_b(8,4) = f_boundary_4(131);

for i = 2:7
    f_b(i,1) = f_boundary_1(14 + (i-2)*21);
    f_b(i,2) = f_boundary_2(14 + (i-2)*21);
    f_b(i,3) = f_boundary_3(14 + (i-2)*21);
    f_b(i,4) = f_boundary_4(14 + (i-2)*21);
end

stod = 1:8;

disp(' ')
disp(' ')
disp('Tabell 3. Resultande vertikala upplagskrafter i stöd [kN]')
disp('      (halva tvärsnittet).')
table_3 = table(stod, f_b(:,1), f_b(:,2), f_b(:,3), f_b(:,4), ...
    'VariableNames',{'Stod', 'Lastfall_1', 'Lastfall_2', ...
    'Lastfall_3', 'Lastfall_4'});
disp(' ')
disp(table_3)

clearvars -except f_b G_kjsup Q_vd Gamma_d b_balk b_platta ep ...
    h_platta Gamma_Gjsup Xi Gamma_Q Psi_0

```

Tabell 3. Resultande vertikala upplagskrafter i stöd [kN]
(halva tvärsnittet).

Stod	Lastfall_1	Lastfall_2	Lastfall_3	Lastfall_4
1	4648.4	3350.4	2974.5	2097.3
2	14785	10624	9298.4	6204.4
3	10271	7403.8	6576.3	4645.3
4	8282.4	5970.1	5302	3743.1
5	10685	7702.1	6840.6	4830.3
6	12241	8823.9	7836.8	5533.5
7	11548	8323.8	7392.6	5219.9
8	3335.6	2404.4	2135.4	1507.8

Published with MATLAB® R2017b

Bilaga G: Dimensionering av tvärsnitt i tvärled

BILAGA G – DIMENSIONERING AV TVÄRSNITT I TVÄRLED

Dimensionerar erforderlig armering i brons tvärled genom iteration. Innan körning av detta script ska scriptet i bilaga 6 köras då tvärsnittsdimensioner och dimensionerande tvärkraft och moment bygger på dessa beräkningar.

```
% KANDIDATARBETE: ACEX10-19-51 TKSAM-3 VT 2019 (BROGRUPP 2)
% Johan Emmoth
% Lukas Ehn
% Johan Dahlen
% Felicia Spaak
% Gabriella Zayton
% Amar Talic

clc, close all
clearvars -except f_b G_kjsup Q_vd Gamma_d b_balk b_platta ep ...
                h_platta Gamma_Gjsup Xi Gamma_Q Psi_0
```

DIMENSIONERANDE LASTER (AXELLASTER PÅ STÖD 1 VÄRSTA FALL)

Dimensionerande lasteffekt enligt lastkombination 6.14b, det vill säga karakteristiskt lastfall vilket ger upphov till värsta tvärkraft och moment. Se bilaga C för ytterligare förklaring.

```
% Upplagskrafter i stöd (Karakteristiskt lastfall, 6.14b)
R = max(f_b(:,2));

% Laster från lastfall (Karakteristiskt lastfall, 6.14b)
% Bidrag från permanentlast
G_d = Gamma_d * G_kjsup/2; % [kN/m]
eq1 = [0 -G_d];

% Bidrag från axellaster enligt LM 71
Q_d = Gamma_d * Q_vd; % [kN]

% Excentricitet (tolerans på spårplacering)
e = 10e-3;

% För fall = 1, båda spåren förskjuts e mot en kantbalk
% För fall = 2, spåren förskuts e utåt mot respektive kantbalk
% För fall = 3, båda spåren förskjuts e mot mitten.
```

BERÄKNINGAR

Beräknar lasteffekt enligt lastkombination 6.14b för respektive lastplacering, ställer upp beräkningsmodell, definierar upplagsvillkor, ställer upp styvhetsmatris och lastvektor med hjälp av CALFEM, löser ekvationssystemet $Ka = f$ samt beräknar resulterande moment. Dessa beräkningar ligger sedan till grund för dimensionering av längsgående armering i plattan samt beräkning av nedböjning i bruksgränstillstånd.

```
% BERÄKNINGSMODELL
% Antal noder och element
N_nod = 2 + 4;
N_el = N_nod - 1;
```

```

% Frihetsgrader
Dof = zeros(N_nod,4);
for i = 1:N_nod
    Dof(i,:) = [i 3*i-2 3*i-1 3*i];
end

% Toplogimatrix
Edof = zeros(N_el, 7);
for i = 1:N_el
    Edof(i,:) = [i Dof(i,[2 3 4]) Dof(i+1,[2 3 4])];
end

% Nodkoordinater
Coord = zeros(N_nod, 2);
Coord(1,1) = 0;
Coord(2,1) = b_balk / 2 + 2.6 - 1.435 / 2;
Coord(3,1) = Coord(2,1) + 1.435;
Coord(4,1) = Coord(2,1) + 4.5;
Coord(5,1) = Coord(4,1) + 1.435;
Coord(6,1) = b_balk + b_platta;

for fall = 1:3
    disp(['FALL ', num2str(fall)])

    if fall == 1
        for i = 2:5
            Coord(i,1) = Coord(i,1) + e;
        end
    elseif fall == 2
        for i = 2:3
            Coord(i,1) = Coord(i,1) - e;
        end
        for i = 4:5
            Coord(i,1) = Coord(i,1) + e;
        end
    elseif fall == 3
        for i = 2:3
            Coord(i,1) = Coord(i,1) + e;
        end
        for i = 4:5
            Coord(i,1) = Coord(i,1) - e;
        end
    end
end

