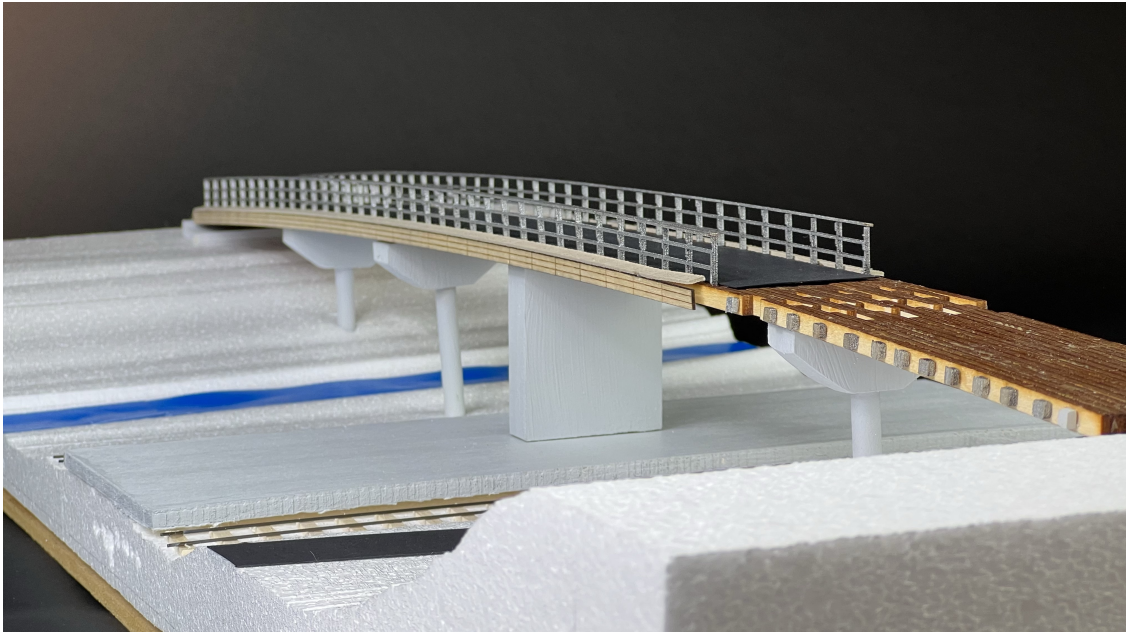




CHALMERS



Gång- och cykelbro över Hägernäs station

Konceptuell design och preliminär dimensionering

Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

KIM ANDERSSON BULL

MOHANNAD ELHAJJ

AXEL GUNNEMYR

ISAK KALLMÉR

FILIP KARLSTRÖM

ALEXANDER LUNDH

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2022

www.chalmers.se

KANDIDATARBETE 2022

Gång- och cykelbro över Hägernäs station

Konceptuell design och preliminär dimensionering

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

Kim Andersson Bull

Mohannad Elhajj

Axel Gunnemyr

Isak Kallmér

Filip Karlström

Alexander Lundh



CHALMERS

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2022

Gång- och cykelbro över Hägernäs station
Konceptuell design och preliminär dimensionering

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

Kim Andersson Bull
Mohannad Elhajj
Axel Gunnemyr
Isak Kallmér
Filip Karlström
Alexander Lundh

© KIM ANDERSSON BULL, 2022.
© MOHANNAD ELHAJJ, 2022.
© AXEL GUNNEMYR, 2022.
© ISAK KALLMÉR, 2022.
© FILIP KARLSTRÖM, 2022.
© ALEXANDER LUNDH, 2022.

Handledare: Mario Plos, Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Marcus Davidson, COWI
Examinator: Mozhdeh Amani, Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Kandidatarbete 2022
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon +46 31 772 1000

Omslag: Bild på fysisk modell av slutgiltigt brokoncept. Författarnas egna verk.

Skriven i L^AT_EX
Göteborg 2022

Gång- och cykelbro över Hägernäs station
Konceptuell design och preliminär dimensionering
Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

KIM ANDERSSON BULL
MOHANNAD ELHAJJ
AXEL GUNNEMYR
ISAK KALLMÉR
FILIP KARLSTRÖM
ALEXANDER LUNDH

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola

Sammanfattning

Vid Hägernäs station i Täby kommun planeras en utbyggnad till dubbelspårig järnväg på den tungt trafikerade Roslagsbanan. För att möjliggöra passage till den mellanliggande perrongen och knyta samman närliggande bostadsområden med naturområden behöver en bro upprättas, därav syftet med rapporten som bestod av ett framtagande och dimensionerande av en bro. Bron projekteras till en längd på 74 meter och en bredd på fem meter. En anslutning mellan brofarbanan och underliggande perrong planeras i form av hiss och trappa.

I ett tidigt stadie undersöktes projekteringsområdets förutsättningar, ställda tekniska krav samt önskemål från Täby kommun. Därefter föreslogs ett flertal brokoncept som utvecklades från perspektiven *beställare/konstruktion, produktion samt förvaltning och underhåll*. Konzepten bedömdes därefter utifrån sju framtagna urvalskriterier följt av en riskanalys. Dessa lade därefter grunden för val av bäst lämpat koncept. Resultatet blev en tvärspänd plattbro i trä fördelat över fem spann med en spännvidd mellan 14 till 17 meter. Bron placeras på fyra betongpelare, varav tre identiskt cirkulära och ett skivstöd på perrongen. Bron utgör en lätt båge i längsled och detaljer som räcken utformas slanka och öppna enligt önskemål.

I senare stadie gjordes en preliminär dimensionering av brokonceptet. Först identifierades de mest kritiska lasterna och lastkombinationerna, för att sedan bestämma den dimensionerande lastkombinationen. Beräkning genomfördes med hjälp av programmet MATLAB och programpaketet CALFEM. Därefter påbörjades en iterativ process för att ta fram brons slutgiltiga dimensioner genom kapacitetsberäkningar och kontroller. Kontrollerna gjordes utifrån gällande normer och krav i enlighet med Eurocode. Alla kontroller uppfylldes utom den gällande vibrationer där ytterligare undersökningar krävs.

Nyckelord: Kandidatarbete, tvärspänd plattbro, gång- och cykelbro, Täby, preliminär dimensionering, träbro, Chalmers tekniska högskola.

Bike and Pedestrian Bridge over Hägernäs Station
Conceptual Design and Preliminary Dimensioning
Bachelor's thesis in Civil Engineering

KIM ANDERSSON BULL
MOHANNAD ELHAJJ
AXEL GUNNEMYR
ISAK KALLMÉR
FILIP KARLSTRÖM
ALEXANDER LUNDH

Department of Architecture and Civil Engineering
Chalmers University of Technology

Abstract

At Hägernäs station in Täby municipality, an extension to a dual-track railway on the heavily operated Roslagsbanan is planned. In order to enable passage to the intermediate platform and link nearby residence areas and nature reserves, a bridge needs to be established, thereby the purpose of this report which consisted of a bridge proposal and its dimensioning. The bridge is projected to a length of 74 meters and a width of five meters. A connection between the bridge and the underlying platform is planned in the form of an elevator and a staircase.

At an early stage, the conditions of the underlying area, the technical requirements and the desires of Täby municipality were investigated. Subsequently, a variety of bridge concepts were proposed, which were considered from the perspectives of *client, production, management and maintenance*. The concepts were then assessed on the basis of seven produced selection criterion followed by a risk analysis. This placed the foundation for the selection of the most suitable concept. The result became a cross-tensioned wooden slab bridge divided over five spans with a span between 14 to 17 meters. The bridge is placed on four concrete pillars, three of which are identically circular with an additional disc support at the platform. The bridge consists of a light arch along the way and details as railings are designed slender and open by Täby's desires.

At a later stage, a preliminary dimensioning of the bridge concept was made. First, the most critical loads and load combinations were identified to determine the dimensioning load combination. Calculation was carried out using MATLAB program and CALFEM software package. Subsequently, an iterative process was initiated to produce the final dimensions of the bridge through capacity calculations and controls. These were carried out on the basis of the regarding norms and requirements in accordance with Eurocode. All the control calculations were fulfilled except the current vibrations where further investigations are required.

Keywords: Bachelor's thesis, cross-tensioned slab bridge, bike and pedestrian bridge, Täby, preliminary dimensioning, wooden bridge, Chalmers University of Technology.

Innehåll

Sammanfattning	vii
Abstract	viii
Innehållsförteckning	ix
Förord	xii
Begreppsförklaring	xiii
Nomenklatur	xiv
1 Inledning	1
1.1 Syfte	1
1.2 Problem- och målbeskrivning	1
1.3 Avgränsningar	1
1.4 Metod	2
1.5 Samhälleliga- och etiska aspekter	3
1.5.1 Biologisk mångfald	3
1.5.2 Tillgänglighet- och sociala aspekter	3
1.5.3 Arbetsmiljö och buller	3
2 Förutsättningar	4
2.1 Geografiska- och geotekniska förutsättningar	4
2.2 Konstruktionstekniska förutsättningar och krav	4
3 Urvalsprocessen	5
3.1 Urvalskriterier	6
3.2 Viktning av kriterier	7
3.3 Första urvalet	7
3.3.1 Exkluderade brokoncept	7
3.3.2 Preliminära brokoncept	8
3.3.3 Utvärdering av preliminära brokoncept	9
3.4 Andra urvalet	9
3.4.1 Bågbro med stålbåge och farbana i trä	9
3.4.2 Stålbalkbro med farbana i trä	11
3.4.3 Tvärspänd plattbro i trä	11
3.5 Riskanalys	13
3.5.1 Val av brokoncept	14

4	Slutgiltigt brokoncept	14
4.1	Tvärsnitt och avrinning	14
4.2	Anslutning av farbanas element	16
4.3	Lager och övergångskonstruktioner	16
4.4	Brostöd	17
4.5	Hiss, trappa och öviga detaljer	18
5	Preliminär dimensionering	19
5.1	Materiellt antagande	19
5.2	Systemmodell och karakteristiska laster	20
5.3	Lastkombinationer	21
5.4	Lasteffekter	22
5.5	Dimensionering av bron	24
5.5.1	Tvärkraftskapacitet	24
5.5.2	Momentkapacitet	24
5.5.3	Samverkan mellan moment och normalkraft	24
5.5.4	Nedböjning	24
5.5.5	Spännanordning	25
5.5.6	Temperatur- och normalkraftsberoende längdändring	25
5.5.7	Vibrationer	26
5.5.8	Pelare	26
6	Resultat	26
7	Diskussion	28
7.1	Val av brokoncept	28
7.2	Preliminär dimensionering	29
8	Slutsats	30
	Litteraturförteckning	31
A	Appendix 1	I
A.1	Förfrågningsunderlag, COWI	I
A.2	Karta över område	II
A.3	Spännvidder och stödplacering	II
A.4	Skalenlig modell	III
B	Appendix 2	VII
B.1	Material	VII
B.1.1	Trä	VII
B.1.2	Stål	VIII
B.1.3	Betong	VIII
B.2	Brotyper	IX
B.2.1	Plattbro, balkbro och rambro	IX
B.2.2	Rörbro, valvbro och bågbro	X
B.2.3	Snedkabelbro	XI
B.2.4	Hängbro	XII

Innehåll

B.2.5	Fackverksbro	XII
B.3	Produktionsmetoder	XIII
B.3.1	Prefabricerade konstruktioner	XIII
B.3.2	Platsbyggda konstruktioner	XIII
B.3.3	Lansering, lyft och montage	XIV
B.3.4	Grundläggningsmetoder	XIV
B.4	Förvaltning och underhåll	XV
B.4.1	Inspektioner	XV
B.4.2	Underhåll	XVI
C	MATLAB	XIX
C.1	Huvudfunktion: Dimensionering av tvärspänd plattbro i trä	XX
C.2	Beräkningsmodell	XXIX
C.3	Egentyngdsfunktion	XXXI
C.4	Beräkning av lastfall i ULS och SLS	XXXII
C.5	Beräkning av snittkrafter i yz-planet	XXXIX
C.6	Beräkning och kontroll av spännstagens kapacitet	XLIII
C.7	Beräkning av tvärkraftskapacitet i yz-planet	XLVI
C.8	Beräkning av momentkapaciteten i yz-planet	XLVIII
C.9	Beräkning av nedböjning i SLS	L
C.10	Dimensionering av pelare	LIII
C.11	Beräkning av rörelseutvidgningen i yz-planet	LVI
C.12	Beräkning av egenfrekvenser och kontroll av komfortkrav	LVII
C.13	Vindlastberäkningar	LXII

Förord

Rapporten *Gång- och cykelbro över Hägernäs station* är ett kandidatarbete på 15 högskolepoäng skrivet av sex stycken studenter vid civilingenjörsprogrammet Samhällsbyggnadsteknik på Chalmers tekniska högskola i Göteborg våren 2022.

Vi vill tacka alla medarbetare på avdelningen för konstruktionsteknik, gästföreläsare samt PEAB och COWI för två inspirerande studiebesök. Speciellt tack till Robert Jockwer, forskarassistent på institutionen för arkitektur och samhällsbyggnad och Marcus Davidson, brokonstruktör på COWI som svarat på våra frågor och bistått med sin kunskap och erfarenhet under arbetets gång.

Slutligen vill vi ägna ett stort tack till vår handledare Mario Plos, biträdande professor på institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik samt avdelningschef på avdelningen för konstruktionsteknik.

Göteborg, maj 2022

Kim Andersson Bull
Mohannad Elhajj
Axel Gunnemyr
Isak Kallmér
Filip Karlström
Alexander Lundh

Begreppsförklaring

Nedan följer en lista över begrepp som har använts i rapporten. Begreppen står i alfabetisk ordning:

Droppleck	Plåt detalj som skyddar mot väta
Dynamiskt	Avser konstruktionens rörelser till följd av verkande krafter
Egenfrekvens	Avser den frekvens där konstruktionen hamnar i svängningar
Eurocode	Fastställda standarder för byggbranchen
Excentricitet	Avstånd mellan verkande last och systemlinjen, skapar moment
Fingerskarv	Skarvning med fingerliknande utseende
Frihetsgrad	Tillgång till rörelsemöjlighet
Förfrågningsunderlag	Handling en upphandlare lämnar till leverantören. Det uppgår vad upphandlaren önskar och vad projektet ska uppnå
Homogent	Innebär likformighet. Avser i rapporten materiella egenskaper. Homogent material har likformigt beteende rakt igenom
Knäcklast	Den lasten som orsakar att strukturen knäcks och fallerar
L/400	Nedböjningskrav, längden dividerat med förbestämd faktor
Lager	Mellanlägg som möjliggör rörelser eller inte
LCA-analys	Står för livscykelanalys och innebär en analys där konstruktionens hela klimatpåverkan beaktas för hela dess livslängs
Momentstyv	Helt förhindrad rotation, tar istället upp moment
Mäktighet	Innebär tjocklek eller djup av geologiska lager
Ortotrop	Olika materiella egenskaper i olika riktningar
Prefabricera	Att förproducera konstruktionselement
Påkörningslast	Lasten som konstruktionen utsätts för vid kollision från fordon
Randvillkor	I rapporten avses tillåten rörelse i ett koordinatsystem
Redundans	Överflöd av element, uteslutande av enstaka påverkar ej utfallet
Spännvidd	Avser längden av bronns överbyggnad mellan dess upplag
Tvångslast	En last som uppstår som följd förhindrad rörelse
Tvärstag	Metallstänger som spänns tvärs över konstruktionen
ULS och SLS	Står för <i>ultimate limit state</i> respektive <i>serviceability limit state</i> . Avser gränstillstånden för brott- respektive brukstadiet

Nomenklatur

Nedan följer en nomenklatur med konstanter och variabler som har använts i rapporten.

Konstanter

γ_G	Partialkoefficient (permanent last)	[-]
γ_P	Partialkoefficient (spännkraft)	[-]
γ_Q	Partialkoefficient (variabel last)	[-]
ψ_0	Kombinationsfaktor	[-]
ψ_1	Kombinationsfaktor	[-]
ψ_2	Kombinationsfaktor	[-]
ξ	Reduktionsfaktor	[-]

Variabler

A	Tvärsnittsarea	[m^2]
F_v	Vindlast	[N]
G	Permanent last	[N]
g	Utbredd permanent last	[N/m]
P	Spännkraft	[N]
Q	Variabel last	[N]
Q_{fk}	Horisontell last	[N]
Q_{fwk}	Koncentrerad last	[N]
Q_{serv}	Last från servicefordon	[N]
q	Utbredd variabel last	[N/m]
q_{aerob}	Aerodynamisk last	[N/m]
q_{fk}	Trafiklast (folkmassa)	[N/m]

1 Inledning

Dagens stadsutveckling driver mot ett alltmer hållbart fungerande samhälle med fler alternativa färdmedel. Täby kommun har liknande ambitioner vilket formuleras i utvecklingsmål som bland annat omfattar en förbättrad tillgänglighet, minskade utsläpp och fler gång- och cykelstråk (Täby kommun, 2014).

I samband med detta planeras en byggnation av ytterligare ett spår för den tungt trafikerade Roslagsbanan (Täby kommun, 2014). Även om utbyggnaden förväntas ha en starkt positiv inverkan i området, kommer dubbelspåret hindra tillgången till dagens perrong vid Hägernäs station och skapa en barriäreffekt. Följaktligen planeras en gång- och cykelbro över Roslagsbanan som både kommer öka tillgängligheten för oskyddade trafikanter samt möjliggöra tillgång till perrongen.

1.1 Syfte

Syftet med projektet var att ge förslag på ett lämpligt brokoncept samt utföra en preliminär dimensionering för en bro som ska sträcka sig över Hägernäs station. Därmed utfördes en urvalsprocess där projektet betraktades ur tre olika perspektiv, varpå rollerna som beställare, produktions- och underhållsansvariga intogs. För det valda brokonceptet har preliminära beräkningar genomförts samt en skalenlig modell presenterats.

1.2 Problem- och målbeskrivning

Det slutgiltiga målet med rapporten var att fastställa en lämplig brodesign för en gång- och cykelbro över Hägernäs station. Den huvudsakliga utmaningen vid valet av brokoncept var att ställa upp kriterier och se till att dessa var relevanta och väl underbyggda för projekteringsområdet. Det visade sig bland annat uppstå problematik kring spårtrafik och dåliga markförhållanden. Under den preliminära dimensioneringen av det valda brokonceptet baserades kraven utifrån de byggnadstekniska krav som formulerats. Den främsta utmaningen var att förutspå vilka lasttyper och lastkombinationer som bron kunde utsättas för.

1.3 Avgränsningar

Den preliminära dimensioneringen beaktade endast konstruktionen mellan dess ändstöd. Anslutning till underliggande perrong med hiss och trappa möjliggjordes, varpå ett konceptuellt lösningsförslag presenterades utan dimensionering. Med stöd från

de geotekniska förutsättningarna togs förslag till grundläggningsmetod fram, inga beräkningar utfördes utan förslagen baserades på en rimlighetsbedömning. Då de geotekniska förutsättningarna visade sig vara relativt osäkra, har även beräkningarna för pelarkonstruktionerna förenklats. Vidare utfördes inte en avancerad tvärsnittsanalys då det ansågs överflödigt i preliminärstadiet för en gång- och cykelbro. Miljö- och ekonomiska aspekter analyserades översiktligt men inga livscykelanalyser eller ekonomikalkyler genomfördes.

1.4 Metod

Arbetet har genomförts i två separata faser. Under den första fasen gjordes en förstudie om viktiga komponenter att beakta vid broprojektering, utveckling av möjliga brokoncept och val av slutgiltigt brokoncept. Under den andra fasen gjordes en preliminär dimensionering av det valda brokonceptet, samtidigt som en skalenlig modell tillverkades.

Arbetet påbörjades med informationsinsamling gällande brotyper, projekteringsprocessen och platsspecifika förutsättningar. Detta utfördes med hjälp av egna litteraturstudier, föreläsningssanteckningar och vägledning från kurshandledare på COWI. Utifrån den insamlade informationen togs särskilda urvalskriterier fram för att kunna utvärdera olika brokoncept i en tvådelad urvalsprocess. Först sorterades olämpliga brotyper bort genom en enkel rimlighetsbedömning med utgångspunkt ur tidigare kunskaper. Därefter togs ett flertal olika brokoncept fram baserat på lämpliga brotyper som sedan viktades mot varandra baserat på urvalskriterierna. Ett fåtal brokoncept som tillfredställde kriterierna valdes, för att sedan genomgå en riskanalys. Avslutningsvis kunde ett slutgiltigt brokoncept utses.

Vid framtagningen av brokoncepten var arbetet indelat i tre olika specialistgrupper: *Beställare/konstruktion*, *Produktion* samt *Förvaltning/miljö och underhåll*. *Beställare/konstruktion* ansvarade för att beakta samhällets intresse såsom hållbarhet, ekonomi, estetiska- och etiska aspekter. *Produktion* ansvarade för att beakta aspekter vid tillverkning av bron samt dess problematik. Dessa aspekter innefattar lämpliga produktionsmetoder, transporter och tillfälliga konstruktioner. *Förvaltning/miljö och underhåll* ansvarade för att beakta långsiktiga aspekter under brons livslängd, vilket inkluderade miljöpåverkan, inspektioner, underhåll och kritiska detaljer.

Under den andra fasen av arbetet fastslogs det bärande systemet och en beräkningsmodell togs fram. Därefter bestämdes lastfall och lastkombinationer. Utifrån lastfallen och beräkningsmodellen genomfördes den preliminära dimensioneringen av brokonceptet. Beräkningarna genomfördes med datorprogrammet MATLAB samt rekommendationer från handledare. Resultatet analyserades, nya beräkningar som krävdes genomfördes och det slutgiltiga resultatet redovisades.

1.5 Samhälleliga- och etiska aspekter

Rapporten kommer mestadels avhandla tekniska aspekter men utöver det beaktas även de samhälleliga- och etiska aspekterna. Den färdiga bron kommer att skapa nya möjligheter för lokalbefolkningen genom att människor, på ett enkelt och säkert sätt, kan ta sig till närliggande områden. Uppförandet av bron kan ha en omfattande påverkan på miljö och tillgänglighet. Dessutom ska den vara en del av stadsbilden i minst 80 år. Om aspekterna inte beaktas i ett tidigt skede kan det medföra stora konsekvenser i efterhand.

1.5.1 Biologisk mångfald

Bron som projekteras över Hägernäs station kan komma att påverka omkringliggande natur- och djurliv negativt. Främst på grund av att arbete i samband med produktion och förvaltning troligtvis medför gallring av skogspartier och därmed avtryck i miljön. En negativ påföljd kan bli att bilden av det närliggande naturområdet försämras för de som vill tillbringa tid i naturen. Täby kommun uppger däremot att den biologiska mångfalden endast påverkas i mindre utsträckning vid produktion och underhåll av bron (Täby kommun, 2014).

1.5.2 Tillgänglighet- och sociala aspekter

Tillgänglighet är en viktig aspekt att beakta vid broprojektering, speciellt i detta fall då bron ska ha en anslutning till underliggande perrong. Den ska kunna brukas av samtliga i samhället utan att upplevas som ett hinder. Därför ska det finnas både hiss och trappa som ansluter till underliggande perrong.

En positiv påföljd av att bron upprättas är en minskad barriäreffekt, då bostadsområden sammanbinds med naturområden. Människor i bostadsområdet kan lättare ta sig till naturen via en enkel förbindelse.

Bron måste vara förenlig med det område där den projekteras. Passande design eftersträvas för att ge en vacker och modern bild av staden samt tillfredsställa brons framtida användare. Bron ska användas under lång tid, vilket medför att den ska vara modern i samband med utvecklingen som kommer ske i regionen.

1.5.3 Arbetsmiljö och buller

Vid produktion är det viktigt att involverade har goda arbetsvillkor och en säker arbetsplats. Eftersom bron byggs över en järnväg krävs särskilda säkerhetsåtgärder för att undvika olyckor. Tågtrafiken behöver därför ledas om eller stängas av, för att helt eliminera risken för påkörning. Enligt Trafikverkets broprojekteringshandbok (Brosamverkan, 2022) kan ett trafikstopp på upp till 72 timmar möjliggöras, beroende på trafikmängden. Omledning av tågtrafiken är inte aktuell då det medför orimligt stora kostnader i förhållande till den relativt låga trafikeringen.

Både när en bro upprättas och vid förvaltningsstadiet kommer det under kortare perioder medföra högre ljudnivåer än normalt. Vid byggnation kommer boenden i närheten att störas av buller från exempelvis sprängningar, pålning och maskiner. Det är därför viktigt att anpassa de högljudda aktiviteterna till den tiden på dygnet när det är så få människor som möjligt i området (Brosamverkan, 2022). Bullernivåerna bedöms inte medföra långsiktigt negativa hälsoeffekter, då höga ljudnivåer endast upplevs under kortare tidsperioder.

2 Förutsättningar

Följande kapitel handlar om de förutsättningar som ligger till grund för det slutgiltiga valet av brokoncept. Kommande avsnitt om geografiska och geotekniska förutsättningar utgår ifrån förfrågningsunderlag från COWI, se appendix A.1, samt en karta över projekteringsområdet, se appendix A.2.

2.1 Geografiska- och geotekniska förutsättningar

Planområdet består av ett relativt kuperat landskap med mestadels järnvägsanläggningar. Perrongen och den befintliga järnvägen går i väst-östlig riktning. Parallellt med järnvägen rinner Rönningebäcken som bron kommer vara belagd över. Norr om järnvägen finns ett rekreativsområde samt ett koloniområde. Söder om perrongen återfinns ett flerbostadsområde.

Jorden för planområdet består mestadels av morän och lera. Utifrån förfrågningsunderlaget från COWI uppskattades jordlagrens mäktighet. Vid brons södra landfäste uppskattades jordlagrets mäktighet till cirka tre meter, samt till fyra meter vid perrongen. Norr om perrongen var jordlagrets mäktighet inte fastställd och en geoteknisk undersökning skulle behövas för att fastställa ett exakt djup. Här förväntas också fuktiga förhållanden skapa problem med grundsättning. Vid en grov uppskattning antogs berglutningen, som sträcker sig från brons sydliga sida till perrongen, vara konstant. Approximativt resulterade det med ett jordlager ovan berg vars mäktighet är 18 meter. Approximationen visualiseras i appendix A.3, där hel- och berggrund är kända medan streckad är antagen.

2.2 Konstruktionstekniska förutsättningar och krav

Utifrån detaljplanen (Täby kommun, 2014) och förfrågningsunderlag från COWI, har konstruktionstekniska förutsättningar kunnat fastställas. Bron planeras vara 74 meter lång och fem meter bred. Minsta höjd mellan järnvägsspåret och brons underkant vid maximal nedböjning ska vara 6,1 meter. I enlighet med förfrågningsunderlaget bör lutningen vid brons ändstöd maximalt vara 1:1,7. Brons farbana antas vara plan då mer information saknas. Täby kommun förespråkar en bro som är ”lätt

och genomskinlig”, där staketet till bron och övrigt stål ska ha sparsamma färger och smälta in i dess omgivning(Täby kommun, 2014).

Trafikverket ställer flera utformningskrav för broar belagda över järnväg eller vattendrag. För det första ska brostöden placeras minst tre meter från järnvägens spårmitt (Trafikverket, 2015a). Detta för att byggnation och underhåll av brostöden ska kunna utföras utan störningar på spårtrafiken. För det andra har Trafikverket krav på att broar ska dimensioneras för en teknisk livslängd på 40, 80 eller 120 år (Trafikverket, 2019a). De olika livslängderna beror av en rad faktorer, däribland att en bro som påverkar spårtrafik ska dimensioneras för 120 år. Detta eftersom reparation eller byte av bro kan påverka järnvägstrafiken, och bör därför ske så sällan som möjligt. Trafikverket har även en övre gräns för träkonstruktioners tekniska livslängd. De får inte projekteras för en antagen livslängd över 80 år, vilket utesluter träbroar helt. För att ha möjlighet att välja mellan samtliga material kommer kravet på 120 år bortses från vid dimensionering. Genom att projektera bron effektivt kan störningar i trafiken minimeras och därmed kan kravet bortses från. För det tredje har Trafikverket även krav på brostöd som placeras i vattendrag. Brostöden ska konstrueras med minimal påverkan på strömmningsförhållanden och vattenlevande organismer. För att helt eliminera risken för påverkan kommer bron projekteras utan brostöd placerade i vatten. Vidare har Trafikverket tagit fram nedböjningskrav för en vertikal variabelast på $L/400$ (Trafikverket, 2019a).

Slutligen krävs undersökning och kontroll av brons egenfrekvenser enligt Trafikverket (Trafikverket, 2019a). Detta är särskilt relevant för en lätt konstruktion som förväntas vara känsligare mot dynamiska effekter.

3 Urvalsprocessen

Via en urvalsprocess togs ett flertal brokoncept fram, vilka sedan jämfördes och viktades mot varandra. Processen krävde fasta utvärderingsgrunder för att kunna genomföra en rättvis bedömning. Målet var att få fram ett koncept som på bästa möjliga sätt uppfyllde de ställda kraven.

Samtliga val och utvärderingar grundar sig i en litteraturstudie. Denna studie beaktar flertalet aspekter, såsom beställare, produktion och förvaltning. Utifrån dessa aspekter och insamlat material kommer nedanstående viktigsprocess genomföras och underbyggas. Litteraturstudien återfinns i appendix B. Här återfinns studier som omfattar material B.1, brotyper B.2, produktionsmetoder B.3 samt förvaltning och underhåll B.4.

3.1 Urvalskriterier

För att kunna bedöma och relatera olika brokoncept gentemot varandra togs urvalskriterier fram. Det ställdes totalt upp sju urvalskriterier som presenteras och viktas nedan.

- **Landskapsanpassning**
Det bör finnas en harmoni mellan bro och miljö. Bron ska därmed anpassas och fungera harmoniskt med omkringliggande landskap, vilket också benämns av Täby kommun där en ”lätt och genomskinlig” bro eftertraktas.
- **Gestaltning och estetik**
Bron ska vara estetiskt tilltalande och upplevas som något positivt i stadsmiljön. Designen ska för individen vara visuellt tillfredsställande.
- **Ekonomi**
Samtliga moment av broproduktionen ska ekonomiskt minimeras. För en relativt liten och enkel gångbro kan till synes små val leda till stora omkostnader relativt den totala kostnaden. Eftersom omkostnader uppstår under hela brons livslängd omfattar kriteriet hela brons livscykel.
- **Miljöpåverkan**
Vid brobyggnation är miljöpåverkan en viktig parameter att beakta. Vikten av hållbarhetsfrågan understryks av Täby kommun då stort fokus ligger på hållbar utveckling. Miljöpåverkan i följande analys innefattar projekterings samtliga delar, däribland materialval, produktion och underhåll.
- **Grundläggning**
Grundläggning är en relevant aspekt då det ofta är en ekonomiskt styrande parameter, särskilt för lättare broar. Det är också viktigt att beakta möjligheter för olika grundläggningstyper och bästa möjliga sådan för rådande geografiskt läge.
- **Byggtid och produktion**
Den projekterade bron ska gå att produceras på platsen utifrån dess förutsättningar. Produktionen ska därmed gå att genomföras på ett smidigt sätt utan att påverka tågtrafiken i för stor utsträckning. Här innefattas också byggtiden av konstruktionen för att minimera detta störande moment.
- **Förvaltning och underhåll**
Bron ska smidigt och tillgängligt gå att inspektera. Samtliga komponenter ska vara synliga och tillgängliga, där även utrymme för inspektion ska finnas. Det ska också gå att genomföra underhåll av bron. Det eftertraktas en relativt beständig och underhållsfri bro för att minimera kostnad och tid.

3.2 Viktning av kriterier

Utifrån ovanstående urvalskriterier har en viktningprocess utförts enligt tabell 3.1. Viktningen grundar sig i ovannämnd litteraturstudie och syftet var att säkerställa att de viktigaste urvalskriterierna, i författarnas mening, vägde tyngst vid val av brokoncept.

Varje kriterium har ställts mot ett annat och sedan poängsatts utifrån en skala 1–3. Har kriterium A ansetts viktigare än B har således A tilldelats en trea och B en etta. Om A och B ansetts lika viktiga har båda tilldelats en tvåa. Procentandelarna till höger i tabell 3.1 visar hur stor vikt varje kriterium får vid val av brokoncept.

Kriterium	1	2	3	4	5	6	7	Poäng	Viktning
1: Landskapsanpassning	-	1	3	2	1	1	1	9	10.7%
2: Estetik	3	-	3	2	3	2	2	15	17.9%
3: Ekonomi	1	1	-	1	2	1	1	7	8.3%
4: Miljöpåverkan	2	2	3	-	3	2	2	14	16.7%
5: Grundläggning	3	1	2	1	-	1	1	9	10.7%
6: Byggtid & Produktion	3	2	3	2	3	-	2	15	17.9%
7: Förvaltning & Underhåll	3	2	3	2	3	2	-	15	17.9%
	Summa:							84	100%

Tabell 3.1: Viktning av urvalskriterier. Poängmässigt innebär 1 att kriteriet anses mindre viktigt, 2 lika viktigt och 3 viktigare. Exempelvis anses kriteriet "miljöpåverkan" viktigare än "ekonomi" och har tilldelats betyget 3 i tillhörande ruta.

3.3 Första urvalet

Vid första urvalet har flera brotyper och konstruktionsmaterial valts bort som ansetts olämpliga ur olika avseenden. Bland de aspekter som beaktats i urvalet är frihöjd, spännvidder, kostnadseffektivitet, produktions- och underhållsmöjligheter.

3.3.1 Exkluderade brokoncept

Bågbro med helt underliggande båge och fackverksbro med underliggande fackverk har valts bort då den fria höjden på 6,1 meter riskerar att inte uppfyllas. Även bågbro med helt överliggande båge har valts bort, eftersom den anses ge en förhållandevis hög överbyggnad och därav dålig landskapsanpassning. Hängbroar och snedkabelbroar har delvis uteslutits av samma anledning som ovan. Dessa brotyper används ofta vid längre spännvidder och ses varken som byggtids- eller kostnadseffektiva. Platsgjutna betongkonstruktioner har valts bort av orsaken att de förväntas ge en lång byggtid, vilket inte är möjligt då en minimal inverkan på tågtrafiken eftersträvas. Bland dessa konstruktioner avses rambroar och bågbroar i betong. Rörbroar och valvböar anses inte vara aktuella och har även de valts bort.

3.3.2 Preliminära brokoncept

Efter exkludering av ovanstående brokoncept kunde sju preliminära alternativ tas fram, vilka kortfattat beskrivs nedan.

- **Fackverksbro av stål**

En fackverksbro har god styvhet i sin konstruktion, vilket kan resultera i färre stödkonstruktioner. Följaktligen krävs färre lager, pelare och mindre omfattande grundläggningsarbete. Fackverkskonstruktionen är överlag mer komplicerad med fler kritiska punkter än andra brotyper. En ökad komplexitet, fler förband och fler detaljer försvårar även förvaltning och underhåll av bron. En fackverkskonstruktion kan också vara svår att utforma på ett ”osynligt” sätt som Täby kommun eftertraktar.

- **Bågbro med träfarbana och stålbåge**

Bågbron antas ha två bågar med en mellanliggande farbana. Konstruktionen är tänkt att delvis ha både underliggande och överliggande båge, vilket anses möjligt för platsen. Bågbron kan bära en träfarbana med endast två grundläggningar vilket ger färre stödkonstruktioner. Dock ställs höga krav på grundläggningen för denna brotyp. Bron kan upplevas som estetiskt tilltalande, med något färre kritiska komponenter och detaljer jämfört med andra brotyper såsom fackverksbron.

- **Bågbro med träfarbana och träbåge**

En bågbro med träbåge är överlag detsamma som ovanstående bågbrokoncept, med skillnad att bågen av trä kommer innebära ytterligare kritiska punkter. Bågen behöver skyddas mer effektivt och förväntas bli grövre och större än motsvarande stålbåge.

- **Balkbro i trä**

En rimligt utformad balkbro i trä klarar förhållandevis korta spännvidder på grund av träets låga hållfastighet. Detta resulterar i att fyra stöd erfordras. Då strukturen saknar komplexitet anses den vara förhållandevis billig att upprätta. Problem kan dock uppkomma vid grundläggningen då ogynsamma grundläggningsförhållanden kan medföra stora kostnader. Konceptet förväntas vara estetiskt tilltalande och smälta in i landskapet.

- **Balkbro i stål med ett stöd i betong**

Med samma resonemang som i föregående förslag anses en balkbro i stål klara större spännvidder än motsvarande träbro på grund av stålets höga hållfasthet. Det medför att konceptets tvärsnitt kan upprättas med liknande dimensioner som övriga koncept, men med färre stöd. Därmed kan en bättre landskapsanpassning erhållas.

- **Balkbro i betong med två stöd**

En balkbro i betong klarar med liknande dimensioner en kortare spännvidd än stål men längre än trä. Det är därför nödvändigt med två stöd. Nackdelen

är också att betong har en relativt stor miljöpåverkan gentemot övriga konstruktionsmaterial.

- **Tvärspänd plattbro i trä**

Likt balkbron i trä klarar även plattbron relativt korta spännvidder vid rimlig konstruktionshöjd. Tvärspända stålstag nyttjas för att erhålla en högre styvhet i konstruktionen. Vid nyttjandet av fyra brostöd, liksom för balkbron i trä, erhålls liknande spännvidder med möjlighet till slankare konstruktionshöjd.

3.3.3 Utvärdering av preliminära brokoncept

De preliminära brokoncepten har sedan viktats mot varandra med hjälp av utvärderingskriterierna beskrivna och viktade i avsnitt 3.1 och 3.2. Syftet med processen är att skala ner antalet koncept och sedan vidareutveckla de tre koncept som erhåller högst betyg. Dessa koncept kommer sedan genomgå en riskanalys innan slutgiltigt val av brokoncept.

I tabell 3.2 visas hur viktningen har gått till där viktfaktorerna hämtas från tabell 3.1. Varje brokoncept har tilldelats ett betyg från 0-4 där 0=acceptabel och 4=mycket bra. Genom att multiplicera viktfaktor med betyg fås ett poäng som sedan har adderats för alla sju kriterier. Längst ner i tabellen visas den summerade poängen. De gröna poängen visar de koncept som redovisas mer utförligt i avsnitt 3.4 nedan.

Kriterium	Viktfaktor	Bro 1	Poäng	Bro 2	Poäng	Bro 3	Poäng	Bro 4	Poäng	Bro 5	Poäng	Bro 6	Poäng	Bro 7	Poäng
1: Landskapsanpassning	0.107	1	0.11	3	0.32	1	0.11	3	0.32	3	0.32	2	0.21	4	0.43
2: Estetik	0.179	2	0.36	4	0.71	3	0.54	2	0.36	2	0.36	2	0.36	4	0.71
3: Ekonomi	0.083	1	0.08	1	0.08	1	0.08	2	0.17	2	0.17	1	0.08	2	0.17
4: Miljöpåverkan	0.167	2	0.33	2	0.33	3	0.50	3	0.50	2	0.33	1	0.17	3	0.50
5: Grundläggning	0.107	4	0.43	1	0.11	1	0.11	2	0.21	4	0.43	3	0.32	2	0.21
6: Byggtid & Produktion	0.179	3	0.54	3	0.54	2	0.36	3	0.54	3	0.54	2	0.36	3	0.54
7: Förvaltning & Underhåll	0.179	0	0.00	3	0.54	2	0.36	2	0.36	3	0.54	4	0.71	2	0.36
Summa:			1.85		2.63		2.05		2.45		2.68		2.21		2.92

Tabell 3.2: Viktning av brokoncepten som kort beskrivs i avsnitt 3.3.2. Bro 1: Fackverksbro. Bro 2: Bågbro med stålbåge. Bro 3: Bågbro med träbåge. Bro 4: Balkbro i trä. Bro 5: Balkbro i stål. Bro 6: Balkbro i betong. Bro 7: Tvärspänd plattbro.

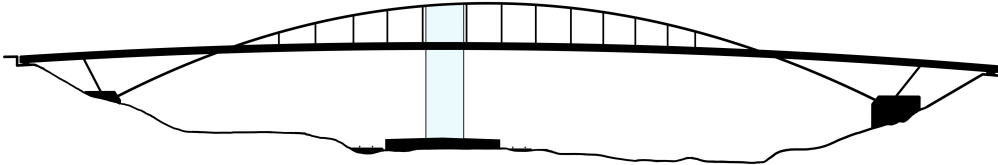
3.4 Andra urvalet

Av kvarvarande koncept är det första en bågbro med stålbåge och farbana i trä, det andra en stålbalkbro med farbana i trä och det sista en tvärspänd plattbro i trä. I följande delkapitel diskuteras koncepten ytterligare gällande utformnings-, produktions- och underhållsaspekter.

3.4.1 Bågbro med stålbåge och farbana i trä

Ett av förslagen är en bågbro med två parallella bågar som innesluter en farbana. Bågarna projekteras med ett runt tvärsnitt och neutral kulör, enligt Täby kommuns

önskemål. De utförs i materialet stål för att få en slankare profil. För att erhålla mer sidostyvhet behövs tvärgående stag emellan. Bågen medför att horisontella laster behöver bäras ner av grundläggningen. Därmed har farbanan också sneda pelare i anslutning till grundläggningen där bågen infästs, för att minska de horisontella krafterna. Farbanan kommer bäras upp av linor som fästs i bågen. Viktigt är att avståndet mellan linorna måste vara såpass stort att tillgång till hiss och trappa får plats mellan stagen.



Figur 3.1: Brokoncept 1: Bågbro med stålbåge och farbana i trä.

3.4.1.1 Produktion

Byggprocessen inleds med grundläggningsarbete vid det södra landfästet där båg-fästet platsgjuts med platta på berg. Norra sidan har inte lika gynnsamma mark-förhållanden varpå de två fästena behöver grundläggas på pålar. Påltypen kan inte fastställas då geoteknisk information är bristfällig.

Stålbågarna levereras i segment och svetsas ihop till fyra bågdelar. Varje bågdel lyfts sedan på plats och fästs samman, därefter kan tvärgående avstagning svetsas fast. Kablarna för bågarna monteras och färdiga broelement kan sedan lyftas ut och förankras stegvis till varandra och bågen. Metoden kräver god effektivitet vid lyft och svetsning för att färdigställa byggnationen inom den tillåtna tiden given av tågtrafiken.

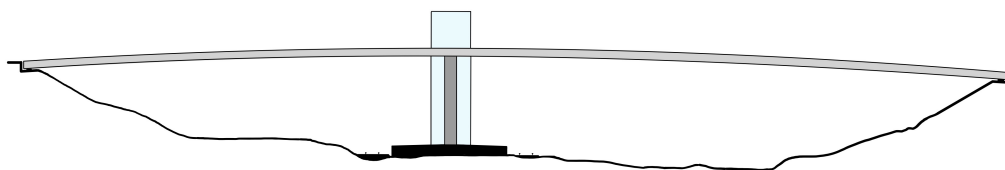
3.4.1.2 Underhåll

Vid underhåll av en bågbro är det viktigt att ta höjden i beaktning. Då en bågbro till stor del består av ett överliggande bärverk, kommer det förmodligen krävas särskilda hjälpmedel för att utföra underhåll på den höga höjden. För att utföra detta i samverkan med underliggande järnväg kommer det krävas extremt noggrann planering då trafiken kan komma att behöva stoppas. Tillverkas stålbågen i rostfritt stål kan det mest omfattande förvaltningsarbetet på hög höjd undvikas.

För en bro med träfarbana kommer underhåll vara en viktig faktor. Träets egenskaper ställer krav på både konstruktion och förvaltning för att garantera livslängden. Uv-ljusets uttorkande förmåga, träets relativt mjuka karaktär samt risken för röta vid fukt leder till att en träbro måste övertäckas med ett tätskikt. Tätskiktet hindrar både slitage av träytan samt stärker dess beständighet genom att agera barriär mot yttre påverkan.

3.4.2 Stålbalkbro med farbana i trä

Ett annat förslag är en balkbro i stål med ett pelarstöd i betong. Fyra längsgående I-balkar utgör det bärande elementet varvid en överliggande farbana i trä placeras ovanpå. Balkarna kan behöva tvärbalkar för att styva upp i tvärled. Pelarstödet placeras i mitten av perrongen och anses således vara skyddat mot påkörning. Där-
emot utformas det i form av ett skivstöd för att ta upp eventuell påkörningslast. Spännvidden förväntas bli närmare 40 meter. En spännvidd i denna storleksordning medför ökad risk för dynamiska påföljder.



Figur 3.2: Brokoncept 2: Stålbalkbro med farbana i trä.

3.4.2.1 Produktion

Likt det tidigare brokonceptet kommer det södra landfästet vara en platta på berg och norra landfästet stå på pålar. Även perrongens grundläggning kompletteras med pålar för att överföra de krafter som uppkommer från mittstödet, vilket även de platsgjuts.

Längden på stålbalkarna begränsas av transport vilket medför att de levereras i segment. På plats monteras en i taget ut från mittstödet och svetsas ihop tills varje enskild balk täcker hela spännvidden. Två välplacerade mobila kranar kan förenkla arbetet ytterligare och minska byggtiden, men medföra större risk för olyckor. När väl balkarna är på plats monteras trädäcken ovan och slutligen appliceras vägbe-
läggningen.

3.4.2.2 Underhåll

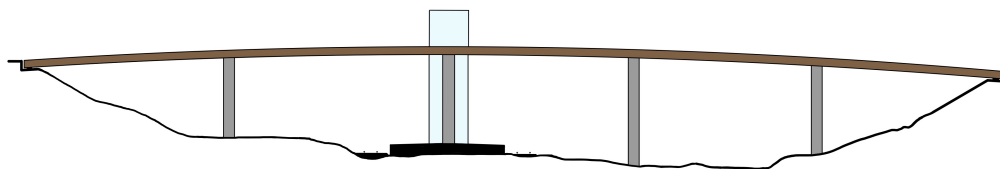
Underhåll och förvaltning av en stålbalksbro är i regel enklare att genomföra jämfört med en bågbro, då totalhöjden är lägre. Dock förväntas själva underhållet vara mer omfattande eftersom bron är byggd av fyra individuella balkar (Trafikverket, 2017). Det höga antalet balkar medför fler stålytor och lager som kräver mycket underhåll. Den totala underhållskostnaden antas därmed vara relativt hög.

Likt de övriga brotyperna är farbanan tillverkad i trä, vilket medför liknande un-
derhåll även för denna.

3.4.3 Tvärspänd plattbro i trä

Ett tredje förslag är en tvärspänd brobanaplatta gjord av limträbalkar. Dessa kom-
mer pressas ihop med rostfria stålstag som spänner över plattans tvärriktning. En
fordel med en tvärspänd platta är att den kan produceras på ett sådant sätt att

bärverket principiellt kan beräknas som en kontinuerlig platta. Viktigt att beakta är placering av stöden. Beroende på var stöden placeras kan tågtrafiken påverkas vid underhåll. Eftersom trä har en lägre hållfasthet än betong och stål innebär det att fler pelarstöd krävs för att dimensionerna på balkarna och pelarna ska bli rimliga. I förslaget används fyra brostöd som utformas i betong och spännvidden förväntas bli cirka 15 meter.



Figur 3.3: Brokoncept 3: Tvärspänd plattbro i trä.

3.4.3.1 Produktion

Grundläggning för konceptet är likt föregående gällande ändstöd och perrong. De resterande tre stöden kommer vara utförda i betong och platsgjutas. Stödet närmast det södra landfästet kan grundläggas med platta på mark medan de andra måste pålas.

Brobanan prefabriceras och består av limträbalkar som spänns ihop med tvärgående stålstag. Med hänsyn till transportmöjligheter anpassas limträbalkarnas längd till att motsvara spännvidderna. På byggplatsen sammanfogas och tvärspänns limträbalkarna till brosegment. Segmenten sammanfogas därefter via fingerskarvar för att erhålla en kontinuerlig platta. Brotypen har hög prefabriceringsgrad vilket ger minimal störning på tågtrafiken och kort produktionstid.