% Elementkoordinater
[Ex, Ey] = coordxtr(Edof, Coord, Dof(:,[2 3 4]), 2);

% Upplagsvillkor: Fritt upplagd
bc = zeros(3,2);
bc(1,1) = 1;
bc(2,1) = 2;
bc(3,1) = 17;

```



```

% STYVHETSMATRIS & LASTVEKTOR
f_load = zeros(3*N_nod, 1);
K       = zeros(3*N_nod, 3*N_nod);

for i = 1:N_el %#ok<ALIGN>
    [Ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, eq1);
    [K, f_load] = assem(Edof(i,:), K, Ke, f_load, fe);
end

% Axellaster
for i = [5 8 11 14]
    f_load(i,1) = -Q_d;
end

% Upplagskrafter
f_load(2,1) = R;
f_load(17,1) = R;

% LÖSNING AV EKVATIONSSYSTEM & BERÄKNING AV MOMENT
% Löser ekvationssystemet Ka = f med hjälp av funktionen solveq.
[a, f] = solveq(K, f_load, bc); %#ok<ASGLU>
Ed      = extract(Edof, a);

n = 3;
for i = 1:N_el %#ok<ALIGN>
    Es = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed(i,:), eq1, n);
    Es_save(1+(i-1)*n:n+(i-1)*n,1:3) = Es;
end

if fall == 1
    Es_save_1 = Es_save;
elseif fall == 2
    Es_save_2 = Es_save;
elseif fall == 3
    Es_save_3 = Es_save;
end

xcoord = [0; Ex(:,2)];
x = zeros(length(Es_save),1);
for i = 1:length(xcoord)-1 %#ok<ALIGN>
    x(i+(i-1)*(n-1):n+(i-1)*n,1) = linspace(xcoord(i), ...
        xcoord(i+1),n);
end

% Momentdiagram
figure(fall + (fall - 1))
plot(x, (Es_save(:,3)))
hold on
title(['Resulterande moment med belastning av axellaster' ...
    ' enligt fall ', num2str(fall)])
xlabel('Global x-axel [m]')
ylabel('Moment [kNm]')
line([0 Ex(end,2)], [0 0], 'Linewidth', 2)
plot([0 Ex(end,2)], 100*[1 1], '^', 'MarkerFaceColor', 'b', ...
    'Markersize', 10)
set(gca, 'Ydir', 'reverse')
axis([-1 Ex(end,2)+1 -1e3 3e3])

```

```

grid on, grid minor

% Maximalt moment
[M_max, Mpos] = max(Es_save(:,3));
Pos_M_max = x(Mpos);

disp(['    Maximalt moment,    M_max = ', num2str(M_max,4), ' kNm', ...
      ' vid x = ', num2str(Pos_M_max), ' m'])

if fall == 1
    M_max_1 = M_max;
elseif fall == 2
    M_max_2 = M_max;
elseif fall == 3
    M_max_3 = M_max;
end

% Tvärkraftsdiagram
figure(fall + (fall - 1) + 1)
    plot(x,(Es_save(:,2)))
hold on
    title(['Resulterande tvärkraft med belastning av axellaster' ...
          ' enligt fall ', num2str(fall)])
xlabel('Global x-axel [m]')
ylabel('Tvärkraft [kN]')
line([0 Ex(end,2)], [0 0], 'Linewidth', 2)
plot([0 Ex(end,2)], -50*[1 1], '^', 'MarkerFaceColor', 'b', ...
      'Markersize', 10)
    set(gca, 'Ydir', 'normal')
axis([-1 Ex(end,2)+1 -1e3 1e3])
grid on
grid minor

    % Maximal tvärkraft
[V_max, Vpos] = max(Es_save(:,2));
Pos_V_max = x(Vpos);

disp(['    Maximal tvärkraft, V_max = ', num2str(V_max,3), ' kN', ...
      ' vid x = ', num2str(Pos_V_max), ' m'])
disp(' ')

if fall == 1
    V_max_1 = V_max;
elseif fall == 2
    V_max_2 = V_max;
elseif fall == 3
    V_max_3 = V_max;
end

end
end

```

FALL 1

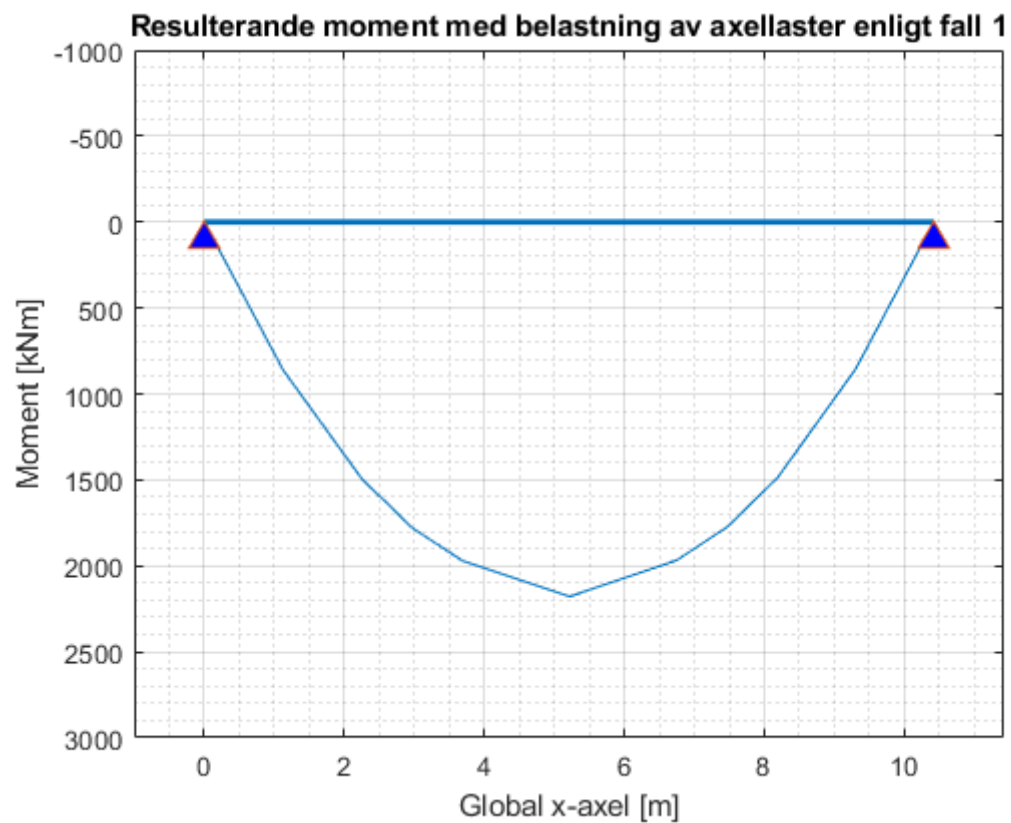
Maximalt moment, $M_{\max} = 2179 \text{ kNm}$ vid $x = 5.22 \text{ m}$
Maximal tvärkraft, $V_{\max} = 866 \text{ kN}$ vid $x = 10.42 \text{ m}$

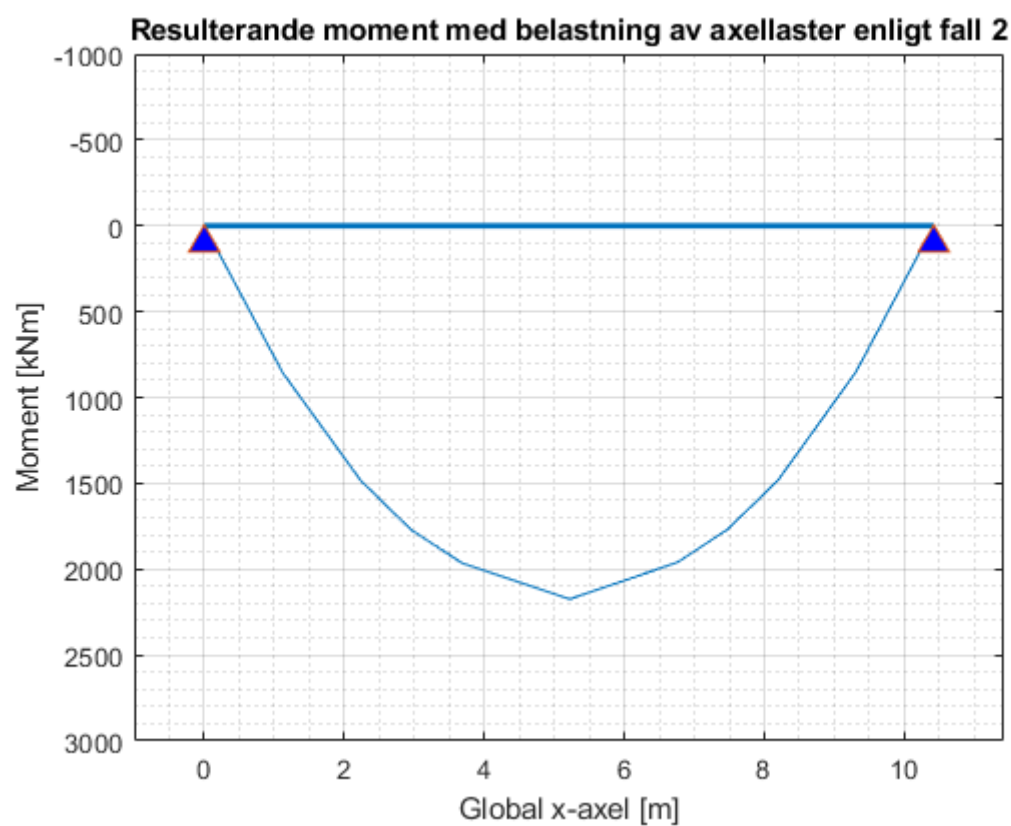
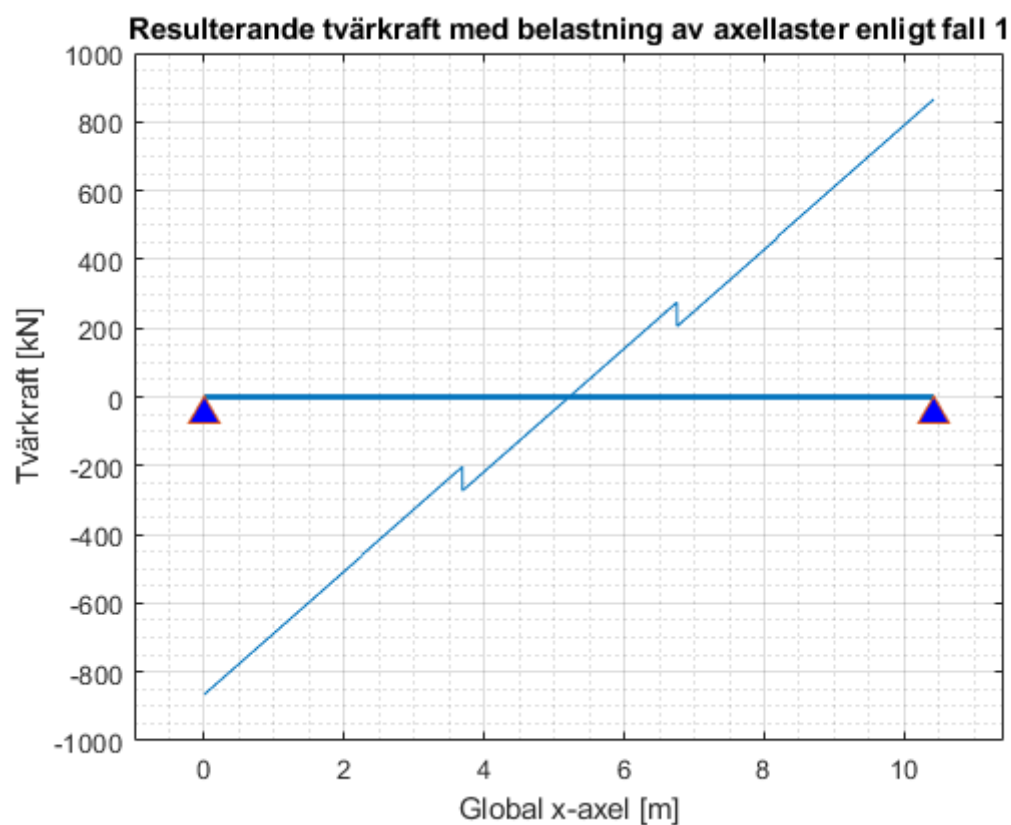
FALL 2