3.4.3.2 Underhåll

För att förhindra potentiell samverkan mellan stålets korrosion och träets nedbrytning kommer tvärstagen utföras i rostfritt stål. Valet innebär dock inte att beständighet kan garanteras. Vatten kan ansamlas och fukt kan längs stagen tränga djupt in i träet. Därmed måste dessa skyddas från fukt, samtidigt som inspektion, kontroll och uttorkning av ackumulerat fukt möjliggörs. Vidare väljs brons undersida att vara exponerad men ytbehandlad, detta för att både låta träet torka lättare, samtidigt som god överskådlighet möjliggörs för inspektion och mätning. Vid brons mittspänn bör extra ytbehandling utföras för att skydda träet mot förorenat vattenstänk på grund av förbipasserande tåg under bron. Denna ytbehandling av exponerat trä bör målas om kontinuerligt. Behandlingen kommer utgöra en kostnad både ekonomiskt och miljömässigt. Produkt bör därmed väljas med omsorg för att minimera dessa effekter i godast möjliga mån.

Valet av konstruktion möjliggör också potentiellt byte av delar av bron. Tack vare möjligheten att relativt enkelt lossa tvärstagen och separera delar av broytan kan delar teoretiskt bytas ut vid behov. Byte av brodelar förväntas vara ett komplext ingrepp men är ett alternativ som inte är möjligt i samma mån för övriga broval.

Liksom för andra brokoncept är lager och övergångskonstruktioner viktiga. Dessa bör samtliga vara lättillgängliga för inspektion, underhåll och utbyte.

Likt de övriga brotyperna är farbanan tillverkad i trä, vilket medför liknande underhåll även för denna.

3.5 Riskanalys

För att mynna ut i ett slutgiltigt koncept har en förenklad riskanalys genomförts enligt tabell 3.3. Respektive risk har tilldelats samma allvarlighetsgrad för samtliga koncept. Däremot varierar sannolikheten att en potentiell risk inträffar. Lägst summerad poäng innebär mest fördelaktigt koncept utifrån risksynpunkt.

Enligt tabellen anses påkörning vara väldigt allvarligt, men sannolikheten att det inträffar är exempelvis satt till noll för bågbron. Detta eftersom stöden är placerade på sådant sätt att påkörning i princip inte kan inträffa. Plattbron har istället stöd i nära anslutning till tågräls, vilket ökar sannolikheten att påkörning inträffar. Då bågbron anses mer komplex än övriga koncept har flera risker tilldelats högre sannolikhet.

Bågbro med stålbåge			
Risk	Allvarlighetsgrad	Sannolikhet	Poäng
Byggtid	2	3	6
Ekonomi	1	4	4
Miljöpåverkan på plats	3	2	6
Arbetsolyckor	4	3	12
Påkörning	4	0	0
Summa:			28

Balkbro i stål			
Risk	Allvarlighetsgrad	Sannolikhet	Poäng
Byggtid	2	2	4
Ekonomi	1	2	2
Miljöpåverkan på plats	3	1	3
Arbetsolyckor	4	2	8
Påkörning	4	1	4
Summa:			21

Tvärspänd plattbro i trä			
Risk	Allvarlighetsgrad	Sannolikhet	Poäng
Byggtid	2	1	2
Ekonomi	1	2	2
Miljöpåverkan på plats	3	2	6
Arbetsolyckor	4	1	4
Påkörning	4	2	8
Summa:			22

Tabell 3.3: Riskanalys för samtliga tre koncept. Lägst poäng innebär minst risk.

3.5.1 Val av brokoncept

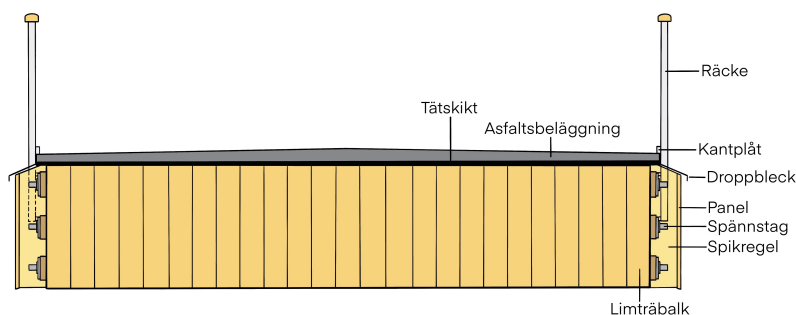
I riskanalysen observerades det att balkbron i stål innebär den minsta risken, tätt följt av den tvärspända plattbron i trä. Skillnaderna mellan dessa var endast ett poäng, vilket ansågs vara försumbart då riskanalysen var subjektivt utförd med vissa antaganden. Dock uteslöts bågbron utifrån dess höga poäng. Vid närmare analys av de två återstående broarna utifrån tidigare urval, observerades en markant skillnad vid viktningen av samtliga brokoncept, se avsnitt 3.3.3. Där erhöll den tvärspända plattbron högst betyg med relativt god marginal. Detta medförde att plattbron, med bästa prestation gentemot kriterierna och endast ett riskpoäng från bästa, ansågs vara den mest lämpade bron. Den innebar låga risker samtidigt som den tillfredställde samtliga kriterier på ett bra sätt.

4 Slutgiltigt brokoncept

I följande kapitel presenteras det slutgiltiga brokonceptet mer nyanserat än tidigare. Delar som avhandlas är preliminär design av tvärsnitt, avrinning, övergångskonstruktioner, brostöd, anslutningar samt hiss och trappa.

4.1 Tvärsnitt och avrinning

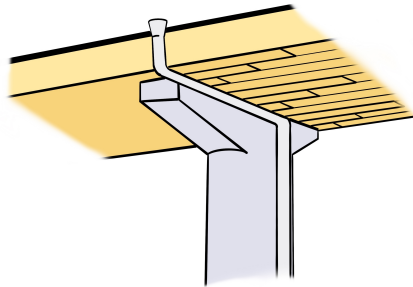
Eftersom det valda brokonceptet har en träfarbana blir vattenavrinning en viktig aspekt. Målet är att både avleda stående vatten från samtliga komponenter av brofarbanan samt att minska slitage av farbanan och förhindra vattenupptagning av träet. Valet av lösning blir att placera ett tätskikt ovanpå limträbalkarna för att på denna anlägga en asfaltsyta, se figur 4.1. Asfaltsytan anläggs på ett sådant sätt att en lutning skapas för vattenavrinning. Asfaltsbeläggningen har sin högsta punkt vid tvärsnittets mitt för att sedan luta ungefär 2% mot längsgående kanter.



Figur 4.1: Principiellt tvärsnitt på den tvärspända plattbron i trä. Slutgiltigt antal spännstag i horisontal- och vertikalled stämmer inte överens med bilden, utan bestäms i den preliminära dimensioneringen. Baseras på figur från (Träguiden, u. å-b).

Längs bronns kant, intill räcket nedre del, kommer en längsgående kantplåt placeras. Plåten förhindrar okontrollerad vattenavrinning från bron. Vattnet kommer därmed ansamlas vid plåten, för att vid vissa punkter rinna igenom en vattenöppning. Via denna passage avleds vattnet rakt ner i ett stuprör, som tillåter en kontrollerad vattenavrinning. Öppningar och hanteringspunkter kommer vara belägna vid respektive stöd och konceptet kan ses i figur 4.2 nedan.

Efter kantplåtarna kommer ett rostfritt droppbleck placeras. Dess syfte är att skydda tvärstagen från direkt nederbörd och yttre påverkan. Broräcket kommer tränga igenom droppblecket vid dess fästpunkter och för att hålla tätt krävs gummipackningar. Där droppblecken avslutas kommer en underliggande träpanel placeras. Panelen kommer vara monterad i det rostfria räcket. Detta möjliggör enkel bortmontering av panelen för att kunna inspektera och granska samtliga tvärstag, samtidigt som vatten avleds och förhindras komma i kontakt med dessa känsliga punkter.

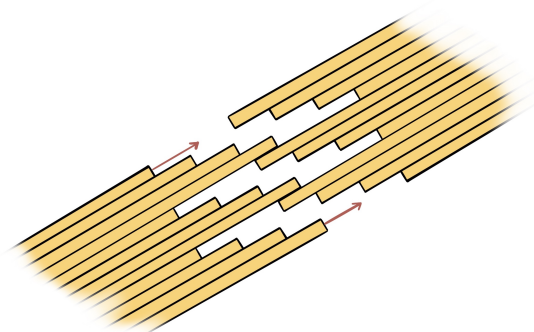


Figur 4.2: *Avvattning med hjälp av hängränna vid stöd. Vattnet rinner i farbanans längdriktning längs kantplåten. Vid brostöd rinner vattnet genom en öppning i kantplåten till utanpåliggande hängränna.*

Lösningen anses vara en bra kompromiss för samtliga aspekter. Bron kan utformas på ett attraktivt sätt utan att försvåra varken produktion eller förvaltning i någon stor utsträckning. Nyttjandet av ett delat skydd, bestående av droppbleck och träpanel, tillåter maximalt skydd mot yttre påverkan samtidigt som underhåll möjliggörs. Detta sker på bekostnad av mer omfattande arbete vid montage samt ökad produktionskostnad. Däremot anses de estetiska och förvaltningsmässiga fördelarna väga tyngre.

4.2 Anslutning av farbanas element

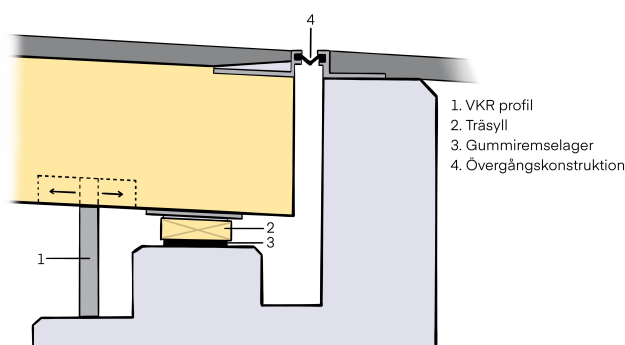
För att möjliggöra en smidigare och kortare produktionstid på arbetsplatsen kommer farbanan levereras i färdiga segment som matchar spännvidderna mellan stöden. Samtliga element förutom de som ansluter till ändstöden kommer förses med fingerskarvar på vardera ända. Fingerskarven utförs principiellt som två mötande trappor med ett stegdjup lika med avståndet mellan varje tvärstag. Totala längden på skarvarna ska möjliggöra att varje element vilar på två stöd. Därmed kan monteringen av tvärstagen ske på ett enkelt och riskfritt sätt.



Figur 4.3: Anslutning av farbanans element med fingerskarvar. Elementen skarvas ihop och tvärspänns till en kontinuerlig platta.

4.3 Lager och övergångskonstruktioner

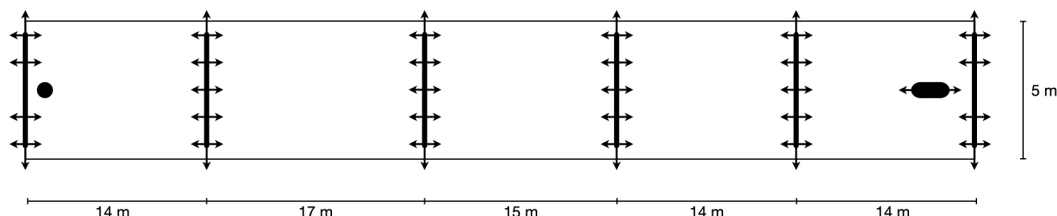
För att tillåta horisontella rörelser längsmed brobanan placeras bron på lager. Gummiremslager anses mest lämpat och utformas i enlighet med Trafikverkets krav (Brosamverkan, 2022). Vilket innefattar krav på utrymme och tillgänglighet för möjlighet till inspektion och underhåll



Figur 4.4: Detaljbild på lager och övergångskonstruktion. Det norra landfästet låses fast med vertikala VKR-profiler som tillåter rörelse i en riktning. Baseras på figur från (Träguiden, u. å-b).

Med gummiremslager är ovanliggande bro fri till rörelse i samtliga led och därmed bör viss rörelse förhindras för att låsa bron på plats. Bron ska helt låsas i horisontell rörelse vid det södra landfästet och endast tillåta rörelser längsmed brobanan vid det norra landfästet. Anledningen till valet har att göra med grundläggningen då

den anses vara gynnsammare i söder än i norr. För att uppnå eftersträvat rörelsebetende nyttjas en ingjuten VKR-profil vid landfästena som förs upp i ett hål av träfarbanan, se figur 4.4. Vid det norra landfästet väljs denna håltagning att ha ett, längs farbanan, ovalt hål för att tillåta eftersträvad rörelsemöjlighet. Samtliga lagars rörelsemöjlighet sammanfattas i figur 4.5 nedan och dess rörelsemöjlighet styr senare randvilkor i beräkningsmodellen.

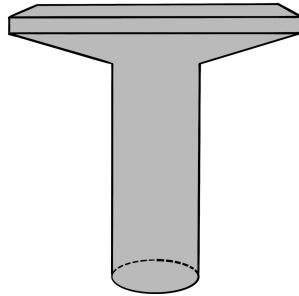


Figur 4.5: Hela brofarbanan ligger på gummiremslager. Det södra landfästet, till vänster i bild, låses fast med en ingjuten VKR-profil som placeras i mitten av tvärsnittet. Det norra landfästet, till höger i bild, låses fast på liknande sätt men tillåter rörelse i en riktning genom ett ovalt håll i brofarbanan.

Med hänsyn till temperaturskillnader, material och den aktuella spännvidden på 74 meter, antas rörelserna i längsled vara omkring 20 millimeter. För broar med rörelser på under 15 millimeter, placerade på gummiremslager, anses övergångskonstruktioner vara överflödigt (Pousette, 2008). Då längdändringarna i detta fall överskrider gränsen på 15 millimeter, kommer en enklare typ av övergångskonstruktion användas (Brosamverkan, 2022). Övergångskonstruktionen kallas enspaltsfog och har ett gummelement som fungerar för tätning, såväl för upptagning av vertikal- och sidorörelser.

4.4 Brostöd

Bron projekteras med totalt sex betongstöd, varav fyra pelarstöd och fem spann. En pelare kommer placeras på perrongen, två pelare på vardera sida av Rönningebäcken och den sista pelaren i anslutning till den närliggande cykelbanan, se bilaga A.3. Stöden placerades på sådant sätt att brospannen skulle vara av likartad storlek. Placeringen är fördelaktig vid dimensionering då moment och tvärkraft blir av samma storleksordning för samtliga spann. Med liknande storlekar på krafter överallt kan samtliga balkar och pelare dimensioneras för det värsta lastfallet, utan att överdimensioneras. Den kortaste spännvidden blir 14 meter och förekommer i tre spann, medan de två övriga spannen blir 15 respektive 17 meter. De olika spännvidderna och var pelarna har placerats redovisas i bilaga A.3. Pelarna är runt utformade och har samma utformning för att underlätta produktion. Ett undantag är pelaren som placeras i mitten av perrongen som ska ha större dimensioner och vara rektangulärt utformad med rundade kanter för ökad enhetlighet.

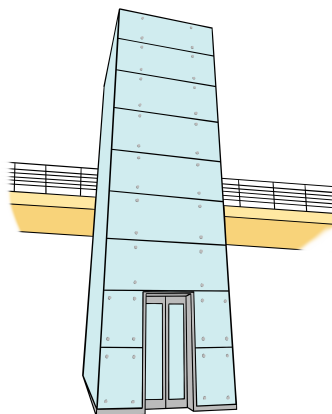


Figur 4.6: *Utformning av stöd. Mittstödet som placeras på perrongen planeras att vara fyrkantigt och större för att klara eventuell påkörningslast.*

Det södra landfästet grundläggs med platta på berg. Grundläggningsmetoden valdes då mäktigheten hos jordlagret bedömdes till tre meter. Leran och moränen schaktas ur och fylls med krossmaterial, sedan gjuts en platta ovanpå. Grundläggningen under perrongen behöver förstärkas då den inte är dimensionerad för de laster som uppstår till följd av brostödet. Förstärkning görs genom att spetspåla ner till berget. För stöd som placeras norr om perrongen behövs ytterligare geotekniska undersökningar, då grundläggningsförhållandena inte kunde fastställas. Beroende på resultatet från denna geotekniska undersökning kommer stöden grundläggas antingen genom spetspålar till berg eller kohesionspålar.

4.5 Hiss, trappa och övriga detaljer

För att samtliga invånare i samhället ska kunna nyttja bron och nå den underliggande perrongen, behövs en anslutning med hiss och trappa. Hissen planeras att utvändigt vara klädd i glas och lokaliseras öster om det mittstöd som står på perrongen. En hiss av glas möjliggör ett gott ljusinsläpp samt att glaset kan vara ett tryggare och mer modernt alternativ. Väster om mittstödet kommer en trappa i stål att upprättas och ansluter bron med perrongen.

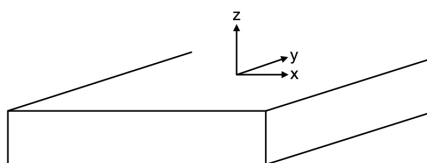


Figur 4.7: *Principiellt koncept med hiss i glas.*

Övriga detaljer som skyddsanordningar förväntas för en bro anlagd över en elektrifierad järnväg (Pousette, 2008). Det placeras härmed ett förlängt skyddsnet som kompletterar räcket vid den del av bron som är precis vid genomfarten. Här placeras också skyddstak ovan ledningarna, samt en skyddsplåt belagd på farbanans undersida.

5 Preliminär dimensionering

I följande kapitel presenteras en preliminär dimensionering av det slutgiltiga brokonceptet. Dimensioneringsprocessen inleddes med framtagandet av en systemmodell med tillhörande antaganden, förenklingar och randvillkor. Vidare beskrevs vilka karakteristiska laster som verkar på konstruktionen, hur lasterna beräknas samt hur de kombineras vid beräkning av dimensionerade lasteffekter. Slutligen utfördes ett flertal kapacitetsberäkningar och kontroller i syfte att få fram konstruktionens slutgiltiga *preliminära* dimensioner. I dessa beräkningar var höjden på limträbalkarna en fri variabel som justerades tills optimal höjd erhöles. Liknande metodik nyttjades för pelarberäkning där istället armeringsmängd och pelardiameter var de justerbara parametererna. I figur 5.1 nedan presenteras koordinatsystemet som har använts vid dimensionering.



Figur 5.1: Koordinatsystem som används vid dimensionering.

5.1 Materiellt antagande

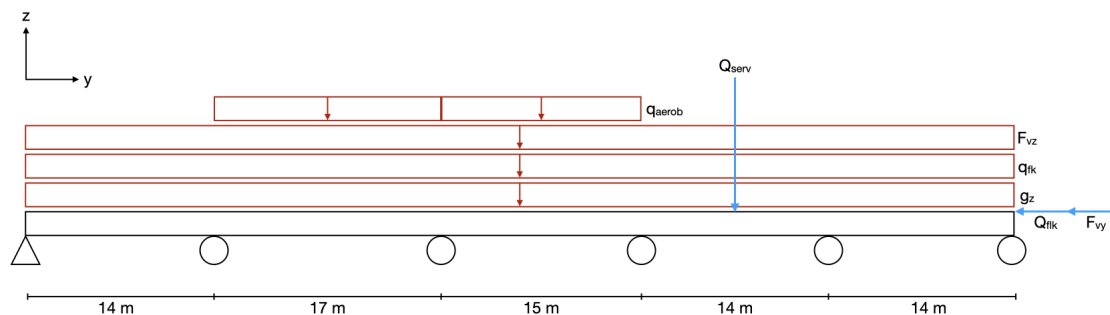
Det bärande elementet utgörs av ett antal individuella och längsgående limträbalkar som tvärsänns. Detta ger i teorin ett icke-homogent tvärsnitt med en ökad samverkan mellan limträbalkarna via tvärsänningen. Här görs dock en förenkling då det antas vara fullständig samverkan mellan limträbalkarna, och bron dimensioneras som en kontinuerlig träbalk. Tvärstängerna av rostfritt stål antas inte bidra till bärförmåga av bron i längsled. På så sätt kan tvärsnittet antas som en homogen limträbalk längs hela bron utan att brons kapacitet underskattas. Det förekommer hål i modellen där de icke medverkande stagen dras. Dessa utskärningar är dock försumbara för brons styvhet i längsled på grund av hålets små dimensioner, jämfört med resterande och runtliggande träets storlek.

Vidare ska fingerskarvarnas kapacitet reduceras, då bron vid skarvarna inte kan antas perfekta eller helt momentstyva. Reduceringen görs med en skarvfaktor som beror av antalet limträbalkar som skarvas per upprepat skarvmönster (Pousette,

2008). För exempelvis upprepat mönster var sjunde balk innebär en reduktion av konstruktionens styvhet på 10%. För att både förenkla och göra en konservativ beräkning reduceras hela brons kapacitet med denna faktor. Därmed kan fortfarande kontinuitet antas.

5.2 Systemmodell och karakteristiska laster

Inledningsvis i dimensioneringsprocessen togs en systemmodell fram för att visualisera vilka laster som verkade på överbyggnaden samt hur lasterna definierades. Den systemmodell som har använts vid dimensionering visar de laster som verkar i yz-planet och presenteras i figur 5.2.



Figur 5.2: Systemmodell i yz-planet med alla beaktade krafter. Denna bild visar en sammanslagning av alla verkande krafter och används i avsnitt 5.4 för att beräkna dimensionerande lastfall. En del av lasterna kan inte verka samtidigt, exempelvis verkar inte q_{fk} och Q_{serv} samtidigt. Q_{serv} kan även flyttas i längsled. Lasterna är inte skalenligt ritade.

De karakteristiska laster som verkar på överbyggnaden i vertikalled är uppdelade i permanenta och variabla laster. De permanenta lasterna består enbart av egen tyngden g_z , medan de variabla lasterna består av en jämnt utbredd last q_{fk} , en koncentrerad last Q_{fwk} samt en last Q_{serv} som representerar ett servicefordon (SS-EN 1991-2, 2003). Servicefordonet förenklas i analysen till en punktlast, vilket anses ge en konservativ förenkling. Den koncentrerade lasten Q_{fwk} behöver inte beaktas vid dimensionering då ett servicefordon föreskrivs för den aktuella bron. Utöver dessa laster belastas överbyggnaden även av en vindlast F_{vz} samt en aerodynamisk last q_{aerob} orsakad av förbipasserande tåg.

I horisontalled verkar enbart den variabla lasten Q_{fky} i y-riktning (SS-EN 1991-2, 2003) samt vindlasterna F_{vx} och F_{vy} i x- respektive y-riktning (SS-EN 1991-1-4, 2005). Den variabla lasten Q_{fky} beräknas som 10% av den jämnt utbredda lasten q_{fk} (SS-EN 1991-2, 2003). Andra laster som verkar på konstruktionen är exempelvis snö- och temperaturlaster. Val av upplag medför att överbyggnaden kan utvidgas fritt varpå tvångslaster från utvidgning inte beaktas. Farbanan förutsätts även plogad varpå snölaster inte beaktas. Samtliga laster presenteras i tabell 5.1.

5. Preliminär dimensionering

Lasttyp	Beteckning	Storlek	Enhet	Partialkoefficient [γ]	Nedräkningsfaktor [ψ_0]	Källa	Appendix
Egentyngd	g_z	18,49	[kN/m]	1,35	1	SS-EN 1991-1-1	C.3
Trafiklast (Personlast)	q_{rk}	25	[kN/m]	1,5	0,4	SS-EN 1991-2	-
Servicefordon	Q_{serv}	120	[kN]	1,5	0,75	SS-EN 1991-2	-
Horisontell last (y-led)	Q_{rk}	185	[kN]	1,5	1	SS-EN 1991-2	-
Vindlast brobana (x-led)	F_{vx}	137	[kN]	1,5	0,3	SS-EN 1991-1-4	C.13
Vindlast brobana (y-led)	F_{vy}	34,3	[kN]	1,5	0,3	SS-EN 1991-1-4	C.13
Vindlast brobana (z-led)	F_{vz}	264	[kN]	1,5	0,3	SS-EN 1991-1-4	C.13
Vindlast perlare (y-led)	q_{vyp}	0,43	[kN/m]	1,5	0,3	SS-EN 1991-1-4	C.13
Aerodynamisk last brobana	q_{aerob}	1	[kN/m]	1,5	0,8	SS-EN 1991-2	-

Tabell 5.1: Samtliga laster som har beaktats vid dimensionering.