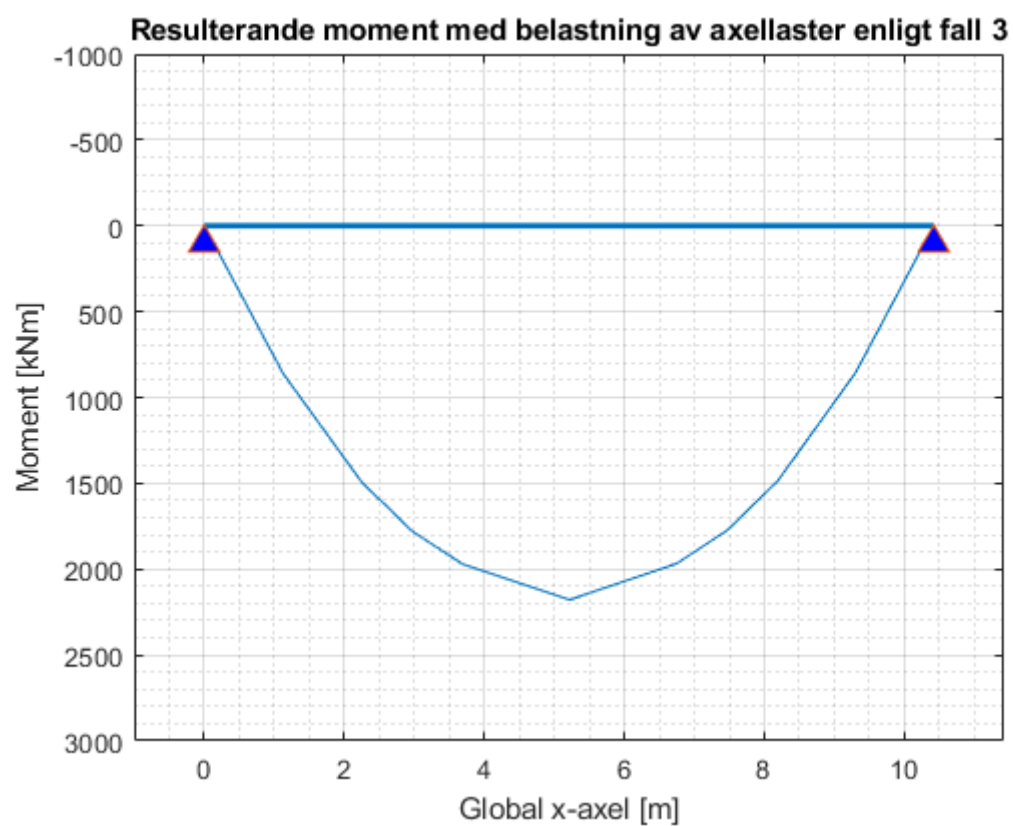
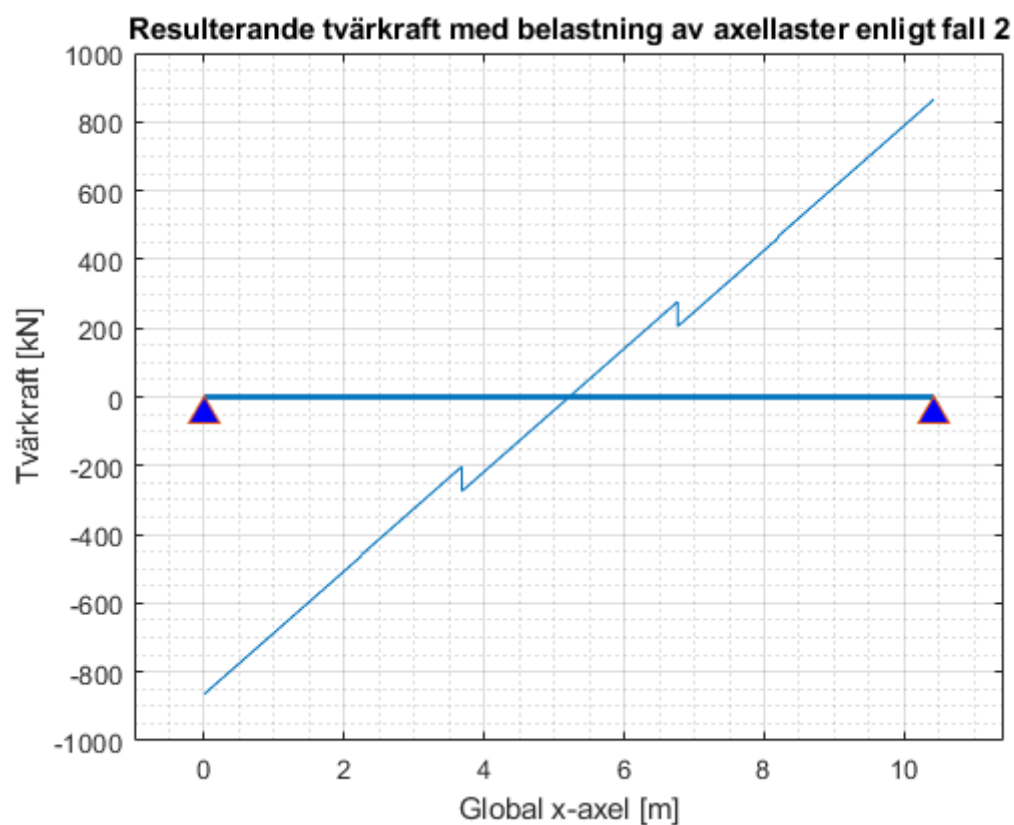
Maximalt moment, $M_{\max} = 2175 \text{ kNm}$ vid $x = 5.22 \text{ m}$
Maximal tvärkraft, $V_{\max} = 865 \text{ kN}$ vid $x = 10.42 \text{ m}$

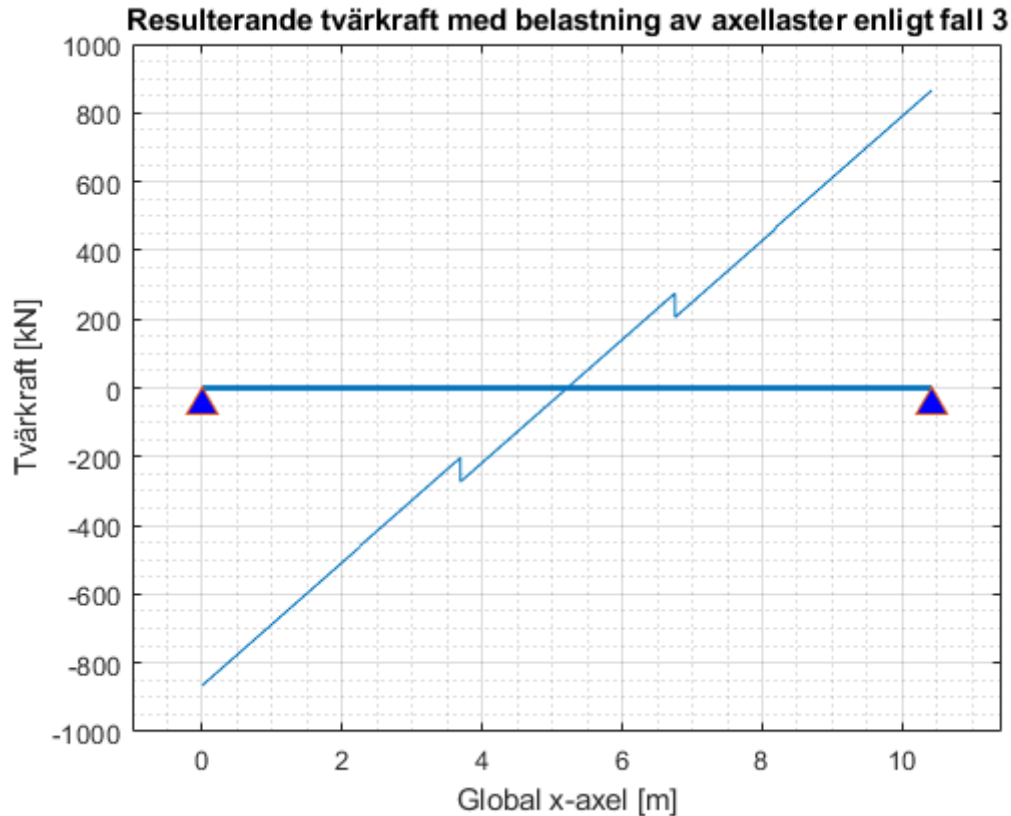
FALL 3

Maximalt moment, $M_{\max} = 2179 \text{ kNm}$ vid $x = 5.22 \text{ m}$
Maximal tvärkraft, $V_{\max} = 866 \text{ kN}$ vid $x = 10.42 \text{ m}$









INLÄGGNING & UTFORMNING AV LÄNGSGÅENDE ARMERING I PLATTAN

Itererar fram längsgående armeringsbehov i plattan för last i bruksgränstillstånd för värsta lastfall.

```
% Beräkningar sker per axellastplacering
l = 1.6; % [m]

% ARMERING B500B
f_yk = 500e6; % [Pa]
f_yd = f_yk / 1.15; % [Pa]

% ÖVERSLAGSBERÄKNING AV ARMERINGSBEHOV
disp('LÄNGSGÅENDE ARMERINGSBEHOV I PLATTAN')
% Antag
d = 400 * 1e-3; % [m]
sigma_s = f_yd; % [Pa]

% Antag armering med 25 mm i diameter
fi = 25e-3; % [m]
A_si = pi * fi^2 / 4; % [m^2]
disp([' Armeringstänger, fi = ', num2str(fi*1e3), ' mm'])

% Maximalt moment
M_Ed = max([M_max_1, M_max_2, M_max_3])*1e3; % [Nm]
```

```

for i = 1:2
    disp(' ')
    disp(['----- Iteration ', num2str(i), ...
          ' -----'])
    disp(' ')

    % Antag
    z = 0.9 * d; % [m]

    % Krävd mängd armering (underkant)
    A_s = M_Ed / (f_yd * z); % [m^2]
    disp(['    A_s = ', num2str(A_s*1e6,5), ' mm^2'])

    % Antal armeringsstänger
    n_stanger = ceil(A_s / A_si);

    % Minsta erforderlig armeringsarea
    f_ck = 40e6;
    f_ctm = 0.30 * (f_ck*1e-6) ^ (2/3) * 1e6;
    b_t = 1;
    A_s_min = max(0.26 * (f_ctm / f_yk) * b_t * d, ...
                  0.0013 * b_t * d);
    disp(['    A_s,min = ', num2str(A_s_min * 1e6,5), ' mm^2'])

    % Övre gräns på armeringsarea
    A_s_max = 0.04 * 1 * h_platta;
    disp(['    A_s,max = ', num2str(A_s_max*1e6,5), ' mm^2'])

    if A_s > A_s_min && A_s < A_s_max
        disp(['    Antagen mängd armeringsarea OK, A_s,min' ...
              ' < A_s < A_s,max'])
    else
        disp('    Antagen mängd armeringsarea EJ OK')
    end

    % TÄCKANDE BETONGSKIKT
    % Antag byglar f_i_v = 12 mm
    f_i_v = 12; % [mm]

    % Separata armeringsstänger
    c_min_b = f_i; % [mm]

    % Utifrån exponeringsklass
    c_min_dur = 25; % [mm]

    % Minsta täckande betongskikt
    c_min = max([c_min_b, c_min_dur, 10]); % [mm]

    % Tolerans, Nationell parameter
    delta_c_dev = 10; % [mm]

    % Nominellt värde på täckande betongskikt
    c_nom = c_min + delta_c_dev; % [mm]

    % Multipl av 5 mm.
    c_v = ceil((f_i_v + c_nom)/10)*10;

```

```

% AVSTÅND MELLAN STÅNGER
k_1 = 1.0; % Nat. par.
k_2 = 5; % Nat. par. [mm]
d_g = 32; % Största stenstorlek i ballast (antagen)

CC = max([k_1 * fi, d_g + k_2, 20]);

% ARMERINGSINLÄGGNING
% Maximalt antal stänger per lager
n_max = floor(1 / (CC*1e-3));

% Maximal armeringsarea per lager
A_max = n_max * A_si;

if A_s < A_max
    CC_new = floor(1*1e2 / n_stanger)*10;
    disp(['    Ett lager armering krävs, med CC-avstånd = ', ...
          num2str(CC_new), ' mm'])
    tp = 0;

elseif A_s < 2 * A_max
    CC_new = floor(2*1*1e2 / n_stanger)*10;
    disp(['    Två lager armering krävs, med CC-avstånd = ', ...
          num2str(CC_new), ' mm'])
    tp = CC / 2;

elseif A_s < 3 * A_max
    CC_new = floor(3*1*1e2 / n_stanger)*10;
    disp(['    Tre lager armering krävs, med CC-avstånd = ', ...
          num2str(CC_new), ' mm'])
    tp = CC;
end

% ARMERINGSTYNGDPUNKT

x_tp = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;

if x_tp == d
    disp('    Ingen ytterligare iterering krävs, x_tp = d')
else
    disp('    Ytterligare iterering krävs, x_tp /= d')
end

d = x_tp;
end

disp(' ')
disp('-----')
disp(' ')

```


LÄNGSGÅENDE ARMERINGSBEHOV I PLATTAN

Armeringstänger, $f_i = 25 \text{ mm}$

----- Iteration 1 -----

```
A_s = 13918 mm^2
A_s,min = 1167.7 mm^2
A_s,max = 42880 mm^2
Antagen mängd armeringsarea OK,  $A_{s,min} < A_s < A_{s,max}$ 
Ett lager armering krävs, med CC-avstånd = 50 mm
Ytterligare iterering krävs,  $x_{tp} \neq d$ 
```

----- Iteration 2 -----

```
A_s = 8979.5 mm^2
A_s,min = 1810 mm^2
A_s,max = 42880 mm^2
Antagen mängd armeringsarea OK,  $A_{s,min} < A_s < A_{s,max}$ 
Ett lager armering krävs, med CC-avstånd = 80 mm
Ingen ytterligare iterering krävs,  $x_{tp} = d$ 
```

MOMENTKAPACITET I BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Kontrollerar plattans kapacitet i brottgränstillstånd genom att först beräkna dimensionerande moment utifrån lastfall 6.10a/b. Om kapaciteten i plattan är otillräcklig itereras erforderlig underkantsarmering i plattan fram. Beräkningar sker enligt Eurokod 2.

% Dimensionerande moment då båda spår förskjutna mot centrumlinje

% Upplagskrafter i stöd (Brottgränstillstånd, 6.10)

```
R = max(f_b(:,1));
```

% Bidrag från permanentlast (Brottgränstillstånd, 6.10)

```
G_d = max((Gamma_d * Gamma_gsup * G_kjsup)/2, ...
(Gamma_d * xi * Gamma_gsup * G_kjsup)/2); % [kN/m]
eq1 = [0 -G_d];
```

% Bidrag från största variabel last: (Brottgränstillstånd, 6.10)

```
Q_d = max(Gamma_d * Gamma_Q * Psi_0 * Q_vd, ...
Gamma_d * Gamma_Q * Q_vd); % [kN]
```

% STYVHETSMATRIS & LASTVEKTOR