Principen för beräkningsmodellen ställdes upp i MATLAB och programpaketet CALFEM nyttjades för att utföra beräkningar. I modellen antogs två element per spann, det vill säga totalt 10 broelement. Noderna i respektive element har tre möjliga rörelsefrihetsgrader: horisontell, vertikal samt rotation, se figur 5.3. Tidigare val av lager avgör för varje upplag dess frihetsgrader och därmed dess randvillkor. Det södra stödet, alltså vid den ände som är rörelsehindrad enligt figur 5.2, låses således i sin vertikala och horisontella frihetsgrad, medan övriga stöd endast är låsta vertikalt. Elementens respektive mötespunkter är också ihopkopplade för att inte tillåta någon rotation mellan segmenten.



Figur 5.3: Ett broelement med tillhörande frihetsgrader. Hela brofarbanan har modellerats med totalt 10 element och 33 frihetsgrader.

5.3 Lastkombinationer

De karakteristiska lasterna beskrivna i föregående avsnitt kan kombineras på olika sätt för att få fram dimensionerande lasteffekter i brott- och brukgränstillstånd. Enligt (SS-EN 1990, 2002) kombineras laster i brottgränstillstånd efter det minst gynnsamma utfallet av antingen ekvation 6.10a eller 6.10b. I ekvationerna står G för permanent last, Q för variabel last och P för spännkraft, vilket är en kraft som inte är aktuell och således satt till noll. Additionstecknet mellan två citationstecken ”+” betyder att lasterna kombineras med varandra snarare än adderas.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Det karakteristiska värdet för respektive last multipliceras med tillhörande partialkoefficient γ för att få ett dimensionerande värde, se tabell 5.1. γ varierar beroende på om lasten anses gynnsam eller ogynnsam och är 1,35 för ogynnsam egentyngd

och 1,5 för ogynnsam variabel last. Då alla variabla laster inte förväntas verka med maximal effekt samtidigt, multipliceras dessa med en reducerande kombinationsfaktor ψ_0 när de inte modelleras som huvudlast.

I ekvation 6.10a är den permanenta lasten huvudlast medan de variabla lasterna reduceras med kombinationsfaktorn ψ_0 . I ekvation 6.10b är istället en av de variabla lasterna huvudlast medan övriga variabla laster reduceras med ψ_0 . Även den permanenta lasten reduceras med reduktionsfaktorn ξ . I enlighet med (Al-Emrani m. fl., 2013) har den permanenta lasten inte reducerats vid beräkningar, vilket resulterar i ett mindre gynnsamt lastfall. Vid framtagandet av dimensionerande lasteffekt har relevanta lasttyper testats som huvudlast. Vind- och aerodynamisk last har inte testats som huvudlast då dessa är förhållandevis små. Noterbart är att lasten från servicefordonet Q_{serv} inte kan verka samtidigt som den jämnt utbredda lasten q_{fk} från folkmassa, övriga laster kan samverka (SS-EN 1991-2, 2003).

Lastkombinationer i bruksgränstillstånd har använts vid beräkning av nedböjning och vibrationer. Enligt (SS-EN 1995-1-1, 2004) beräknas den momentana deformationen för den karakteristiska lastkombinationen, ekvation 6.14b i (SS-EN 1990, 2002). Den slutgiltiga deformationen beräknas för den kvasipermanenta lastkombinationen, ekvation 6.16b.

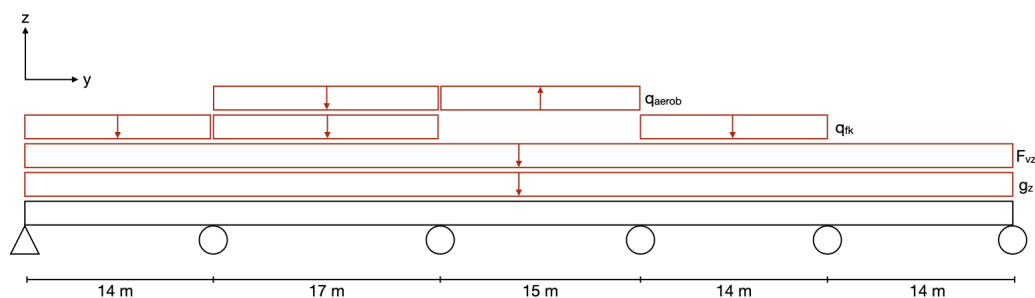
$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (6.14b)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

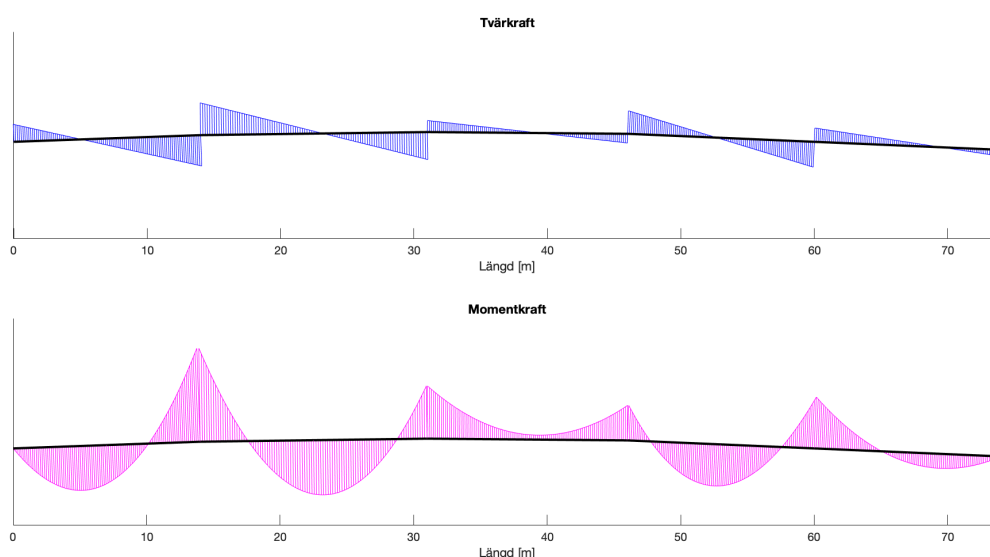
5.4 Lasteffekter

Kombination och iterering av lastkombinationer gav ett dimensionerande lastfall som kan ses i figur 5.4. Notera att den tidignämnda horisontella kraften inte avses här. Detta görs som förenkling i beräkningen och bedöms ha en försumbar inverkan. De horisontella krafterna har en signifikant mindre storhetgrad än övriga verkande laster och skulle med sin låga excentricitet inte resultera i ett nämnvärt moment, åtminstone inte för en preliminär dimensionering. Dessutom skulle momentet ge ett bidrag som minskar stödmomenten och ökar fältmomenten något. Det kan ses i figur 5.5 nedan att ett stödmoment blir dimensionerande, därmed leder antagandet till en konservativ förenkling. En konsekvens av antagandet är att normalkraften som anges nedan bara avser den som uppstår till följd av vertikala laster. Därmed bör normalkraften adderas med samtliga horisontella krafterna som angavs ovan i avsnitt 5.2.

5. Preliminär dimensionering



Figur 5.4: Dimensionerande lastfall i yz -planet. Notera att den aerodynamiska lasten q_{aerob} är ogynnsam i ena facket och gynnsam i det andra. Egentyngden g_z samt vindlasten F_{vz} verkar båda över hela brofärdbanan.



Figur 5.5: Moment- och tvärkraftsfördelning. Notera att det saknas värdering på y -axel, detta då bron är modellerad och ligger i grafen med en kurvatur. Maxmomentet erhålles vid $x=14$ meter.

Lastkombinationen, som visas i figur 5.4, gav de dimensionerande lasteffekterna för ULS. Resultatet blir ett maximalt och dimensionerande stödmoment på 1736 kNm, en tvärkraft på 600 kN och en normalkraft på 61 kN. Samtliga lasteffekter ligger som grund till all nästkommande dimensionering i brottstadiet.

Vidare erfordras en specifik lasteffekt för pelardimensionering. Systemet räknas ha redundans, det vill säga att en pelare ska kunna köras av helt utan att bron brister. I detta stadie avses endast brons egentyngd, som i analysen fördelas på resterande pelare. Vid analysen erhöles den dimensionerande reaktionskraften på 1012 kN. Det motsvarar en vertikal kraft som angriper pelaren. Den horisontella kraften antas till 5% av den vertikala, och är den kraft som antas kunna överföras som följd av lagerfriktion.

Gällande SLS görs lastkombineringen direkt i uträknad av nedböjningen som följer nedan i avsnitt 5.5.4. Exakta värden på dimensionerande SLS-fall väljs för enkelhetens skull att inte presenteras här eftersom det inte används i övrig dimensionering.

5.5 Dimensionering av bron

För att komma fram till en bro som uppfyllde kraven i både brott- och bruksgränstillstånd har flertalet kontroller utförts. Brofarbanans tvärsnittshöjd har successivt minskats tills en av kontrollerna inte längre uppfyllts. Kontrollen var således dimensionerad och bestämde brofarbanans minsta möjliga höjd. Även pelare och spännanordning har dimensionerats nedan. För samtliga nedanstående beräkningar av farbanan, erhöles en slutgiltig bredd på fem meter och en konstruktionshöjd på 495 millimeter. Bredden på limträbalkarna valdes till 140 millimeter, vilket ger en total bredd av bärverket på 4,9 meter. Totallängden på bron var 74 meter med träkvaliteten GL32k samt klimatklass av typ 2. För detaljerad bild se bilaga 6.1 under resultat.

5.5.1 Tvärkraftskapacitet

Brons bärförmåga kontrollerades med avseende på skjuvhållfastheten samt tvärkraftskapaciteten (Al-Emrani m. fl., 2013). Detta genom villkoret att skjuvspänningen ska vara mindre än skjuvhållfastheten och tvärkraften ska vara mindre än tvärkraftskapaciteten. Blir tvärkraften större än kapaciteten kommer det leda till brott. Resultatet blev en utnyttjandegrad på 28%. För fullständiga beräkningar se appendix C.7.

5.5.2 Momentkapacitet

Krafterna på brofarbanan kommer bidra till ett böjmoment. För att bron inte ska kollapsa behöver böjmomentkapaciteten vara större i materialet än momentet från lasteffekten (Al-Emrani m. fl., 2013). De parametrar som används för att beräkna momentkapaciteten beror på klimatklass, lastvaraktighet, geometri och materialval. Momentkapaciteten gav en resulterande verkningsgrad på 62%. För fullständiga beräkningar se appendix C.8.

5.5.3 Samverkan mellan moment och normalkraft

När en balk är utsatt för ett böjande moment samtidigt som en normalkraft förändras spänningsfördelningen för godtycklig sektion av balken (Al-Emrani m. fl., 2011). Principen innebär att de största spänningarna divideras med materialets hållfasthet, för respektive riktning. Därefter adderas kvoterna och erhållen summa får inte överstiga ett. Kontrollen innebär även att utnyttjandegraden multipliceras med en faktor som tar hänsyn till materialets ökade kapacitet på grund av plasticering och det biaxiella spänningstillståndet. Kapaciteten mot samverkan gav en resulterande verkningsgrad på 62%. För fullständiga beräkningar se appendix C.8.

5.5.4 Nedböjning

Nedböjning är mestadels ett komfortkrav och kontrolleras dels för att bron inte ska upplevas instabil när en trafikant passerar. En annan anledning till att kontrollera

nedböjning är att minsta höjd mellan spår och brons underkant måste vara 6,1 meter (Täby kommun, 2014). Om nedböjningen skulle bli för stor måste brofarbanan antingen placeras på en högre höjd eller göras styvare. Det kravet som Täby angett för nedböjning är $L/400$ (Täby kommun, 2014). Den maximala nedböjningen tillåts till mellan 35 och 42,5 millimeter, beroende på spann. Vid beräkning av nedböjning togs hänsyn till krypning, momentan nedböjning, överhöjning samt konstruktionshöjd. Först togs en dimensionerande lastkombination ut i brukstillstånd (Al-Emrani m. fl., 2011). Nedböjningen för varje enskild last beräknades och superponerades för att erhålla den slutgiltiga nedböjningen. Resultatet blev en maximal nedböjning på 30,2 millimeter. För fullständiga beräkningar se appendix C.9.

5.5.5 Spännanordning

Därefter måste mängden tvärstag, dess spänningskraft och plattorna dimensioneras. I samråd med handledare fastställdes att tvärkraften som uppstår tvärsled inte lär bli dimensionerande för stagen, därmed utfördes inte en avancerad tvärsnittsanalys. Följaktligen ansätts och garanteras en initialspänning av stagen på minst $1 N/mm^2$ (SS-EN 1995-2, 2004). Med initialspänning förväntas stagens sammanpressande kraft, efter långtidsförluster, vara tillräcklig för att förhindra rörelse mellan balkarna. Rörelsen som här förhindras uppkommer från tvärkraften i tvärsled och det är friktionkraften mellan balkarna som ska motverka denna.

Vidare måste det kontrolleras att stagens ansatta initialspänning inte överstiger 70% av stålets kapacitet (Ritter, 1990). Avslutningsvis dimensioneras mellanläggsplattorna på ett sådant sätt att träet inte krossas vid stagen.

Analysen resulterade i ett centrumavstånd mellan stagen på 750 millimeter med två lager av stag i höjddled, för detaljerad bild se bilaga 6.2 under resultat. En stål-kvalitet för stagen ansattes med flytgränsen på 1100 MPa vilket resulterade i en erforderlig diameter av stagen på 18 millimeter. Brickan mellan tvärstagen och limträbalkarna fick dimensionerna 220x350 millimeter. För fullständiga beräkningar se appendix C.6.

5.5.6 Temperatur- och normalkraftsberoende längdändring

Kontroll av längdändring genomfördes för att dimensionera övergångskonstruktionen. Avståndet mellan landfästet och bron måste vara tillräckligt stort att det vid ändring av temperatur och horisontell normalkraft inte uppstår extra tvångsspänningar. Det ska därmed finnas tillräcklig rörelsemån för bron att utvidgas. Kontrollen genomfördes genom att ta fram en längdutvidgningskoefficient (Pousette, 2008). Sedan togs temperaturskillnaden fram genom Eurocode (SS-EN 1991-1-5, 2003). Därefter multiplicerades temperaturskillnaden med längdutvidgningskoefficienten och brons längd (Burström & Nilvér, 2018). Vidare adderades längdförändringen orsakad av normalkraft med den orsakad av temperaturrelser (Al-Emrani m. fl., 2013). Fuktrörelser behövde ej beaktas eftersom de kan försummas längs fiberriktningen (Pousette, 2008). Längdutvidgningen blev ungefär 26 millimeter. För fullständig

beräkning se appendix C.11.

5.5.7 Vibrationer

En kontroll av svängningar gjordes genom att beräkna farbanans egenfrekvenser (SS-EN 1995-2, 2004). Egenfrekvensen behöver vara högre än 5 Hz. Om kravet inte uppfylls kontrolleras accelerationen som bör vara under $0,7 \text{ m/s}^2$. En gång- och cykeltrafikant går eller springer på frekvenser under 5 Hz (Pousette, 2008). Om egenfrekvensen skulle stämma överens kommer bron få stora svängningar. Brotypen som valdes medförde en låg egentyngd, vilket betyder att den är extra känslig för svängningar. De vertikala accelerationer som kontrollerades är om en person promenerar på bron, om flera personer promenerar på bron och om en person springer på bron (SS-EN 1995-2, 2004). De horisontella accelerationer som kontrollerades var om en eller flera personer promenerar på bron. Vid analys visade det sig att egenfrekvensen vertikalt inte uppfyller kravet ovan. Därmed utfördes accelerationskontrollerna som också hamnade utanför kraven. Därmed uppfyller inte konstruktionen de dynamiska kraven. För fullständiga beräkningar se appendix C.12.

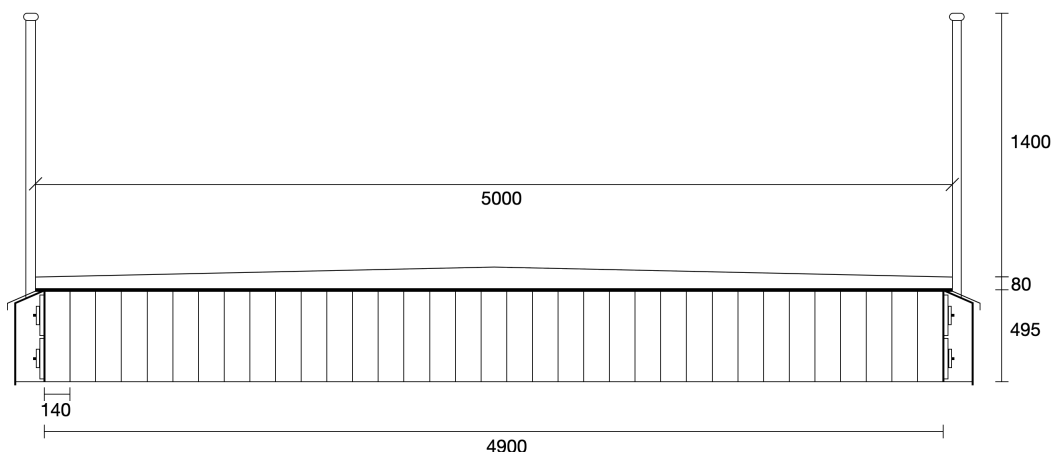
5.5.8 Pelare

Två kontroller genomfördes för att dimensionera pelarna, vilka alla utgick från den längsta pelaren i modellen. Första steget innebar en kontroll av knäcklasten. Kontrollen gjordes genom att identifiera randvillkor och beräkna den teoretiska knäcklasten med hjälp av Eulers första knäckfall (Al-Emrani m. fl., 2011), vilket sedan jämfördes med den dimensionerande reaktionskraften från brobanan. Det andra steget innebar att uppskatta preliminär armeringsmängd och placering av enskilda järn (Al-Emrani m. fl., 2011). Totalt behövdes åtta armeringsstänger med en diameter på 20 millimeter. Efter beräkningar dimensionerades pelarens diameter till 650 millimeter med ett täcksikt på 40 millimeter. Dimensionerna gav en verkningsgrad mot knäckning på 97%. För fullständiga beräkningar se appendix C.10.

6 Resultat

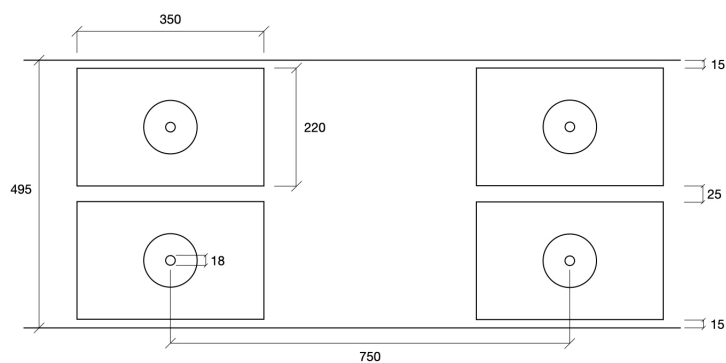
Dimensioneringsprocessen i avsnitt 5.5 resulterade i ett tvärsnitt enligt figur 6.1. Se även appendix A.4 för skalenlig modell. Samtliga beräkningar har gjorts i enlighet med gällande normer och krav från Trafikverket och Eurokoder.

Brobanaplattan utgörs av 35 tvärsända limträbalkar med en individuell höjd på 495 millimeter och bredd på 140 millimeter. Resultatet blir en totalbredd för den bärande plattan på 4,9 meter. Ytbeläggningsen som appliceras ovan limträbalkarna har en minsta höjd på 80 millimeter samt totalbredd på fem meter. Beläggningsen har därmed ett litet överhäng relativt limträbalkarna. Enligt krav stäcker sig räckerna 1,4 meter ovan beläggning (Träguiden, u. å-a).



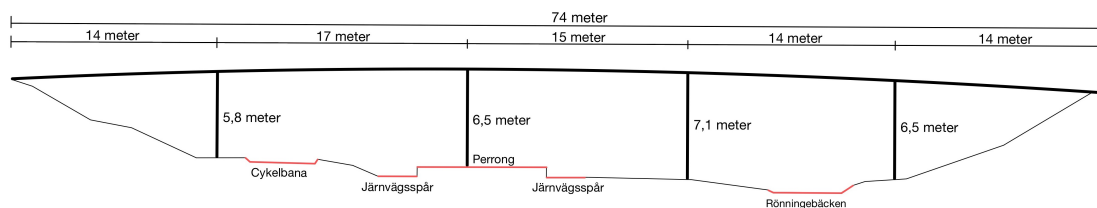
Figur 6.1: Resultande tvärsnitt från dimensionering i föregående avsnitt. Samtliga mått är i millimeter.

Den sidovy av farbanan som kan ses i figur 6.2 visar placering av stag och tillhörande tryckplattor. Stagen utförs i två lager stänger, 18 millimeter tjocka vardera som utförs i höghållfast stål s1100. Tryckplattorna får dimensionerna 220x350 millimeter. Stag respektive plattor placeras med ett centrumavstånd på 750 millimeter.



Figur 6.2: Resultande utformning av spännanordning.

Sidovyn av hela brokonstruktionen ses i figur 6.3, där mått på brolängd, spännvidder samt stödlängder redovisas.



Figur 6.3: Brokonstruktionens mått i yz-planet. Vid dimensionering av pelare har längden 7,1 meter använts.

7 Diskussion

Med utförd dimensionering är projektets kärna utfört. Genom det resultat som har erhållits kan det fastslås att framtaget koncept är möjligt att utföra. Hänsyn har också tagits till de önskemål som ställts, och det bedöms ha resulterat i ett tillfredsställande broförlsag som uppfyller målen. Under projektets gång och fram tills de att dimensioner har angivits har dock val och värderingar påverkat resultatet. Därmed kan resultatet som presenteras skilja sig från andra möjliga lösningsförslag.

7.1 Val av brokoncept

Valet av det slutgiltiga brokonceptet grundar sig helt i urvalsprocessen, där kriterier ställdes upp, viktades mot varandra och gav ett slutgiltigt broförslag. Utifrån detta kan frågan ställas hurvida något såpass avgörande för arbetet bör beslutas genom en rad subjektiva bedömningar och val. Redan när urvalskriterierna ställdes upp fanns risken att viktiga delar exkluderades, endast utifrån författarnas förmågor att bedöma vad som var väsentligt att ta med. Dessutom fanns hela tiden risken att valen undermedvetet gynnade broar som författarna fattade tycke för.

Vidare utfördes en utvärdering av brokoncepten med utgångspunkt i de uppställda kriterierna. Värt att nämna är att kategorierna *ekonomi* och *miljöpåverkan* genomgick en förenklad analys som till stor del bestod av en snabb jämförelse mellan de olika brotyperna. Om utförliga ekonomiska kalkyler, samt LCA-analyser för de olika koncepten istället hade genomförts, skulle resultatet eventuellt se annorlunda ut.

En annan del som har påverkat slutresultatet är de avgränsningar som formulerats. Genom att begränsa sig och bortse från vissa aspekter, kan slutresultatet ge en felaktig bild om vad som faktiskt är den mest effektiva lösningen. Ett exempel är pelare som endast översiktligt behandlades. Därmed hade en noggrannare analys krävts för att säkerställa den effektivaste lösningen.

Slutligen hade ett verkligt samarbete med Täby kommun förmodligen resulterat i att större vikt lagts vid deras specifika önskemål. Det hade i sin tur påverkat vilka specifika brotyper som ansetts vara lämpliga för ändamålet och därmed hade urvalet sett annorlunda ut. Dessutom hade detaljutformningen kunnat påverkas ifall de krävt att en viss typ av räcke eller liknande användes.

7.2 Preliminär dimensionering

Under dimensioneringen har ett flertal förenklingar och antaganden gjorts. Dessa är baserade på ovannämnda avgränsningar samt rimlighetsbedömningar, men även val av beräkningsmodeller leder till osäkerheter. Exempelvis har bron modellerats i 2D. Detta gör att lastspridning i materialet inte beaktas fullt ut. Genom att modellera broplattorna som ortotropa 3D-konstruktioner hade en mer korrekt analys erhållits. Vidare har konstruktionen också modellerats med en svag båge längs hela farbanan som matchar den verkliga. En kontroll visade att liknande lasteffekter erhålles även vid en helt plant modellerad platta. Alla utförda förenklingar ger osäkerheter i beräkningsprocessen, men är med avsikt tagna för att ge en konservativ konstruktion. Följaktligen görs en viss överdimensionering vilket bör justeras i en senare och mer detaljerad analys.

En beräkningsmässig detalj som behöver ses över är analysen av lastfallen. För att hålla beräkningen på en realistisk nivå vid projektets preliminära analys granskades bara de lastfall som förutspåddes vara ogynnsamma. Därmed analyserades bara sex olika lastfall med tillhörande lastkombinationer. För en slutgiltig dimensionering erfordras en mer avancerad beräkningsmodell och komplett iterering av alla möjliga lastfall.

Ytterligare beräkningsmässig osäkerhet finns för tvärsnittsanalysen och dimensionering av tvärstagen. Under dimensioneringsprocessen övergavs idén att nyttja gummpottlager. Detta till följd av att tvärkraften i tvärsnittsanalysen blev dimensionerande för stagen och resulterade i en kraftig överdimensionering för brons övriga parametrar. För den tidsram och kompetensnivå av rapportstudien fanns inte möjlighet till en detaljerad tvärkraftsanalys med underliggande gummiremslager. Därmed fick ett grovt antagande i samråd med handledare göras, där det antogs att kraven för dimensionerande tvärkraft uppfylls med en föreskriven stagspänning. I vidare studier bör därmed en separat tvärsnittsanalys genomföras.

Valet av bro uppfyller ställda utvärderingskriterier men i vissa aspekter kan valet av konstruktion ifrågasättas. Då vetskapen av de geotekniska förhållandena är oviss kan grundläggning krävas att omvärderas. Om markförhållandena anses mycket ogynnsamma kan det krävas att omvärdera brovalet. Andra koncept som exempelvis balkbron i stål, erfordrar endast ett stöd som kan läggas på perrongen där goda markförhållanden är kända.

Det kan däremot konstateras att det aktuella brovalet är genomförbart. Vid ett flertal kontroller erhålls en hög utnyttjandegrad. Detta visar att konceptet är väl optimerat för syftet. Det kan även noteras att kontrollen för böjmoment och samverkan mellan normalkraft och böjmoment ger samma slutliga utnyttjandegrad. Detta som konsekvens att normalkraften är liten jämfört med böjande moment. Slutligen kan det observeras vid jämförelse av liknande brotyper att dimensionerna är högst realistiska.

Vid fortsatt studie bör avgränsade områden undersökas. Dessa innefattar en mer djupgående analys av grundläggning. I rapporten har endast förslag till grundläggning gjorts baserat på förväntade markförhållanden. Fortsatt fokus bör riktas mot att fastställa de faktiska geotekniska förhållandena, dimensionera grundplattan samt fastställa pålning. Rapporten har också avgränsat ändstöden, där bör vidare analys göras för att beakta och dimensionera dessa. Avslutningsvis bör en mer noggrann analys av egensvängningar göras. Då den förenklade och genomförda analysen av dynamiska effekter visade problem med horisontella egensvängningar bör dessa undersökas med mer avancerade verktyg. Skulle det visa sig kvarstå problem bör åtgärder undersökas och föreslås.

8 Slutsats

Arbetet började med en omfattande urvalsprocess där flertalet aspekter studerades utifrån tre specialistgruppers perspektiv: beställning, produktion och underhåll. Varje expertområde analyserade föreslagna brokoncept och kom fram till för- och nackdelar för respektive förslag. När samtliga koncept analyserats konstaterades det att den tvärsända plattbron i trä uppfyllde kraven på bästa sätt.

När valet av brokoncept var gjort, utfördes en preliminär dimensionering. Dimensioneringen innefattade bland annat kontroller av tvär- och momentkapacitet samt nedböjning. Då rapporten endast avhandlar en preliminär dimensionering sattes ett antal avgränsningar upp. Avgränsningarna innefattade bland annat avsaknad beräkning för grundläggning, förenklade pelarberäkningar samt endast en enkel tvärsnittsanalys.

Avslutningsvis, utifrån satta premisser, kan det konstateras att syftet med rapporten är uppfyllt. Ett lämpligt brokoncept över Hägernäs station har presenterats.

Litteraturförteckning

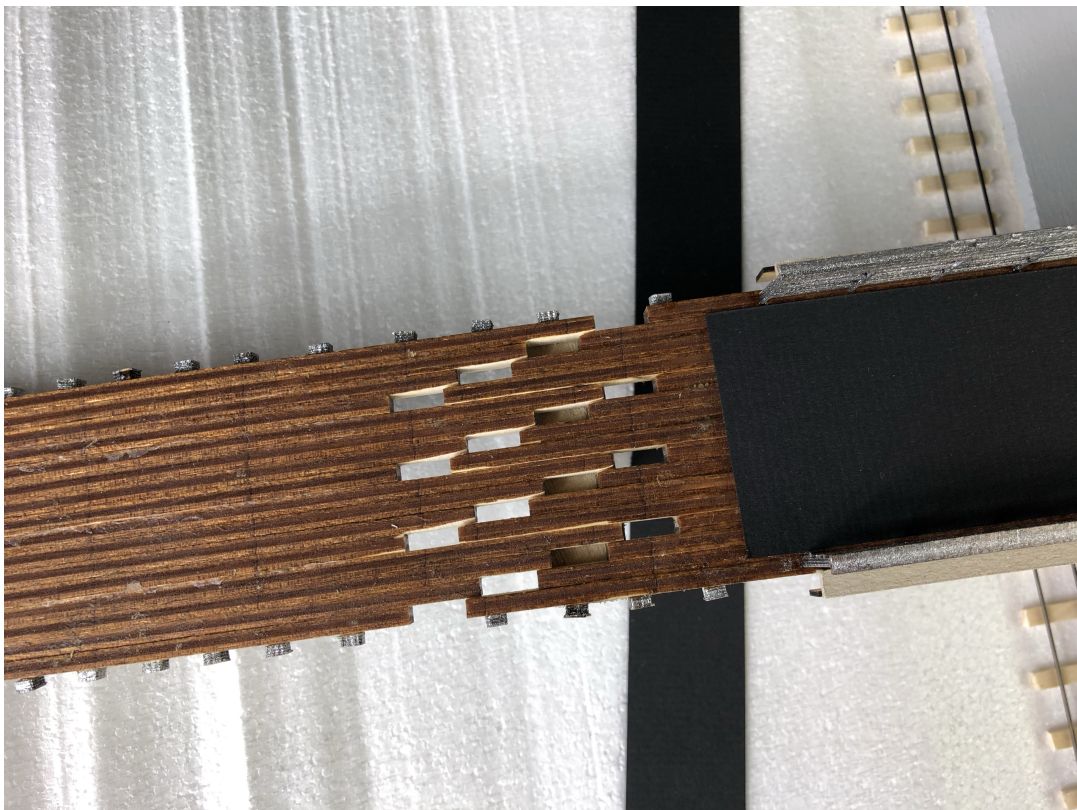
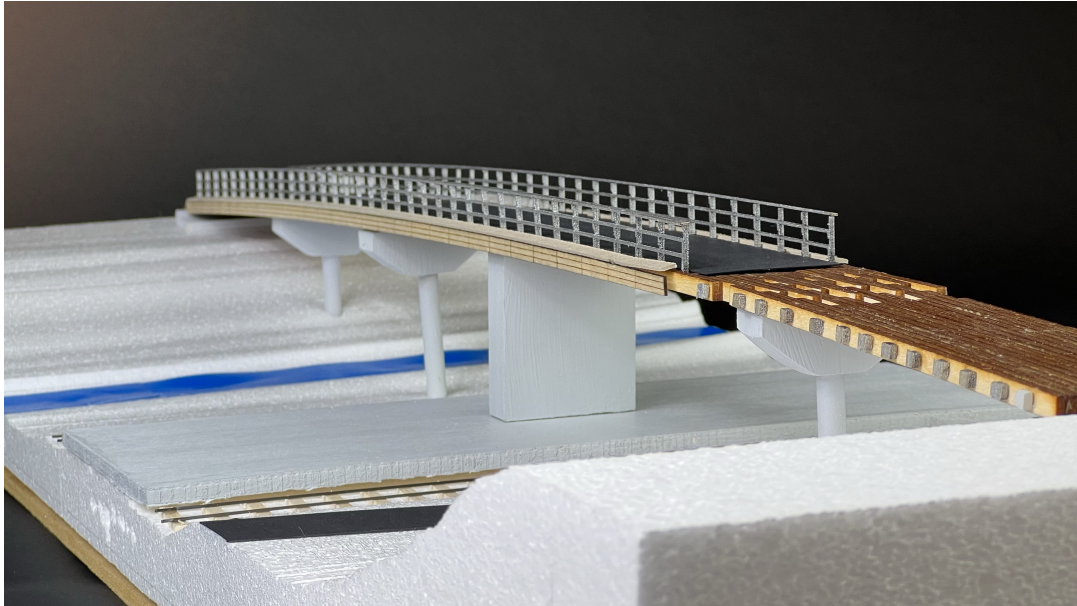
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2011). *Bärande konstruktioner: Del 2* (Rapport 2011:1). Chalmers tekniska högskola. Göteborg.
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner: Del 1* (Rapport 2013:1). Chalmers tekniska högskola. Göteborg.
- Brosamverkan. (2022). Broprojekteringshandboken Förutgåva 1.
- Burström, P. G. & Nilvér, K. (2018). *Byggnadsmaterial*. Studentlitteratur.
- Eriksen, J. (2009). Bro utan lager vinnare när miljöanalys görs. *Husbyggaren*.
- Lebet, J.-P. & Hirt, M. A. (2013). *Steel Bridges*. EPFL Press.
- Mathern, A. & Larsson, T. (2013). *Snabba brobyten och brobyggnationer*. <https://vpp.sbuf.se/Public/Documents/ProjectDocuments/67df1791-66c1-426b-8b17-371f122316e7/FinalReport/SBUF%2012691%20-%20Slutrapport%20Snabba%20brobyten%20och%20brobyggnationer.pdf>
- Pousette, A. (2008). *Träbroar - konstruktion och dimensionering*. AB Stjärntryck.
- Ritter, M. A. (1990). *Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. United States Department of Agriculture Forest Service.
- SS-EN 1990. (2002). *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Stockholm. <https://www.sis.se/api/document/get/32603>
- SS-EN 1991-1-4. (2005). *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster - Vindlast*. Stockholm. <https://www.sis.se/api/document/get/66459>
- SS-EN 1991-1-5. (2003). *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-5: Allmänna laster – Temperaturpåverkan*. Stockholm. <https://www.sis.se/api/document/get/34888>
- SS-EN 1991-2. (2003). *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 2: Trafiklast på broar*. Stockholm. <https://www.sis.se/api/document/get/34672>

- SS-EN 1995-1-1. (2004). *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader*. Stockholm. <https://www.sis.se/api/document/get/69557>
- SS-EN 1995-2. (2004). *Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 2: Broar*. Stockholm. <https://www.sis.se/api/document/get/70900>
- Statens Geotekniska Institut. (u. å). *Jords hållfasthet*. <https://www.sgi.se/sv/kunskapscentrum/om-geoteknik-och-miljogeoteknik/geoteknik-och-markmiljo/jordmateriallara/skjuvhallfasthet/> (hämtad: 2022-03-01)
- Svensk Betong. (u. å). *Bygga med platsgjutet*. <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-platsgjutet> (hämtad: 2022-03-01)
- Svenska kommunförbundet. (1998). *Träbroar: ett alternativ till stål och betong*. Kommentus förlag.
- Svenskt Trä. (u. å). *Fuktkvot och mätning*. <https://www.traguiden.se/om-tra/byggyfysik/fukt/fukt/fuktkvot-och-matning/> (Senast uppdaterad: 2017-12-11)
- Trafikverket. (2014). *BaTMan- Bro och tunnel management: Kodförteckning och beskrivning av brotyper*. Borlänge. <https://docplayer.se/20966292-2008-december-rev-2014-jun-kodforteckning-och-beskrivning-av-brotyper.html>
- Trafikverket. (2015a). *Banöverbyggnad - Infrastrukturprofiler Krav på fritt utrymme utmed banan (BVS 1586.20)*. <https://puben.trafikverket.se/dpub/api/v1/Dokument/DownloadDokument?id=04dca2c0-57db-4fc5-bfb6-f899ef6708cc&dokumentName=TRVINFRA-00004%20Krav.pdf>
- Trafikverket. (2015b). *BaTMan- Bro och tunnel management: handbok för inspektion av byggnadsverk*. <https://batmanhandbok.trafikverket.se>
- Trafikverket. (2017). *Beslutsunderlag för val av alternativ, Byggnadsverk: 7. Brounderhåll*. https://www.trafikverket.se/contentassets/6fb3819c29174b60bd411df3f676a59d/01_beslutsunderlag-for-val-av-alternativ-byggnadsverk.pdf
- Trafikverket. (2019a). *Krav Brobyggande (TDOK 2016:0204)*. <https://trvdokument.trafikverket.se/fileHandler.ashx?typ=showdokument&id=5942f960-c473-4035-89dc-be4a2c6e66cc>
- Trafikverket. (2019b). *Råd Brobyggande (TDOK 2016:0203)*. <https://trvdokument.trafikverket.se/fileHandler.ashx?typ=showdokument&id=d3a1caf6-b35d-4d70-ace7-57def0e3dd3e>

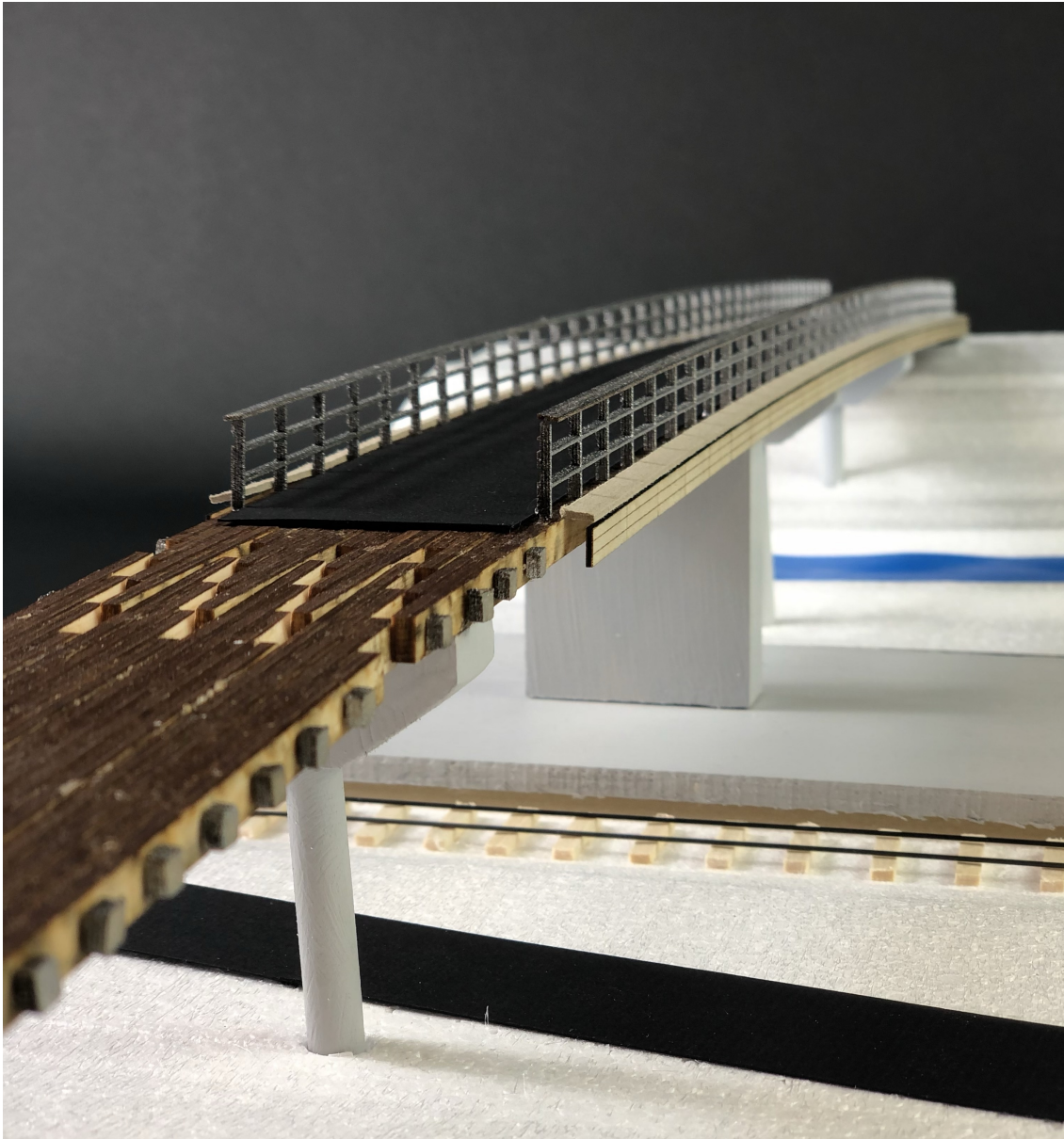
- Transportstyrelsen. (u. å). *Modulsystemet*. <https://transportstyrelsen.se/sv/vagtrafik/Yrkestrafik/Gods-och-buss/Matt-och-vikt/langd-och-breddbestammelser/Modulsystemet/> (hämtad: 2022-02-15)
- Träguiden. (u. å-a). *Broräcken*. <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/trabroar/trabroar/broracken/> (hämtad: 2022-05-10)
- Träguiden. (u. å-b). *Träbroar*. <https://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktionsexempel/trabroar/> (hämtad: 2022-05-06)
- Täby kommun. (2014). *Detaljplan för dubbelspår Roslagsbanan Hägernäs, del av Roslags-Näsby 2:1 och Hägernäs 7:6 m.fl.* Täby. <http://docplayer.se/39584147-Detaljplan-for-dubbelspar-roslagsbanan-hagernas-del-av-roslags-nasby-2-1-och-hagernas-7-6-m-fl.html>
- Vägverket. (1994). *BRO 94: 7. Brounderhåll*. https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/11034/RelatedFiles/1994_7_bro_94_del_7_brounderhall.pdf
- Vägverket. (2006). *Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för underhåll av broar, Brounderhåll 2006*. https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/10283/RelatedFiles/2006_146_brounderhall_2006.pdf

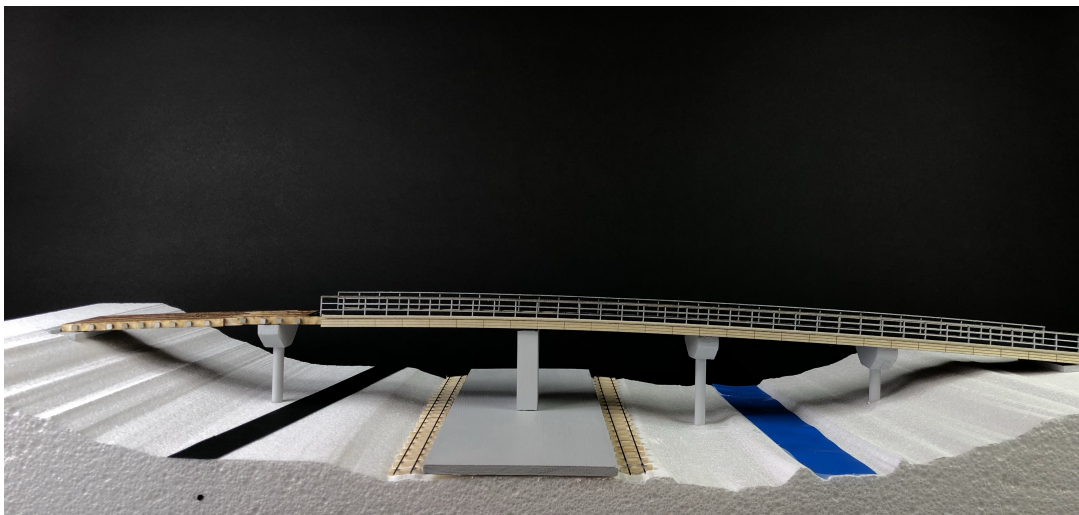
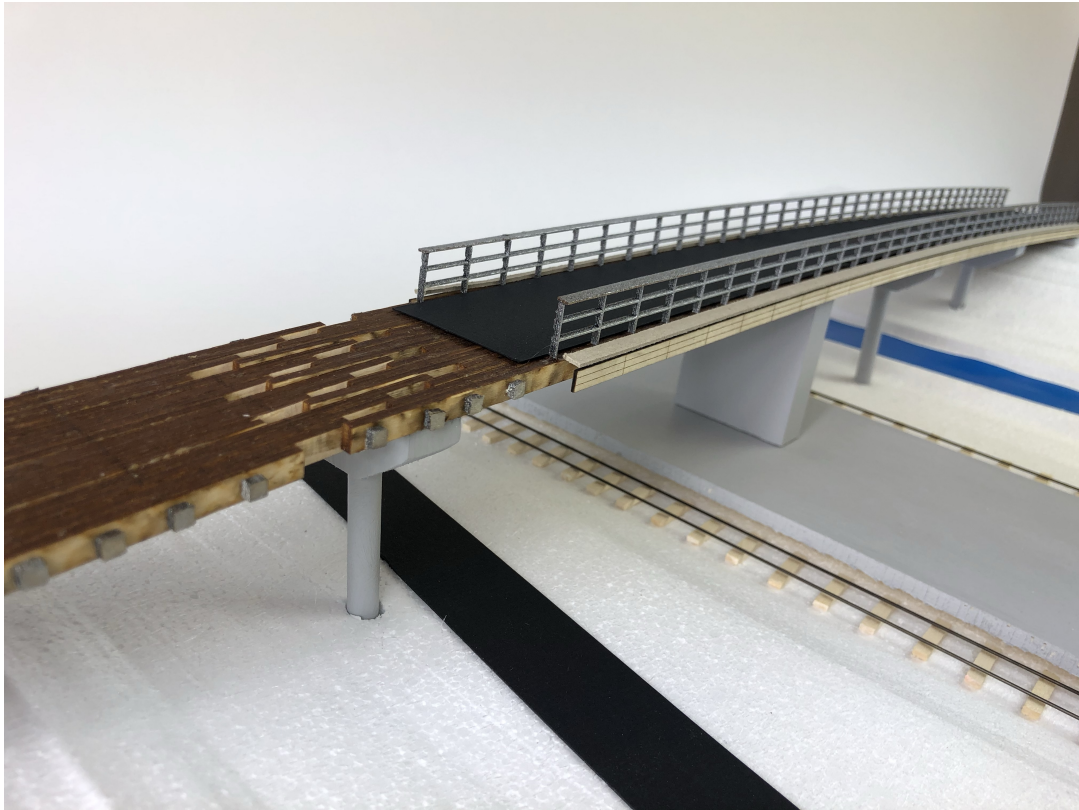
A.4 Skalenlig modell

Följande bilder visar den skalenliga modell som byggdes under projektets gång.









B Appendix 2

Följande appendix innehåller utförd litteraturstudie.

B.1 Material

Trä, stål och betong är de vanligaste konstruktionsmaterialen vid brobyggnation idag. Som underlag till rapportens urvalsprocess är det viktigt att veta de övergripande skillnaderna mellan materialen. Därför presenteras nedan de framträdande egenskaperna hos respektive material, deras för- och nackdelar samt miljöpåverkan.