```
f_load = zeros(3*N_nod, 1);
K = zeros(3*N_nod, 3*N_nod);
```

```
for i = 1:N_el %ok<ALIGN>
```

```
[Ke, fe] = beam2e(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, eq1);
```

```
[K, f_load] = assem(Edof(i,:), K, Ke, f_load, fe);
```

```
end
```

% Axellaster

```

for i = [5 8 11 14]
    f_load(i,1) = -Q_d;
end

% Upplagskrafter
f_load(2,1) = R;
f_load(17,1) = R;

% LÖSNING AV EKVATIONSSYSTEM & BERÄKNING AV MOMENT
[a, f] = solveq(K, f_load, bc);
Ed = extract(Edof, a);

n = 3;
for i = 1:N_el %#ok<ALIGN>
    Es = beam2s(Ex(i,:), Ey(i,:), ep, Ed(i,:), eq1, n);
    Es_save(1+(i-1)*n:n+(i-1)*n,1:3) = Es;
end

% Dimensionerande moment
M_Ed = max(Es_save(:,3));

disp(' ')
disp('MOMENTKAPACITET I STÖD (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)')
disp(' ')

% PRELIMINÄR KONTROLL AV MOMENTKAPACITET
% Inre hävarm
z = 0.8 * d;

n_itr = 1;
M_Rd = f_yk * A_s * z * 1e-3;
if M_Rd > M_Ed
    disp(' M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig')
    doitr = 0;
elseif M_Rd < M_Ed
    disp(' M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig')
    n_stanger = n_stanger + 2;
    doitr = 1;
end

while M_Rd < M_Ed
    disp(' ')
    disp(['----- Iteration ', num2str(n_itr), ' -----'])
    disp(' ')

    % Armeringsarea
    A_s = n_stanger * A_si;

    if doitr == 1 %#ok<ALIGN>
    if A_s > A_s_min && A_s < A_s_max
        disp([' Antagen mängd armeringsarea OK, A_s,min' ...
            ' < A_s < A_s,max'])
    else
        disp(' Antagen mängd armeringsarea EJ OK')
    end

    if A_s < A_max % Ett lager

```

```

tp = 0;
d = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;
M_Rd = f_yk * A_s * 0.8 * d * 1e-3;

elseif A_s < 2 * A_max % Två lager
tp = CC / 2;
d = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;
M_Rd = f_yk * A_s * 0.8 * d * 1e-3;

elseif A_s < 3 * A_max % Tre lager
tp = CC;
d = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;
M_Rd = f_yk * A_s * 0.8 * d * 1e-3;
end
end
n_itr = n_itr + 1;

disp([' M_Rd = ', num2str(M_Rd,5), ' kNm'])
disp([' M_Ed = ', num2str(M_Ed,5), ' kNm'])

if M_Rd > M_Ed
disp(' M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig')
doitr = 0;
elseif M_Rd < M_Ed
disp(' M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig')
n_stanger = n_stanger + 2;
doitr = 1;
end

if doitr == 0
if A_s < A_max % Ett lager
disp([' Ett lager armering krävs, med CC-avstånd: ', ...
num2str(floor(l*1e3 / (n_stanger + 1))), ' mm'])
elseif A_s < 2 * A_max % Två lager
disp([' Två lager armering krävs, med CC-avstånd: ', ...
num2str((A_s / (n_stanger / 2))*1e6), ' mm'])

elseif A_s < 3 * A_max % Tre lager
disp([' Tre lager armering krävs, med CC-avstånd: ', ...
num2str((A_s / (n_stanger / 3))*1e6), ' mm'])
end
end

end
disp(' ')
disp('-----')
disp(' ')

```

MOMENTKAPACITET I STÖD (BROTTGRÄNSTILLSTÅND)

M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig

----- Iteration 1 -----

Antagen mängd armeringsarea OK, $A_{s,min} < A_s < A_{s,max}$
M_Rd = 2556.5 kNm

```
M_Ed = 3137.8 kNm
M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig
```

----- Iteration 2 -----

```
Antagen mängd armeringsarea OK, A_s,min < A_s < A_s,max
M_Rd = 2799.9 kNm
M_Ed = 3137.8 kNm
M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig
```

----- Iteration 3 -----

```
Antagen mängd armeringsarea OK, A_s,min < A_s < A_s,max
M_Rd = 3043.4 kNm
M_Ed = 3137.8 kNm
M_Rd < M_Ed => Momentkapacitet EJ tillräcklig
```

----- Iteration 4 -----

```
Antagen mängd armeringsarea OK, A_s,min < A_s < A_s,max
M_Rd = 3286.9 kNm
M_Ed = 3137.8 kNm
M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet bedöms tillräcklig
Ett lager armering krävs, med CC-avstånd: 57 mm
```

MINSTA MÄNGD ÖVERKANTSARMERING I PLATTAN

Beräknar fram minsta mängd överkantsarmering i plattan enligt Eurokod 2.

```
disp('MINSTA MÄNGD ÖVERARMERING I PLATTAN')
% Samma diameter som underarmering, fi = 25
disp(['  Armeringsstänger: fi = ', num2str(fi), ' mm'])

% Medelbredd på tryckzon
b_t = 1.6;

% Avstånd från underkant till armering, antag
d = (h_platta*1e3 - c_nom - fi_v - fi/2)*1e-3;

% Minsta armeringsarea i överkant
A_s_min = max(0.26 * (f_ctm / f_yk) * b_t * d, ...
              0.0013 * b_t * d);

% Antal armeringsstänger
n_stanger = ceil(A_s_min / A_si);
disp(['  Antal stänger: ', num2str(n_stanger), ' st'])
disp(' ')

MINSTA MÄNGD ÖVERARMERING I PLATTAN
Armeringsstänger: fi = 0.025 mm
Antal stänger: 4 st
```

INLÄGGNING & UTFORMNING AV TVÄRKRAFTSARMERING I PLATTAN

Beräknar erforderad tvärkraftsarmering i plattan enligt Eurokod 2.