B.1.1 Trä

Jämfört med stål och betong är trä lättare och har hög hållfasthet i förhållande till sin vikt (Al-Emrani m. fl., 2013). Den lätta vikten underlättar både transporter och byggnation på plats. Den kortar även ned byggtiden, vilket gör att träbroar kan ses som fördelaktiga över exempelvis järnvägar, där störning av trafik vill minimeras (Svenska kommunförbundet, 1998). Även om trä har många fördelar, främst ur miljösynpunkt, finns det nackdelar i form av fuktkänslighet, risk för skadedjursangrepp, brännbarhet etcetera (Al-Emrani m. fl., 2013).

Trä är ett anisotrop material, vilket innebär att materialets egenskaper och hållfasthet varierar kraftigt beroende på belastningsriktning. Även fuktkvot har en stor betydelse för träets hållfasthet, ju lägre fuktkvot desto högre hållfasthet (Al-Emrani m. fl., 2013). Eftersom trä är organiskt och fuktkänsligt är det viktigt att utforma konstruktioner på ett sådant sätt att angrepp från svampar och insekter inte kan ske. För att hålla fuktkvoten på en acceptabel nivå, under 20 procent, är det viktigt att luft kan cirkulera kring konstruktionen, att fritt vatten avleds och att direktkontakt med fuktsamlade material som betong undviks. (Al-Emrani m. fl., 2013). Fukt kan även orsaka problem vid val av förspända plattbroar då det finns risk för korrosion på spännstagen (Svenska kommunförbundet, 1998). Andra nackdelar med trä är att både hållfastheten minskar och krypdeformationerna ökar med tiden (Al-Emrani m. fl., 2013).

Ur miljösynpunkt är trä en förnybar resurs som samtidigt tar upp och binder koldioxid från atmosfären. Nackdelen med materialet i förhållande till stål och betong är att livslängden är kortare. Om trä skyddas med ytbehandling, impregnering och intäckning kan en livslängd upp mot 80 år åstadkommas (Brosamverkan, 2022). Materialet är även bra i det avseende att det kan energiåtervinnas och i viss utsträckning återanvändas. Träets största nackdel är alla åtgärder som måste vidtas för att uppnå önskad livslängd. Materialet måste torkas för att uppnå en låg fuktkvot, vilket

är energikrävande. Även intäckningen måste bytas med jämna mellanrum då dess livslängd är förhållandevis kort (Brosamverkan, 2022).

B.1.2 Stål

Stål är en legering med järn som huvudbeståndsdel och kol som viktigt legeringsämne (Burström & Nilvér, 2018). Kolhalten har en betydande inverkan på stålets egenskaper, där en högre kolhalt ger högre hållfasthet, men minskar segheten och försvårar svetsarbete (Al-Emrani m. fl., 2013).

Stål är även känsligt för höga temperaturer. Vid uppvärmning till en temperatur runt 500 °C minskar dess brottgräns till ungefär hälften av utgångsvärdet (Al-Emrani m. fl., 2013). Högre temperaturer orsakar även problem med krypningseffekter, vilka vid rumstemperatur är försumbara (Burström & Nilvér, 2018). Stålet utvidgar sig också vid temperaturökningar vilket kan ge upphov till oönskade spänningar (Al-Emrani m. fl., 2013).

Ur beständighetssynpunkt är korrosion den största risken och beror främst på luftens fukttinhåll samt halt av föroreningar (Burström & Nilvér, 2018). Under 60% relativ fuktighet i luft sker vanligtvis ingen korrosion, men vid inverkan av smuts på en metallyta kan korrosion ske även under 60% relativ fuktighet. För att undvika korrosion är den vanligaste åtgärden att skydda stålet med rostskyddsmålning. Ytbehandlingen har en negativ effekt på miljön och måste dessutom upprepas vid ett flertal tillfällen under konstruktionens livslängd (Brosamverkan, 2022). Det går även att använda rostfritt stål som inte behöver ytbehandlas, men då ökar även investeringskostnaden.

Stålets främsta egenskaper ur miljösynpunkt är den långa livslängden samt möjligheten att återvinna och återanvända stora delar av materialet (Brosamverkan, 2022). Då resursuttag, främst brytning av järnmalm, vid ståltillverkning bidrar till en stor del av materialets miljöpåverkan, är den höga återvinningsgraden betydelsefull. Stål är i övrigt ett mångsidigt material som kan uppnå goda statiska egenskaper vid förhållandevis låg materialåtgång. Den höga hållfastheten möjliggör för slanka konstruktioner i jämförelse med vad som är möjligt med trä och betong.

B.1.3 Betong

Ett av betongens främsta kännetecken är dess varierande hållfasthet beroende på belastningsriktning. Materialet har relativt låg hållfasthet i drag, där draghållfastheten normalt står för en tiondel av tryckhållfastheten (Al-Emrani m. fl., 2013). Detta kan resultera i att belastade konstruktioner spricker i de zoner där dragpåkänningar uppstår. Dessa zoner i betongen förses i regel med armering vars funktion är att överföra dragkrafter efter att betongen spruckit. Eftersom sprickbredden påverkar beständigheten och risken för korrosion, är det viktigt att dimensionera konstruktioner på sådant sätt att både sprickbredd och sprickavstånd minimeras, samt att täckande betongskikt är tillräckligt. Det går även att förspänna armering vilket kan

senarelägga eller helt utesluta sprickbildning under brukstadiet (Al-Emrani m. fl., 2013).

Bortsett från sprickor och korrosionsrisk har betong även en stor egentyngd, vilket medför att en stor del av materialets bärförmåga går till att bära den egna tyngden. Betong utsätts även för långtidseffekter i form av krypning (tillskottsdeformationer) och krympning. Ur beständighetssynpunkt finns det även risk för frostangrepp och kemiska angrepp (Burström & Nilvér, 2018).

Fördelar med betong är att det är mycket fukttåligt och inte möglar (Al-Emrani m. fl., 2013). Betong är även billigt och har lågt energiinnehåll jämfört med andra byggnadsmaterial. Det är dock svårt att jämföra materialen översiktligt, då stål exempelvis har högre hållfasthet vilket leder till mindre materialåtgång.

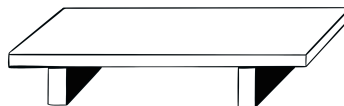
Ur miljösynpunkt är det främst betongens långa livslängd och beständighet som särskiljer materialet från andra konstruktionsmaterial (Brosamverkan, 2022). Materialet kan även återvinnas och återanvändas i form av fyllnadsmaterial. Den största nackdelen ur miljösynpunkt är energiåtgången vid cementtillverkning, vilket orsakar stora utsläpp av koldioxid. Dock binds en liten del av den utsläppta koldioxiden tillbaka till den färdiga konstruktionen vid karbonatisering.

B.2 Brotyper

Broar finns i många olika utföranden när det kommer till hur de bär last och hur de ser ut. De kategoriseras i olika grupper som redovisas nedan.

B.2.1 Plattbro, balkbro och rambro

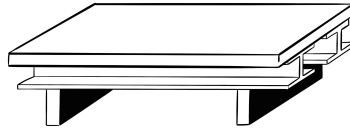
Plattbron är en av de vanligaste förekommande brotyperna. Bron byggs oftast i betong (Trafikverket, 2014). På grund av dess enkelhet kan plattbroar endast användas vid korta spännvidder, upp till 25 meter. Plattbroar förekommer i olika utföranden. Antingen som en kontinuerlig platta över samtliga spann eller som individuella plattor över respektive spann. Plattan är oftast homogen, men vid större spännvidder blir egentyngden stor och därför brukar tvärsnitten vara mer öppna eller ha slutna urgröpningar som exempelvis håldäck.



Figur B.1: *Principiell illustration av plattbro, med broplattan upplagd på två (änd)stöd.*

Även balkbron är en vanligt förekommande brotyp (Trafikverket, 2014). Det som karakteriserar en balkbro är en eller flera balkar som har i uppgift att bära brobanepattan ovanpå balkarna. Det kan vara en kontinuerlig balk eller fritt upplagda balkar. Spännvidderna varierar kraftigt beroende på struktur samt vilket material

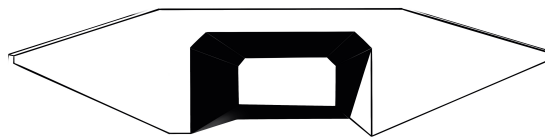
som används. För en träbalkbro anpassad för vägtrafik kan spännvidden bli upp till 30 meter.



Figur B.2: *Principiell illustration av balkbro, med brobalkar som understödjer en brobaneplatta upplagd på två (änd)stöd.*

Plattribroar är väldigt vanliga i Sverige. Av de broar som Trafikverket bygger är ungefär hälften plattribroar (Trafikverket, 2014). En plattribro karakteriseras av att en broplatta sitter inspänt i dess ändstöd. Brotypen förekommer både med och utan mittstöd. Den byggs ofta i armerad betong och spännvidderna kan bli upp till 25 meter. Om förspänd armerad betong används kan spännvidden ökas med ungefär tio meter. Bärverket fungerar på ungefär samma sätt som plattbron med skillnaden att broplattan är momentstyvt bunden till ändstöden. Denna momentstyva förbindelse möjliggör en positiv samverkan med runtliggande jordtryck, som trycker på balkens ram och därmed motverkar rörelser i bron. Det finns också en vingmur som sitter fast i ändstöden. Uppgiften som muren har är att den ska kunna ta upp nivåskillnader i vertikalled mellan vägbankens yta och mark.

Balkrambroar är en utvecklad version av plattribroar (Trafikverket, 2014). Skillnaden är att huvudbärverket för brospannet utgöres av balkar. Det kan finnas mittstöd eller vara en kontinuerlig balk. Dessa broar byggs oftast i betong. En förspänd armerad balkrambro kan ha en spännvidd upp mot 50 meter. För att stadga upp balkarna i längsled kan det också förekomma balkar i tvärled, oftast vid pelarstöd.



Figur B.3: *Illustration av rambro med vingmurar.*

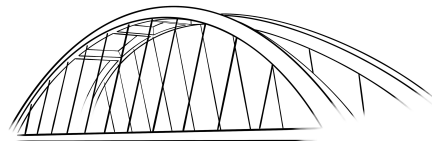
B.2.2 Rörbro, valvbro och bågbro

Rörbroar kan byggas i betong, stål och även plast (Trafikverket, 2014). En rörbro kan både ha ett eller flera rör med ett anslutande fyllningsmaterial. Generellt sätt brukar spännvidderna vara från två meter. Den största spännvidden i Sverige för rörbroar är 15 meter. Konstruktionerna är samverkansbroar där själva röret samverkar med fyllnadsmaterialet, vilket betyder att fyllningen har en stor påverkan på brons bärförmåga. Rörbroarna kan projekteras i olika former. Plaströrbroar konstrueras som en cirkel med en konstant radie. Medan ett stålrör kan vara cirkulär

och ellipsformat, men kan också formas som ett valv.

Valvbroar är en uråldrig brotyp (Trafikverket, 2014). I brons tidiga skede var sten det mest populära byggnadsmaterialet. Idag anses det kostsamt att bygga med sten och därmed används armerad betong. De valvbroar som är byggda i sten kan ha en spännvidd på upp till 17 meter, medan om bron är byggd med armerad betong kan spännvidden bli upp till 30 meter. Valvbroar fungerar på liknande sätt som rörbroar. Det finns även en fyllning ovanpå som bidrar till en ökad tryckkraft och större bärförmåga.

Nästa brotyp under denna kategori är bågbron. Den karakteriseras genom att bära största delen av lasten i en överliggande eller underliggande båge av en eller flera spann (Trafikverket, 2014). Bron kan utföras i flera spann med en spännvidd upp mot 100 meter. Bron bärs i huvudsak upp av bågar som kan vara i betong, stål och trä. Bärverket funkar på sådant sätt att brofarbanan belastar bågen genom horisontella krafter som bågen sedan för ner i marken via längsgående tryckkrafter. Finns det fler än en båge behövs tvärbalkar. Liksom för valvbron, bidrar bågens egentyngd till tryckkrafter i bågen. Tillägget bidrar till ökad bärförmåga. Goda grundläggningsförutsättningar krävs för att bygga en bågbro.



Figur B.4: *Illustration av bågbro med överliggande båge.*

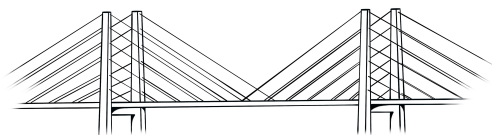
B.2.3 Snedkabelbro

Snedkabelbroar består av tre delar, brobanan, kablar och pylontorn (Trafikverket, 2014). Brobanan fästs upp i kablar som i sin tur förankras i pylontornen, snedkablarna kan enbart belastas med dragkrafter till skillnad från pylontornen som kan belastas med mycket stora tryckkrafter.

Snedkabelbroar används där stora spännvidder krävs (Trafikverket, 2014). Detta kan bero på underliggande krav och platsförhållande från bland annat farleder, underliggande vatten, grundläggningsförhållanden med mera. Spännvidder på snedkabelbroar kan vara upp mot 400 meter.

En snedkabelbros huvudsakliga bärande konstruktion består av pylontornen, snedkablarna och brobanan (Trafikverket, 2014). Dessa är vanligtvis stora och egenvikten kommer att vara den huvudsakliga belastningen som har inverkan på bron. Till följd av den stora utbredningen av den bärande huvudkonstruktionen i både längsgående och vertikala riktningar är effekten av vindlaster också stor. Vanligtvis är brobanan speciellt konstruerade för att minimera inverkan av vindlaster på huvuddelen. Brobanan i moderna snedkabelbroar med långa spännvidder är vanligtvis utformade

som stängda ställådor.

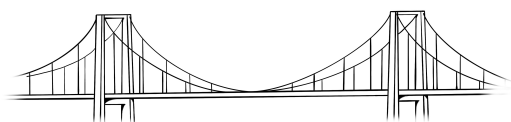


Figur B.5: *Illustration av snedkabelbro.*

B.2.4 Hängbro

På en hängbro är brobanan upphängt i två huvudkablar som går genom pylontornens topp och är förankrade i ankare vid ändarna (Trafikverket, 2014). Ankarna kan vara byggda av bergrum där huvudkablarna fästs direkt i berget eller av ett stort betonglandfäste med stora tyngder. Huvudkabeln består av ett antal underkablar som var och en består av ett stort antal parallella ledningar. Huvudkablarna och brobanan är sammanbundna med hängare med mindre dimension än huvudkabeln. Hängarna består också av en mängd parallella kablar. Hängarna och huvudkablarna kan enbart bära dragkrafter och pylontornen är huvudsakligen lastade med stora tryckkrafter.

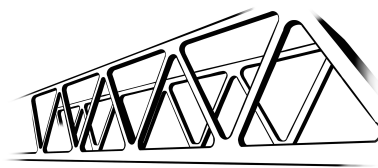
Liksom för snedkabelbron används hängbroar primärt där stora spännvidder erfordras (Trafikverket, 2014). Även här är underliggande vatten en vanlig orsak till val. Denna brotyp har möjlighet till stora spännvidder, som i dagsläget uppgår mot 2000 meter.



Figur B.6: *Illustration av hängbro.*

B.2.5 Fackverksbro

Brotypen är konstruerad av fackverksbalkar som huvudbärverk, dessutom kan sekundärbärverkt vara fullständigt eller till viss del skapade med fackverksbalkar (Trafikverket, 2014). Balken är byggd utav stänger av olika profiltyper. Fackverksbalkar inkluderar övre och underramsstänger, samt vertikala och diagonala stänger som förbinder de övre och nedre ramstängerna. Ett typiskt drag för fackverksbron är att det förekommer tryckande och dragande normalkrafter i stängerna. Ett annat typiskt drag är att stängerna oftast förbinds via svetsförband och skruvförband, medan äldre broar ofta har nitförband.



Figur B.7: *Illustration av fackverksbro.*

B.3 Produktionsmetoder

En konstruktions prestanda och tekniska livslängd baseras till hög grad på den kvalitet och noggrannhet som produktionen av ett givet projekt genomförs med (Ritter, 1990). För att uppnå detta gäller det att resonera kring olika alternativ och ta det beslut som lämpar sig bäst för situationen. Utöver valen så finns det alltid vissa aspekter som måste uppfyllas, såsom kostnadseffektivitet, minskad miljöpåverkan samt arbetsmiljö och säkerhet (Brosamverkan, 2022). För den aktuella bron kommer aspekter av produktionstid på arbetsplatsen väga tyngre i resonemanget vid valet av brokoncept och produktionsmetod, för att minimera störningen på den underliggande spårtrafiken (Brosamverkan, 2022).

B.3.1 Prefabricerade konstruktioner

Prefabricerade konstruktioner består av enskilda element, delar eller ibland hela broar som producerats utanför den givna arbetsplatsen (Brosamverkan, 2022). Produktionen sker vid en permanent eller tillfällig fabrik varefter de prefabricerade elementen transporteras till den angivna arbetsplatsen för montage. Följaktligen håller prefabricerade element oftast en hög kvalitet då fabriksmiljöer tillåter en bättre inspektionsmiljö samt skydd från väder och vind (Brosamverkan, 2022). Fabrikproducerade element ger också möjligheten att sänka kostnaderna tack vare ökade produktionsmängder. Den stora begränsningen med detta val är elementlängd och transporter, då den maximala längden för ett fordon är 24 meter utan särskilda krav (Transportstyrelsen, u. å). Ska större element transporteras krävs koordination med Trafikverket.

B.3.2 Platsbyggda konstruktioner

Utöver att prefabricera element så kan även element konstrueras på arbetsplatsen där de monteras del för del. För betong så används begreppet platsgjutning. Två typer av formar används vid platsgjutning, fasta eller flyttbara. Flyttbara formar används för att gjuta stora, simpelt geometriska delar i etapper som till exempel hisschakt, väggsegment eller balanserade konsolutbyggda balkbroar (Svensk Betong, u. å). Fasta formar nyttjas i huvudsak för geometriskt komplexa element där formen inte går att återanvända, eller i de fall där formen kan lämnas kvar såsom vid vissa grundläggningar.

B.3.3 Lansering, lyft och montage

Lansering sker i stor utsträckning vid projekt där bron sträcker sig ut över svåråtkomliga utrymmen, som till exempel dalar, vattendrag eller andra områden som inte kan beträdas (Brosamverkan, 2022). En bro lanseras horisontellt, antingen genom längslansering eller sidolansering. Vid längslansering skjuts broelementet ut från stöden med en lanseringsnos monterad längst fram. Nosen är till för att kompensera för nedböjningen under lanseringen och är oftast en slank stålkonstruktion.

För slanka stål- eller träkonstruktioner så kan hela broar lyftas in på plats om utrymmet finns (Mathern & Larsson, 2013). Vid tyngre konstruktioner kan delar lyftas på plats, vilket kan leda till att mer avancerade temporära konstruktioner behöver uppföras. Det finns två typer av kranar som används i branschen idag, mobila samt fasta (Mathern & Larsson, 2013). Fasta kranar har en betydligt högre kapacitet än mobila, men behöver monteras på plats innan de kan användas.

B.3.4 Grundläggningsmetoder

För att kunna överföra de laster som verkar på en bro till den underliggande marken, är det viktigt att utforma grundläggningen på sådant sätt att markbrott och stora sättningar inte inträffar (Brosamverkan, 2022). Faktorer som jordens materialegenskaper, grundvattenytans läge, tjälsäkert djup och brotyp påverkar val av grundläggningstyp och nivå. De huvudsakliga grundläggningsmetoderna är plattgrundläggning och pålgrundläggning.

En vanlig grundläggningsmetod är platta på berg, jord eller packad fyllning (Brosamverkan, 2022). Platta på berg är en grundläggningsmetod där man schaktar och sedan gjuter grundplattan på plant eller plansprängt berg. Bergets bärförmåga är stor vilket leder till att bottenplattan kan göras förhållandevis liten. Grundläggningsmetoden lämpar sig bäst om det är nära till berg med ett instabilt jordskikt ovanpå.

Platta på jord innebär att man schaktar och sedan gjuter grundplattan på schaktbotten (Brosamverkan, 2022). Grundläggningsmetoden är lämplig om avståndet till berg är stort och jorden vid grundläggningsnivån är stabil. Platta på packad fyllning innebär att man schaktar bort och ersätter mindre bärkraftiga jordar, exempelvis lera, med mer bärkraftiga material som packad grus- eller sprängstensfyllning. Grundläggningsmetoden är lämplig om avståndet till berg är stort men det finns bra grundläggningsmaterial på måttligt djup.

För jordar med låg hållfastighet och större djup är pålning ett alternativ (Brosamverkan, 2022). Beroende på vilken typ av jord så används friktions- eller kohesionspålar och är djupet inte allt för stort kan spetsbärande pålar nyttjas. Friktions- och kohesionspålar används som namnet låter för friktionsjordar som sand och grus respektive kohesionsjordar som lera och finkornig silt (Statens Geotekniska Institut, u. å). Pålar placeras i pålgrupper varvid en platta sedan kan gjutna ovan dess placering, övriga konstruktioner monteras därefter på den nu gjutna plattan (Bro-

samverkan, 2022).

B.4 Förvaltning och underhåll

Under brons livslängd kommer kontinuerlig granskning och inspektering av bron genomföras för att säkerställa funktion och användbarhet under kort- och långsiktigt perspektiv. 80 års livslängd eftertraktas för den aktuella bron. En livslängd på 80 år ställer krav på att en underhållsplan upprätthålls oavsett brotyp och materialval (Trafikverket, 2019a). För bron i fråga kommer även specifika krav behöva beaktas, som bland annat ett minsta avstånd på 5,5 meter mellan spårmittpunkt och brostöd (Trafikverket, 2019b). Detta för att skapa säkert arbetsutrymme för förvaltningen och underhåll av bron och dess komponenter.

Bron kommer alltså behöva konstrueras på ett sådant sätt att förvaltning och underhåll ska underlättas. Det ställs även krav på att samtliga inspektioner, underhåll och reparationer ska kunna genomföras utan att störa tågtrafiken (Trafikverket, 2019a). För att möjliggöra detta krävs tillgänglighet till brons samtliga komponenter samt att förvaltning beaktas i ett tidigt designskede.

Utöver att brons säkerhet och funktion kontrolleras, så kan även noggrant underhåll markant minska potentiella reparationskostnader och på så sätt minska brons kostnader långsiktigt (Ritter, 1990).

B.4.1 Inspektioner

Inspektion är något som sker kontinuerligt med avsikt att identifiera brister och tecken på slitage av brons funktion och bärighet. De fyra främsta typerna av inspektioner är följande (Trafikverket, 2015b).

Översiktlig inspektion syftar på att granska att de krav som ställs på underhållsreparationerna är tillfredsställda. Inspektionen genomförs minst en gång per år (Trafikverket, 2015b).

Vidare finns *allmän inspektion* vars syfte är att granska och kontrollera redan existerande skador som ännu inte åtgärdats efter senaste inspektion (Trafikverket, 2015b). Även skador som anses ha påverkan på konstruktionens bärighet, säkerhet eller innebära förhöjda förvaltningskostnader undersöks och bedöms. Den allmänna inspektionen genomförs vid behov.

Huvudinspektionen är den mest övergripande inspektionen där brons samtliga konstruktionselement granskas (Trafikverket, 2015b). Vid granskning undersöks brister som anses försämra bärighet, säkerhet eller innebära förhöjda förvaltningskostnader inom en tioårsperiod. Denna inspektion ska ske på handnära avstånd, såväl utvändigt som invändigt för att säkerställa noggrannhet. Detta ställer krav på att samtliga konstruktionsdelar ska vara möjliga att granska visuellt och lättillgängligt. Kraven

angående invändig handnära inspektion ställer även krav på att inre konstruktioner ska vara tillgängliga. Detta ställer krav på exempelvis en lådkonstruktion (Trafikverket, 2019a). Helst ska alla invändiga utrymmen vara tillgängliga, annars ska det finnas en förberedd möjlighet till inspektionsöppning. Under denna inspektion kontrolleras bland annat betongens karbonatiseringsprocess, kloridhalt, korrosion av stålelement och armering samt sprickbildning i både stål och betong (Trafikverket, 2015b). Denna inspektion bör genomföras inom var sjätte år.

Särskild inspektion syftar till att inspektera och granska specifika konstruktions-element som vid tidigare inspektion redan har konstaterats ha brister eller skador (Trafikverket, 2015b).

För att kunna genomföra ovannämnda inspektioner krävs alltså en lättillgänglig konstruktion (Trafikverket, 2019a). Det är extra viktigt då bron ligger i angränsning till järnvägen. Inspektionen ska kunna göras snabbt och effektivt för att inte ha påverkan på tågtrafiken.

B.4.2 Underhåll

Vid underhållsarbete är det viktigt att känna till en konstruktions potentiellt känsliga punkter som därmed kan innebära framtida beständighetsproblem. Konstruktionens potentiella beständighetsproblem är givetvis starkt styrt av materialval men de finns vissa generellt svaga punkter.

En vanlig punkt som ofta påvisar beständighetsproblem är anslutningar eller förband, bland annat på grund av att underlättad vattenansamling vid punkterna (Ritter, 1990). Stillastående vatten är ett beständighetsproblem för samtliga materialval och bör undvikas. Även smuts underlättar vattenansamling, så kontinuerlig rengöring av bron och dess känsliga punkter är viktigt.

Utöver ovanstående spelar även lager och övergångskonstruktioner en stor roll när det kommer till underhåll. Eriksen skriver i sin artikel att "För de vanligaste brotyperna är lager och övergångskonstruktioner några av de mest kostsamma komponenterna att underhålla, vilket innebär att broar med integrerade landfästen har en fördel då de byggs utan dessa delar" (Eriksen, 2009). Vidare konstaterar Eriksen att avsaknaden av lager kommer leda till mindre trafikstörningar. Dimensioneringsprocessen vid integrerade landfästen blir mer komplex och pelarkraften svårare att uppskatta. Med detta kommer lagren i den slutgiltiga designen ej vara integrerade.

B.4.2.1 Underhållsaspekter trä

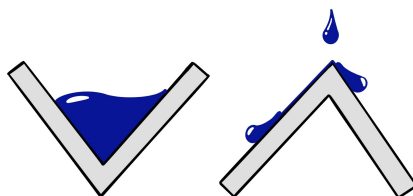
Eftersom trä är ett levande material påverkas det i allra högsta grad av biologiska angrepp i form av röta och svamp. Enligt Ritter, A. Michael (Ritter, 1990) ligger roten till dem biologiska angreppen i att träet uppnår en viss fukthalt. Fukthalten i fråga ligger omkring träets fibermåtnadspunkt, vilket motsvarar en fuktkvot mellan 25%-30% (Svenskt Trä, u. å). Utifrån ett underhållsperspektiv är det därför viktigt att träet ej uppnår given fuktkvot samt att eventuellt vatten som ansamlas kan

ledas bort eller torkas ut (Svenska kommunförbundet, 1998). Därmed eftersträvas en konstruktion med minimalt exponerat trä. Där trä är exponerat är det nödvändigt med ytterligare skydd. Här väljs vanligtvis impregnerat trä. Exponerat trät ska också skyddas mot sol och dess UV-strålning för att förhindra skador.

Det är vanligt att stål används vid infästningar eller detaljer av träbroar, vilket även gör detta till en central del av förvaltningen (Svenska kommunförbundet, 1998). Då problemet med stål är att det rostar, är den enklaste lösningen att konstruera ståldetaljerna i rostfritt stål.

B.4.2.2 Underhållsaspekter stål

Den största utmaningen vid förvaltning av en stålbro är att hantera korrosion. Korrosion innebär att stålet reagerar med vatten och syre, varpå det rostar och förlorar stora delar av bärförmågan. För att undvika korrosion är det fördelaktigt att designa konstruktionen på ett smart sätt redan under dimensioneringsprocessen. I figur B.8 visas ett exempel på hur en god design kan se ut, och vattenansamling undviks. Även om en konstruktion är fördelaktigt designad målas även bron för extra korrosionsskydd. Lebet och Hirt menar att regelbundna kontroller måste utföras för att se till att korrosionsskyddet fungerar som det ska (Lebet & Hirt, 2013). Med detta krävs det att bron dimensioneras för de utrymmeskrav som ställs vid underhåll. Ett alternativ för att undvika i stort sett all förvaltning är att bygga i rostfritt stål. Det resulterar ofta i en högre investeringskostnad, men en lägre total kostnad sett till bronns hela livslängd.



Figur B.8: *Effektiv utformning av ståldetalj. I den vänstra detaljen ansamlas vatten vilket inte inträffar i den högra.*

B.4.2.3 Underhållsaspekter betong

Vid underhåll av en betongbro är fenomen såsom karbonatisering, kloridinträngning och sprickbildning centralt. Vägverket skriver att förebyggande underhåll utförs för skydd mot karbonatisering och kloridinträngning (Vägverket, 1994). Karbonatisering motverkas genom en ytbehandling som utförs var 10:e år och kloridinträngning genom utbyte av det täckande betongskiktet. Vid sprickbildning som överskrider dimensionerade sprickbredder vidtas åtgärder i form av tätning (Vägverket, 2006).

Utöver ovanstående underhållsbehov påverkas även betong av korrosion. Då merparten av alla betongkonstruktioner använder sig av armeringsjärn kan korrosionsproblem likt för stålbroar uppkomma. Primärt skyddas armeringen av tillräckligt

täckande betongskikt och undvikande av stora sprickvidder. Vidare skriver Vägverket att armeringen även skyddas av ett katodiskt skydd, vilket effektivitet man regelbundet kontrollerar (Vägverket, 1994).

C MATLAB

Följande appendix innehåller MATLAB-kod för beräkning. I följande koder avser "BK" Bärande konstruktioner del 1 (Al-Emrani m. fl., 2013) respektive del 2 (Al-Emrani m. fl., 2011).

Innehåll

Bilaga C.1	Huvudfunktion: Dimensionering av tvärspädd plattbro i trä
Bilaga C.2	Beräkningsmodell
Bilaga C.3	Egentyngdsberäkning
Bilaga C.4	Beräkning av lastfall i ULS och SLS
Bilaga C.5	Beräkning av snittkrafter i yz-planet
Bilaga C.6	Beräkning och kontroll av spännstagens kapacitet
Bilaga C.7	Beräkning av tvärkraftskapacitet i yz-planet
Bilaga C.8	Beräkning av momentkapaciteten i yz-planet
Bilaga C.9	Beräkning av nedböjning i SLS
Bilaga C.10	Dimensionering av pelarna
Bilaga C.11	Beräkning av rörelseutvidgningen i yz-planet
Bilaga C.12	Beräkning av egenfrekvenser och kontroll av komfortkrav
Bilaga C.13	Lastberäkningar

C.1 Huvudfunktion: Dimensionering av tvärsänd plattbro i trä

```

%-----

clear
clf
clc
close all

format compact

% -----
% Indata

% Vårt dimensionerande värde
hT = 0.495; % [m] Limträbalkarnas konstruktionshöjd

% Övrig Indata
bT = 4.9; % [m] Brobredd
lT = 74; % [m] Total brolängd
lspann = [14 17 15 14 14]; % Längd på varje spann

NedR = 0.9; % Nedräkning av tröghetskapacitet

A = bT*hT; % [m2] Tvärsnittets area
I = NedR*(bT*(hT.^3))/12; % [m4] Tröghetsmomentet
Emean = 13.7e9; % [Pa] Medel elasticitetsmodulen
E05 = 11.1e9; % [Pa] Nedre 5% fraktilen av E-modulen

% Vektor för generell indata
IndataG = [bT, hT, A, I, Emean, E05];

% Indata gällande spännstag
cc_stag = 0.75; % [m] CC mått på tvärstagen
d_stag = 0.018; % [m] Diameter tvärstag
rader_stag = 2; % Antal rader av stag per tvärsnitt

h_platta = 220e-3; % [m] Antagen höjd på stålplatta vid stag
b_platta = 350e-3; % [m] Antagen bredd på stålplatta vid stag

% Vektor med indata för spännstag
IndataS = [cc_stag,d_stag,rader_stag,h_platta,b_platta];

```

```
% Indata N_tillägg
N_till = 219.3e3; % [N]
```

Beräkning av snittkrafter och kapacitet i ULS

```
clc
```

```
% -----
% 1. Beräkning av egentyngd
[gk] = Egentyngdsfunktion(IndataG,IndataS);

% -----
% 2. Beräkning av lastkombinationer, SLS och ULS
[eq,F_load] = Lastfallsekv(gk,1);

% -----
% 3. Beräkning av reaktionskrafter samt snittkrafter i yz-planet.
[N_max,V_max,M_max,Reaktion] = Snittkraftsfunktion(IndataG,lspann,eq,F_load,1);

% -----
% 4. Beräkning av spännstagens kapacitet
funktion_stag(IndataG,IndataS);

% -----
% 5. Tvärkraftskapacitet i yz-planet
tvärkraftskapacitet(IndataG,V_max);

% -----
% 6. Momenkapacitet i yz-planet
Momentkapacitet2(IndataG,M_max,N_max);
Egentyngden = 18.49 [kN/m]

Stödkrafterna från upplag =
34.57 [kN]
380.96 [kN]
1171.71 [kN]
1146.64 [kN]
1011.91 [kN]
730.31 [kN]
384.33 [kN]

Maximal normalkraft i yz-planet = 60.14 [kN]
Maximal tvärkraft i yz-planet = 599.59 [kN]
Maximal momentkraft i yz-planet = 1735.71 [kNm]
```

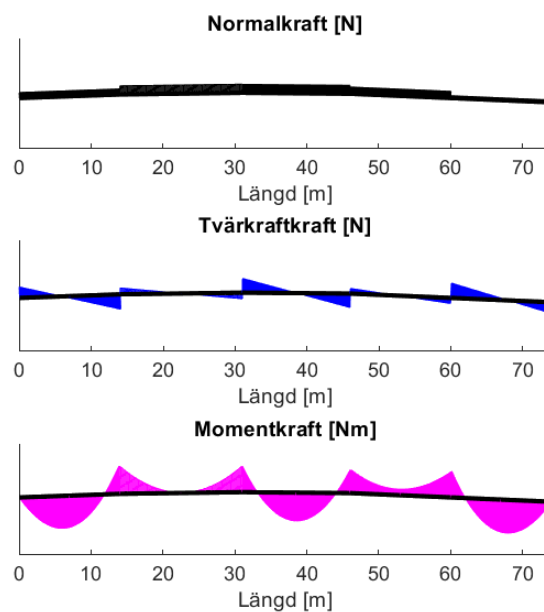
Kontroll av stagspänning, dvs CC-mått och stagets-tvårsnittetsarea: OK
Dimensionerande stagspänning: 729.46 MPa
Krav på maximal stagspänning: 770.00 MPa

Kontroll av stämpkraft, dvs plattarean: OK
Dimensionerande tryckspänning: 2.06 MPa
Dimensionerande hållfastighet: 2.06 MPa

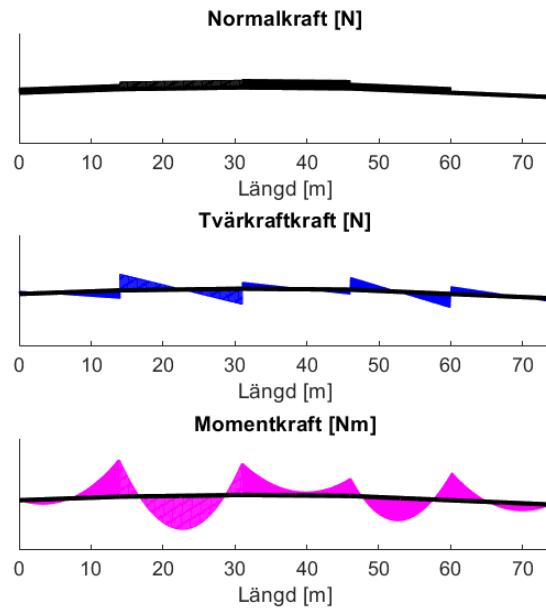
Tvärkraftskapacitet i yz-planet OK
Utnyttjandegrad 27.58 %

Kapacitet för kombinerad böjning och axiell tryckkraft är OK
Utnyttjandegrad av kombinerad böjning och axiell tryckkraft = 61.55 %
Ren momentkapacitet kring x-axeln är OK
Utnyttjandegrad av ren momentkapacitet = 61.55 %

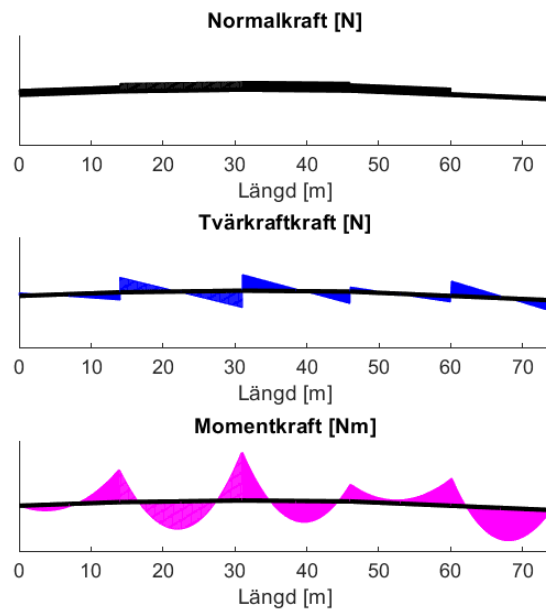
Lastfall 1



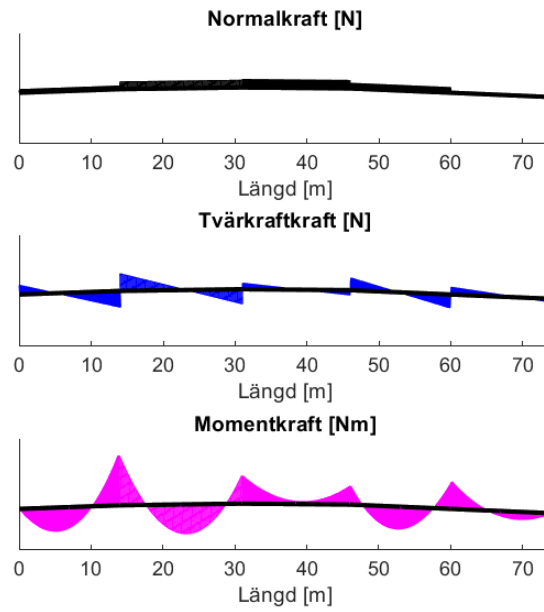
Lastfall 2



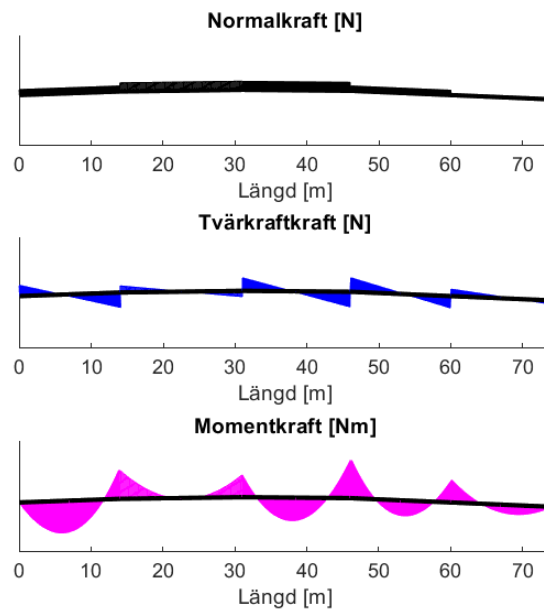
Lastfall 3

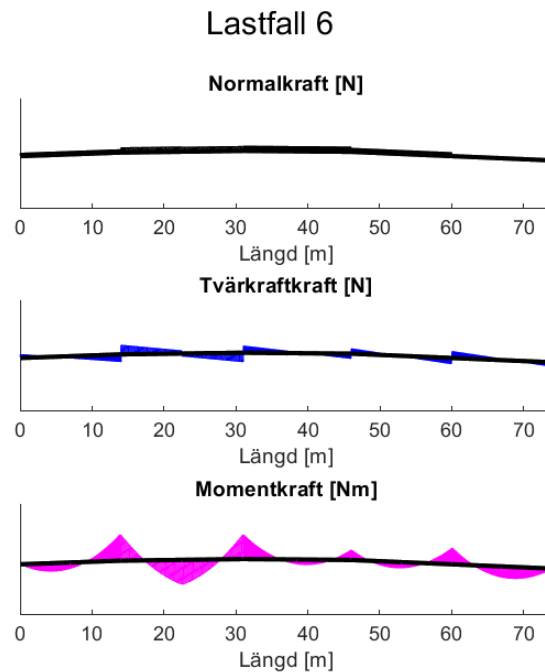


Lastfall 4



Lastfall 5





Beräkning av maximal nedböjning i yz-planet i SLS

```
clc
```

```
%-----
% 1. Ta fram nya lastfall
[eq2,F_load2] = Lastfallsekv(gk,2); % 2 signalerar SLS

%-----
% 2. Beräkna nedböjningen
Nedbojningsekv(IndataG,lspann,eq2,F_load2,1);

Lastfall 1 uppfyller kraven gällande deformationen
Lastfall 2 uppfyller kraven gällande deformationen
Lastfall 3 uppfyller kraven gällande deformationen
Lastfall 4 uppfyller kraven gällande deformationen
Lastfall 5 uppfyller kraven gällande deformationen
Lastfall 6 uppfyller kraven gällande deformationen

Störst deformation per lastfall
Lastfall 1: -30.76 [mm]
Lastfall 2: -18.45 [mm]
Lastfall 3: -16.99 [mm]
Lastfall 4: -19.38 [mm]
Lastfall 5: -22.68 [mm]
```

Lastfall 6: -21.38 [mm]

Nedböjningskravet baserat på kortaste spännvidden = -35.00 [mm]

Beräknar tvärkrafter i bron vid påkörning av ett stöd i ULS

clc

% -----

% 1. Nytt lastfall

[eq3,F_load3] = Lastfallsekv(gk,3);

% -----

% 2. Beräknar snittkrafterna

[~,V_max,M_max,~] = Snittkraftsfunktion(IndataG,lspann,eq3,F_load3,2);

% -----

% 3. Beräkning av spännstagens kapacitet

funktion_stag(IndataG,IndataS);

% -----

% 4. Tvärkraftskapacitet i yz-planet

tvärkraftskapacitet(IndataG,V_max);

% -----

% 5. Momenkapacitet i yz-planet

Momentkapacitet2(IndataG,M_max,N_max);

Stödkrafterna från upplag =

15.94 [kN]

158.39 [kN]

372.35 [kN]

676.41 [kN]

0.00 [kN]

684.83 [kN]

73.96 [kN]

Maximal normalkraft i yz-planet = 32.49 [kN]

Maximal tvärkraft i yz-planet = 385.82 [kN]

Maximal momentkraft i yz-planet = 1572.86 [kNm]

Kontroll av stagspänning, dvs CC-mått och stagets-tvårsnittsarea: OK

Dimensionerande stagspänning: 729.46 MPa

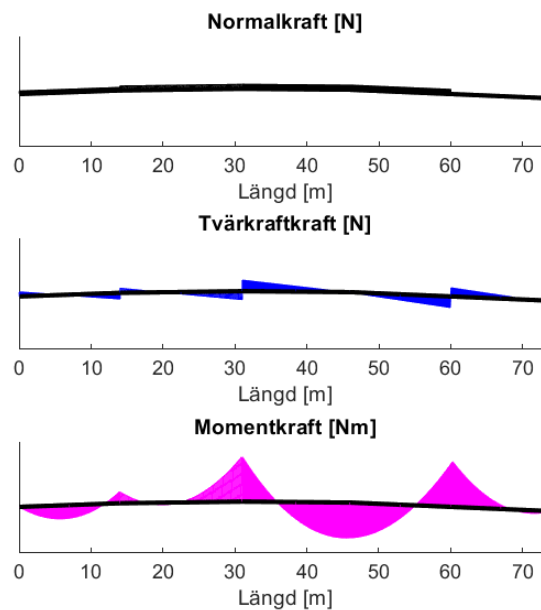
Krav på maximal stagspänning: 770.00 MPa

Kontroll av stämpkraft, dvs plattarean: OK
Dimensionerande tryckspänning: 2.06 MPa
Dimensionerande hållfastighet: 2.06 MPa

Tvårkraftskapacitet i yz-planet OK
Utnyttjandegrad 17.75 %

Kapacitet för kombinerad böjning och axiell tryckkraft är OK
Utnyttjandegrad av kombinerad böjning och axiell tryckkraft = 55.78 %
Ren momentkapacitet kring x-axeln är OK
Utnyttjandegrad av ren momentkapacitet = 55.78 %

Lastfall 1



Dimensionering av pelare

```
clc
```

```
%-----  
% 1. Indata  
l = 7.1; % Pelarens längd  
d = 0.65; % Pelarens diameter  
Ecm = 31e9; % Medel elasticitetsmodul för C25/30  
  
Reaktion5 = -Reaktion(5); % Reaktionskraft i den längsta pelaren  
W = 389.3; % Vindlast [N/m]  
Pb = -0.05 * Reaktion(5); % Friktion mellan pelare och farbana  
% Fem procent av reaktionskraft från handledare
```

```
%-----  
% Beräkning av kapacitet
```

```
pelaretre(1,d,Ecm,Pb,Reaktion5,W);  
Reaktionskraften är mindre än teoretiska knäcklasten  
Momentkapacitet i pelare är OK  
Utnyttjandegraden gällande momentkapacitet = 95.50 %
```

Beräkning av längdutvidgning

```
clc
```

```
Rorelseutvidgning(A,E05,N_max,lT);  
Totala längdutvidningen = 25.70 [mm]
```

Beräkning av vibrationer

```
clc
```

```
Vibrationer(bT,hT,gk,E05,lspann);
```

```
All vertikala egenfrekvensen ej inom kravet,  
Accelerationskontroll krävs!
```

```
Alla horisontella egenfrekvenser inom kravet, OK
```

```
V_acceleration pga en person är inom kravet  
V_acceleration pga en grupp personer är inom kravet  
V_acceleration pga kontinuerlig mängd personer är EJ inom kravet  
V_acceleration pga att en person springer är EJ inom kravet
```

```
H_acceleration pga en person är inom kravet  
H_acceleration pga en grupp personer är inom kravet  
H_acceleration pga kontinuerlig mängd personer är inom kravet
```

C.2 Beräkningsmodell

```

function [Edof,ex,ey,bc,n] = Berakningsmodell(lspann,val_av_bc)
%-----
% Syfte: Ta fram topologimatrix, elementkoordinater samt
%       randvilkor
%-----
% Generell indata
L = lspann; % En vektor med de olika spännvidderna [m]

%-----
% Beräkningsmodell av bron

%-----
% Topologimatrix (Balkelement)
Edof = [ 1  1  2  3  4  5  6;
        2  4  5  6  7  8  9;
        3  7  8  9 10 11 12;
        4 10 11 12 13 14 15;
        5 13 14 15 16 17 18;
        6 16 17 18 19 20 21;
        7 19 20 21 22 23 24;
        8 22 23 24 25 26 27;
        9 25 26 27 28 29 30;
        10 28 29 30 31 32 33];

n = length(Edof(:,1)); % Antal element

%-----
% Nodernas koordinater
ex = [0          L(1)/2; % Element 1
      L(1)/2     L(1);   % Element 2
      L(1)       L(1)+L(2)/2; % Element 3
      L(1)+L(2)/2 L(1)+L(2); % Element 4
      L(1)+L(2)  L(1)+L(2)+L(3)/2; % Element 5
      L(1)+L(2)+L(3)/2 L(1)+L(2)+L(3); % Element 6
      L(1)+L(2)+L(3) L(1)+L(2)+L(3)+L(4)/2; % Element 7
      L(1)+L(2)+L(3)+L(4)/2 L(1)+L(2)+L(3)+L(4); % Element 8
      L(1)+L(2)+L(3)+L(4) L(1)+L(2)+L(3)+L(4)+L(5)/2; % Element 9
      L(1)+L(2)+L(3)+L(4)+L(5)/2 L(1)+L(2)+L(3)+L(4)+L(5)]; % Element 10

ey = [0          0.25; % Element 1
      0.25       0.5;  % Element 2
      0.5        0.615; % Element 3
      0.615      0.73;  % Element 4