```
disp('TVÄRKRAFTSARMERING I PLATTAN')

disp(['    Antag byglar: fi_w = ', num2str(fi_v), ' mm'])

% Skjuvsprickans lutning, antag:
theta = deg2rad(21.8);
disp('    Val av skjuvsprickans lutning: theta = 21.8 deg')

% Vinkel på tvärarmering
alpha = deg2rad(90);

% Tvärkraftsarmeringsarea
A_sw = 2 * pi * fi_v^2 / 4 * 1e-6;
disp(['    A_sw = ', num2str(A_sw*1e6), ' mm^2'])

% Tvärkraft
V_Ed = max([V_max_1, V_max_2, V_max_3])*1e3;          % [N]

% s-avstånd
s = z * cot(theta) * f_yd * A_sw / V_Ed;

% VÄLJ
s = floor(s*100)/100;
disp(['    Valt s-avstånd: s', num2str(s*1e3)])

% KONTROLL AV MINSTA MÄNGD TVÄRKRAFTSARMERING
ro_w_min = 0.08 * sqrt(f_ck) / f_yk;

ro_w = A_sw / (s * 1 * sin(alpha));

if ro_w > ro_w_min
    disp('    Kontroll av minsta mängd tvärkraftsarmering: OK')
elseif ro_w < ro_w_min
    disp('    Kontroll av minsta mängd tvärkraftsarmering: EJ OK')
end

% KONTROLL AV MAXIMALT CENTRUMAVSTÅND MELLAN BYGLAR
s_Lmax = 0.75 * d * (1 + cot(alpha));

if s < s_Lmax
    disp('    Kontroll av maximalt centrumavstånd: OK')
elseif s > s_Lmax
    disp('    Kontroll av maximalt centrumavstånd: EJ OK')
end
```

TVÄRKRAFTSARMERING I PLATTAN

```
Antag byglar: fi_w = 12 mm
Val av skjuvsprickans lutning: theta = 21.8 deg
A_sw = 226.1947 mm^2
Valt s-avstånd: s140
Kontroll av minsta mängd tvärkraftsarmering: OK
Kontroll av maximalt centrumavstånd: OK
```

KONTROLL OM PLATTAN SPRICKER I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Kontrollerar om plattan är osprucken eller uppsprucken i bruksgränstillstånd och beräknar utifrån det ett yttröghetsmoment. Beräkningar sker enligt Eurokod 2.

```
disp(' ')
disp('KONTROLL OM PLATTAN SPRICKER I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND')

% Maximalt moment i bruksgränstillstånd
M_Ed = max([M_max_1, M_max_2, M_max_3])*1e3;          % [Nm]

% Yttröghetsmoment (stadium I), inverkan av armering försumbar
I = E_x(end,end) * (h_platta)^3 / 12;

% Medeltryckhållfasthet, betong C40/50
f_cm = 48e6;

% Elasticitetsmodul
E_c = 22 * (f_cm*1e-6 / 10)^0.5 * 1e9;
E_s = 200e9;

% Förhållande mellan elasticitetsmoduler
alpha = E_s / E_c;

% Ansatt sigma_cr = k * f_ctm
k = 1.6 - h_platta;
sigma_cr = k * f_ctm;

M_cr = 2 * sigma_cr * I / h_platta;                  % [Nm]

if M_cr < M_Ed
    % Tyngdpunktsekvation
    syms x
    eqn = 1 * x.^2 / 2 == alpha * A_s * (d - x);
    x = max(double(solve(eqn,x)));

    % Tröghetsmoment, stadium II
    I = 1 * x.^3 / 3 + alpha * A_s * (d - x).^2;

    disp('    Plattan är uppsprucken')
else
    % Tröghetsmoment, stadium I (I = I_c, approximativt)
    I = 1 * h_platta^3 / 12;

    disp('    Plattan är osprucken')

end
```

KONTROLL OM PLATTAN SPRICKER I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND
Plattan är osprucken

NEDBÖJNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Beräknar och kontrollerar nedböjning i bruksgränstillstånd för värsta lastfall mot nedböjningskravet för järnvägsbroar enligt grafisk metod från Bärande Konstruktioner Del 2.

```
disp(' ')
disp('NEDBÖJNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND')
disp('    Krav: nedböjning för järnvägsbroar mindre än L/800')

% Krökningsfördelning, ksi följer momentkurvan
ksi_mitt = M_Ed / (E_c * I);
A_mitt   = (2/3) * ksi_mitt * (Ex(end,end) / 2);
x_mitt   = 5/8 * Ex(end,end) / 2;

y_mitt   = A_mitt * x_mitt;
disp(['    y_mitt = ', num2str(y_mitt*1e3), ' mm'])

% Krav enligt trafikverket:
y_max = Ex(end,end) / 800;

if y_mitt < y_max
    disp('    Krav OK')
elseif y_mitt > y_max
    disp('    Krav EJ OK')
end
```

```
NEDBÖJNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND
    Krav: nedböjning för järnvägsbroar mindre än L/800
    y_mitt = 12.7473 mm
    Krav OK
```

Published with MATLAB® R2017b