```

```
    0.73  0.665;    % Element 5
    0.665  0.6;    % Element 6
    0.6    0.3;    % Element 7
    0.3    0;      % Element 8
    0      -0.3;   % Element 9
    -0.3   -0.6]; % Element 10

%-----
% Randvilkor
if val_av_bc == 1
    bc = [1 0; ...
          2 0; ...
          8 0; ...
          14 0; ...
          20 0; ...
          26 0; ...
          32 0];

% Ledad infäst i södra stödet, därefter antar
% vi att vid varje stöd så är bron förhindrad
% att röra sig i z-led.

elseif val_av_bc == 2
    bc = [1 0; ...
          2 0; ...
          8 0; ...
          14 0; ...
          26 0; ...
          32 0];

% Ledad infäst i södra stödet, därefter antar
% vi att vid varje stöd så är bron förhindrad
% att röra sig i z-led förutom stödet norr om
% perrongen som vi antar är avkort

else
    fprintf('Felaktig input vid val_av_bc')
end

%-----
% Slut på scriptet

end
```

C.3 Egentyngdsfunktion

```

function [gk] = Egentyngdsfunktion(IndataG,IndataS)
%-----
% Syfte: Beräkna egentyngden av bron per meter.

%-----
% Generell indata
bT = IndataG(1);
hT = IndataG(2);

%-----
% Indata spännstag
cc_stag = IndataS(1);
d_stag = IndataS(2);
r_stag = IndataS(3);

%-----
% Materialparametrar
Limtra = 4.2e3; % Egentyngd limträ [N/m3]
Asfalt = 23e3; % Egentyngd Asfaltsbeläggning [N/m3]
Tatskikt = 22e3; % Egentyngd tätskikt [N/m3]
rhoS = 7800; % Egentyngd [kg/m3]
Racken = 0.18e3; % Egentyngd racken [N/m]

%-----
% Omräkning till N/m
G_Limtra = Limtra*bT*hT;
G_Asfalt = 2*((Asfalt*0.05*bT/2) + Asfalt*(bT/2)*0.001/2);
G_Tatskikt = Tatskikt*bT*0.02;
G_Stag = (rhoS*((d_stag^2*pi/4)*(bT+0.4))*9.82)*((1/cc_stag)*r_stag);

% Egentyngden
gk = G_Limtra + G_Asfalt + G_Tatskikt + G_Stag + Racken;

fprintf('Egentyngden = %2.2f [kN/m] \n\n',gk/1000)

end

```

C.4 Beräkning av lastfall i ULS och SLS

```

function [eq,F_load] = Lastfallsekv(gk,typ)
%-----
% Syfte: Beräkning av Lastfall och Lastkombinationer i ULS och SLS
%-----
% Indata: gk = egentyngd från funktion1
%          typ = Väljer vilken typ av lastfall vi vill ha
%              1 ger ULS, 2 ger SLS
%-----
% Karakteristiska laster:
gk = gk;           % Egentyngd           [N/m]
qt = 5*5e3;       % Personlast           [N/m]
qa = 1e3;         % Aerodynamisklast [N/m]
qv = 264e3/74;   % Vindlast             [N/m]

ps = 120e3;       % Servicefordon       [N/m]

% Partialkoefficienter
gamma_g = 1.35;   % Egentyngd
gamma_t = 1.5;    % Trafiklast
gamma_a = 1.5;    % Aerolast
gamma_v = 1.5;    % Vindlast

gamma_s = 1.5;    % Servicefordon

% Nedräkningsfaktorer
psi_g = 1;        % Egentyngd
psi_t = 0.4;      % Trafiklast
psi_a = 0.8;      % Aerolast
psi_v = 0.3;      % Vindlast

psi_s = 0.75;     % Servicefordon

% Lastkombinationer

% ULS
gk_ULS_h = gk*gamma_g; % Huvudlast egentyngd
qt_ULS_h = qt*gamma_t; % Huvudlast trafiklast
qa_ULS_h = qa*gamma_a; % Huvudlast aerolast
qv_ULS_h = qv*gamma_v; % Huvudlast vindlast

ps_ULS_h = ps*gamma_s; % Huvudlast servicefordon

```

```

gk_ULS = gk*gamma_g*psi_g;    % Egentyngd
qt_ULS = qt*gamma_t*psi_t;    % Trafiklast
qa_ULS = qa*gamma_a*psi_a;    % Aerolast
qv_ULS = qv*gamma_v*psi_v;    % Vindlast

ps_ULS = ps*gamma_s*psi_s;    % Servicefordon

% SLS
gk_SLS_h = gk;                % Huvudlast egentyngd
qt_SLS_h = qt;                % Huvudlast trafiklast
qa_SLS_h = qa;                % Huvudlast aerolast
qv_SLS_h = qv;                % Huvudlast vindlast

ps_SLS_h = ps;                % Huvudlast servicefordon

gk_SLS = gk*psi_g;            % Egentyngd
qt_SLS = qt*psi_t;            % Trafiklast
qa_SLS = qa*psi_a;            % Aerolast
qv_SLS = qv*psi_v;            % Vindlast

ps_SLS = ps*psi_s;            % Servicefordon

% Punktlast vektorn
F_load = zeros(33,6);

%-----
% Dimensionerande lastkombinationer

% ULS
Q1_ULS = gk_ULS_h + qv_ULS;
Q2_ULS = qt_ULS_h;
Q3_ULS = qa_ULS;

% SLS
Q1_SLS = gk_SLS_h + qv_SLS;
Q2_SLS = qt_SLS_h;
Q3_SLS = qa_SLS;

%-----
% Dimensionerande lastfall ULS

% Utbreddlast
eq1_ULS = [0    -Q1_ULS-Q2_ULS;

```

```
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls];

eq2_uls = [0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls];

eq3_uls = [0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls];

eq4_uls = [0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls-Q3_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls;
0    -Q1_uls];

eq5_uls = [0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls-Q2_uls;
0    -Q1_uls+Q3_uls;
```

```
0    -Q1_ULS+Q3_ULS;
0    -Q1_ULS-Q2_ULS-Q3_ULS;
0    -Q1_ULS-Q2_ULS-Q3_ULS;
0    -Q1_ULS-Q2_ULS;
0    -Q1_ULS-Q2_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS];

eq6_ULS = [0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS;
0    -Q1_ULS];
```

```
%-----
% Dimensionerande lastfall SLS
```

```
% Utbreddlast
```

```
eq1_SLS = [0    0-Q2_SLS;
0    0-Q2_SLS;
0    0+Q3_SLS;
0    0+Q3_SLS;
0    0-Q2_SLS-Q3_SLS;
0    0-Q2_SLS-Q3_SLS;
0    0;
0    0;
0    0-Q2_SLS;
0    0-Q2_SLS];
```

```
eq2_SLS = [0    0;
0    0;
0    0-Q2_SLS-Q3_SLS;
0    0-Q2_SLS-Q3_SLS;
0    0+Q3_SLS;
0    0+Q3_SLS;
0    0-Q2_SLS;
0    0-Q2_SLS;
0    0;
0    0];
```

```
eq3_SLS = [0 0;  
           0 0;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0;  
           0 0;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0-Q2_SLS];
```

```
eq4_SLS = [0 0-Q2_SLS;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0+Q3_SLS;  
           0 0+Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0;  
           0 0];
```

```
eq5_SLS = [0 0-Q2_SLS;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0+Q3_SLS;  
           0 0+Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS-Q3_SLS;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0-Q2_SLS;  
           0 0;  
           0 0];
```

```
eq6_SLS = [0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS;  
           0 -Q1_SLS];
```

```
eq7_SLS = [0 0;  
           0 0];
```

```
    0    0;
    0    0;
    0    0;
    0    0;
    0    0;
    0    0;
    0    0;
    0    0];

%-----
% Kombinerar till en lasfallsfil
eq = zeros(10,12);

if typ == 1
    eq(:,1:2) = eq1_uls;
    eq(:,3:4) = eq2_uls;
    eq(:,5:6) = eq3_uls;
    eq(:,7:8) = eq4_uls;
    eq(:,9:10) = eq5_uls;
    eq(:,11:12) = eq6_uls;

    F_load(11,6) = -ps_uls_h;

elseif typ == 2

    eq = zeros(10,14);
    F_load = zeros(33,7);

    eq(:,1:2) = eq1_sls;
    eq(:,3:4) = eq2_sls;
    eq(:,5:6) = eq3_sls;
    eq(:,7:8) = eq4_sls;
    eq(:,9:10) = eq5_sls;
    eq(:,11:12) = eq6_sls;
    eq(:,13:14) = eq7_sls;

    F_load(11,7) = -ps_sls_h;

elseif typ == 3

    eq = [0    -Q1_uls;
          0    -Q1_uls;
          0    -Q1_uls;
          0    -Q1_uls;
          0    -Q1_uls;
```

```
    0   -Q1_ULS;  
    0   -Q1_ULS;  
    0   -Q1_ULS;  
    0   -Q1_ULS;  
    0   -Q1_ULS];  
  
else  
    fprintf('Felaktig input av klass: typ')  
end  
  
end
```

C.5 Beräkning av snittkrafter i yz-planet

```

function [N_max,V_max,M_max,MaxReaktion] =
Snittkraftsfunktion(IndataG,lspann,eq,F_load,val_av_bc)
%-----
% Syfte: Beräkning av stöderaktioner samt snittkrafter i yz-planet
%
%-----
% Generell indata
A      = IndataG(3);
I      = IndataG(4);

E05    = IndataG(6);

ep = [E05 A I];
%-----
% Hämtar beräkningsmodellen
[Edof,ex,ey,bc,n] = Berakningsmodell(lspann,val_av_bc);

%-----
% Beräkning av reaktionskrafterna

Reaktion = zeros(6,7);
Maximala_snittkrafter = zeros(6,3);

% Börjar med att loopa våra olika lastfall. (Hämtade från lastfallsekv.)
for i = 1 : (length(eq(1,:))/2)
    K = zeros(33);
    F = zeros(33,1);

    Eq = eq(:,((2*i-1):(2*i)));
    F(11,1) = F_load(11,i);

%-----
% Beräknar den globala styvhetsmatrisen K och globala lastvektorn F

    for j = 1:n
        [Ke,fe]=beam2e(ex(j,:),ey(j,:),ep,Eq(j,:));
        [K,F]=assem(Edof(j,:),K,Ke,F,fe);
    end

%-----
% Löser systemet och får ut reaktionskrafterna för varje lastfall
[Acal,Fcal] = solveq(K,F,bc);

```

```
%-----  
% Bestämmer dimensionerande reaktionskrafter  
Reaktion(i,:) = ([Fcal(1);  
                 Fcal(2);  
                 Fcal(8);  
                 Fcal(14);  
                 Fcal(20);  
                 Fcal(26);  
                 Fcal(32)]);  
  
%-----  
% Beräkning av nodernas förflytning  
[ed]=extract(Edof,Acal);  
  
%-----  
% Beräkning av snittkrafter  
  
for j = 1:n  
    [es(:,3*j-2:3*j)] = beam2s(ex(j,:),ey(j,:),ep,ed(j,:),Eq(j,:),50);  
end  
  
%-----  
% Snittkrafter  
N_value = zeros(n,1);  
V_value = zeros(n,1);  
M_value = zeros(n,1);  
  
for j = 1:n  
    N_value(j,1) = max([abs(es(:,3*j-2))]);  
    V_value(j,1) = max([abs(es(:,3*j-1))]);  
    M_value(j,1) = max([abs(es(:,3*j))]);  
end  
  
%-----  
% Bestämmer maximala snittkrafter för våra olika lastfall  
  
Maximala_snittkrafter(i,:) = [max(N_value);  
                              max(V_value);  
                              max(M_value)];  
  
%-----  
% % Plottar snittkraftsdigram för varje lastfall.  
figure(i);  
sgtitle(['Lastfall ',int2str(i)]);  
grid on
```

```
for j = 1:n

    subplot(3,1,1);
    sfac = 2e-5;
    title('Normalkraft [N]');
    xlabel('Längd [m]');
    eldia2(ex(j,:),ey(j,:),es(:,3*j-2),[1 1],sfac);

    subplot(3,1,2);
    sfac = 4e-6;
    title('Tvärkraftkraft [N]');
    xlabel('Längd [m]');
    eldia2(ex(j,:),ey(j,:),es(:,3*j-1),[2 1],sfac);

    subplot(3,1,3);
    sfac = 4e-6;
    title('Momentkraft [Nm]');
    xlabel('Längd [m]');
    eldia2(ex(j,:),ey(j,:),es(:,3*j),[3 1],sfac);

end

%-----
% Slut på loopen för beräkningarna baserat på våra lastfall

end

%-----
% Maximala Reaktionskrafter
MaxReaktion= zeros(1,7);

for i = 1:length(Reaktion(1,:))
    MaxReaktion(i) = max(Reaktion(:,i));
end

%-----
% Redovisar data mha "fprintf"

% Maximala Stödkrafter.
fprintf(['Stödkrafterna från upplag = \n ' ...
        '%1.2f [kN] \n ' ...
        '%1.2f [kN] \n ' ...
        '%1.2f [kN] \n ' ...
        '%1.2f [kN] \n ' ...
        '%1.2f [kN] \n ' ...
```

```
'%1.2f [kN] \n ' ...  
'%1.2f [kN] \n \n'], MaxReaktion/1000);  
  
% Maximala Normalkraft  
N_max = max(Maximala_snittkrafter(:,1));  
fprintf('Maximal normalkraft i yz-planet = %2.2f [kN] \n',N_max/1000)  
  
% Maximal Tvärkraft  
V_max = max(Maximala_snittkrafter(:,2));  
fprintf('Maximal tvärkraft i yz-planet = %2.2f [kN] \n',V_max/1000)  
  
% Maximal Momentkraft  
M_max = max(Maximala_snittkrafter(:,3));  
fprintf('Maximal momentkraft i yz-planet = %2.2f [kNm] \n\n',M_max/1000)  
  
end
```

C.6 Beräkning och kontroll av spännstagens kapacitet

```

function [tau_stag, sigma_stag, sigma_c_90_d] = funktion_stag(IndataG,IndataS)
%-----
% Syfte: Beräkna och kontrollera spännstagens kapacitet med avseende på
%        ståltagen och mällanläggsplattor
%
%-----
% Generell- och spännstags indata
hT          = IndataG(2);

cc_stag     = IndataS(1);      % [m] Centrumavstånd mellan stag
d_stag      = IndataS(2);      % [m] Diameter på stag
rader_stag  = IndataS(3);      % [m] Antal rader med stag
h_platta    = IndataS(4);      % [m] Höjd på tryckplatta
b_platta    = IndataS(5);      % [m] Bredd på tryckplatta

%-----
% Stål- och stagparametrar

fu_stag     = 1100e6;          % [pa] Antagen stålqualität på staget

% Träparametrar

f_c_90_k_gl = 3.3e6;          % [Pa] Hållfasthet för GL32K (BK 1 s.T31)
sigma_p_min = 0.35e6;          % [Pa] Minsta tryckspänning efter
                                % långtidsförluster (SS-EN 1995-2:2004)

my_d        = 0.4;            % [-] Hyvlat mot hyvlat, vinkelrätt fibrer,
                                % (SS-EN 1995-2:2004)

k_c_90      = 1.3;            % [-] (SS-EN 1995-2:2004)
k_mod       = 0.6;            % [-] Klimatklass 2 & permanent (BK 1 s.T35)

gamma_M     = 1.25;           % [-](BK 1 s.T32)

%-----
%Ekvationer och beräkningar

%Ekvationer för kontroll av stagspänning

```

C. MATLAB

```
sigma_p_inst = 1e6;          % [Pa] Föreskriven spänning i stag vid installation
                              % (SS-EN 1995-2:2004)

N_totstag    = cc_stag*hT*sigma_p_inst; % [N] Kraften i samtliga stag-rader
N_stag       = N_totstag/rader_stag;    % [N] Kraft per stag, dvs n lager

A_stag       = pi*(d_stag^2)/4;         % [m2] Tvärsnittsarea per stag
sigma_stag   = N_stag/A_stag;          % [Pa] Erfordrig spänning per stag

tau_stag     = my_d*sigma_p_min*hT;     % [N] Skjuvkraft pga friktion

%Ekvationer för kontroll av plattarea

b_ef         = b_platta+min([2*30e-3,b_platta]); % [m] Effektiv bredd
                                                    % (BK 2 s.T63)

h_ef         = h_platta;                 % [m]
                                                    % (BK 2 s.T63)

a_ef         = b_ef*h_ef;               % [m2] Effektiv area
                                                    % (BK 2 s.T63)

sigma_c_90_d = N_stag/a_ef;             % [pa] Dimensionerande
                                                    % tryckspänning

f_c_90_d     = k_mod*f_c_90_k_gl/gamma_M; % [pa] (BK 1 s.T32)

%-----
%Kontroll av stagspänning, dvs erfodligt cc-mått och tvärsnittsarea

if (sigma_stag < 0.7*fu_stag)           % (Timber Brigdes s.9-34)

    fprintf(['Kontroll av stagspänning, dvs CC-mått ' ...
            'och stagets-tvärsnittsarea: OK\n']);
    fprintf(['Dimensionerande stagspänning: ' ...
            '%2.2f MPa\n'],sigma_stag/1e6);
    fprintf(['Krav på maximal stagspänning: ' ...
            '%2.2f MPa\n\n'],0.7*fu_stag/1e6);

elseif (sigma_stag > 0.7*fu_stag)

    fprintf(2,['Kontroll av stagspänning, dvs CC-mått ' ...
            'och stagets-tvärsnittsarea: EJ OK\n']);
    fprintf(['Dimensionerande stagspänning: ' ...
            '%2.2f MPa \n'],sigma_stag/1e6);
    fprintf(['Krav på maximal stagspänning: ' ...
```

```
    '%2.2f MPa \n\n'],0.7*fu_stag/1e6);

end

%-----
%Kontroll av stämpkraft, dvs erforderlig plattarea

if (sigma_c_90_d < k_c_90*f_c_90_d)          %(BK 2 s.T63)

    fprintf('Kontroll av stämpkraft, dvs plattarean: OK\n');
    fprintf(['Dimentionerande tryckspänning: ' ...
            '%2.2f MPa\n'],sigma_c_90_d/1000000);
    fprintf(['Dimentionernade hållfastighet: ' ...
            '%2.2f MPa\n\n'],k_c_90*f_c_90_d/1e6);

elseif (sigma_c_90_d > k_c_90*f_c_90_d)      %(BK 2 s.T63)

    fprintf(2,'Kontroll av stämpkraft, dvs plattarean: EJ OK\n');
    fprintf(['Dimentionerande tryckspänning: ' ...
            '%2.2f MPa\n'],sigma_c_90_d/1000000);
    fprintf(['Dimentionernade hållfastighet: ' ...
            '%2.2f MPa\n\n'],k_c_90*f_c_90_d/1e6);

end

end
```

C.7 Beräkning av tvärkraftskapacitet i yz-planet

```

function [] = tvarkraftskapacitet(IndataG,Ved)
%-----
% Syfte: Beräkna och kontrollera tvärkraftskapaciteten i yz-planet
%
%-----
% Generell Indata
bT = IndataG(1);
hT = IndataG(2);

%-----
% Indata GL32K

kcr = 0.67; % Rekorderat värde (BK 1 s.T56)
fvk = 3.8e6; % Hållfasthet med avseende på skjuvning
           % för GL32K (BK 1 s.T31)
gamma = 1.25; % Partialkoefficient för limträ
           % (BK 1 s.T32)
kmod = 0.6; % Antar permanent lastvaraktighet
           % klimatklass 2 (BK 1 s.T35)

kh = min((600/hT*1000).^0.1,1.1); % Omräkningsfaktor (BK 1 ekv.T2-15)

%-----
% Beräkning av tvärkraftskapacitet

bef = kcr * bT; % Effektiv bredd (BK 1 ekv.T4-9)

if hT<=0.600
    fvd = kmod * kh * (fvk/gamma); % Dimensionerande skjuvkapacitet med
           % omräkningsfaktor (BK 1 ekv. T2-12)
else
    fvd = kmod * (fvk/gamma); % Dimensionerande skjuvkapacitet med
           % omräkningsfaktor (BK 1 ekv. T2-12)
end

VRd = (2/3) * bef * hT * fvd; % Tvärkraftskapacitet (BK 1 ekv.T4-4,
           % ekv.T4-7 och ekv T4-8)
Utnyttjandegrad = Ved/VRd*100; % Utnyttjandegrad [%]

%----- Jämför VEd och VRd -----

if Ved <= VRd % Kontrollerar att tvärkraften
           % är mindre än tvärkraftskapacitet

```

```
        disp('Tvärkraftskapacitet i yz-planet OK')
    else
        disp('Tvärkraftskapacitet i yz-planet EJ OK')
    end

    fprintf('Utnyttjandegrad %1.2f %% \n\n',Utnyttjandegrad)

end
```

C.8 Beräkning av momentkapaciteten i yz-planet

```

function [] = Momentkapacitet2(IndataG,M_max,N_max)
%-----
% Syfte: Beräkna och kontrollera momentkapaciteten av modellen i
%        yz-planet inkl. kombinerade böjning och axiell tryckkraft
%-----
% Output: Momentkapacitet i %
%
% Input: b      = bredd på brobannan
%        h      = Konstruktionshöjden på limträbalkarna
%        M_max  = Dimensionerade maxmoment
%
%-----
% Indata för GL32k
fmk  = 32e6; % Böjning parallellt fibrerna
ftk  = 22.5e6; % Dragning parallellt fibrerna
fck  = 29e6; % Tryck parallellt fibrerna
gamma = 1.25; % Partiallkoeficient för limträ
kmod = 0.6; % Antar permanent lastvaraktighet klimatklass 2

%-----
% Generell indata
hT = IndataG(2);
A  = IndataG(3);
I  = IndataG(4);
z  = hT/2; % Neutrallager (BK 2 s.T58)

N_till = 0;
N_tot  = N_max + N_till;
%-----
% Kontroll av kh
% Kh ökar hållfastheten vid låga konstruktionshöjder (BK 1 ekv.T2-14)

if hT < 0.6
    kh = min([(0.6/hT)^0.1, 1.1]);
else
    kh = 1;
end

%-----
% Hållfasthetsberäkningar
fmd = fmk*kmod*kh/gamma; % Dimensionerande hållfasthet böjning
%        parallellt med fibrer (BK 1 ekv.T2-12)

```

```
fcd = fck*kmod/gamma;    % Dimensionerande hållfasthet tryck
                          % parallellt med fibrer (BK 1 ekvT2-12)
```

```
%-----
% Spänningsberäkningar
```

```
sigma_M = (M_max/I)*z; % Spänning pga moment
sigma_N = (N_tot/A);   % Spänning pga normalkraft
```

```
%-----
% Kontroll av kombinerad böjning och axiell tryckkraft (BK 2 ekv.T5-7)
```

```
Kontroll = (sigma_N/fcd)^2 + (sigma_M/fmd);
```

```
if Kontroll <= 1
    fprintf(['Kapacitet för kombinerad böjning och axiell ' ...
            'tryckkraft är OK \n'])
```

```
else
    fprintf(['Kapacitet för kombinerad böjning och axiell ' ...
            'tryckkraft är EJ OK \n'])
```

```
end
fprintf(['Uttnytjandegrad av kombinerad böjning och ' ...
        'axiell tryckkraft = %1.2f %% \n'],(Kontroll/1)*100)
```

```
%-----
% Beräkning av kapacitet (Förenklad modell)
```

```
W_x = I/z;    % Elastiska böjmotståndet runt x-axeln
```

```
McR = W_x*fmd;    % Sprickmomentet (BK 1 ekv.T3-14)
```

```
%-----
% Kontroll av kapacitet (BK 1 T3-13)
```

```
if McR > M_max %BK T3-13
    fprintf('Ren momentkapacitet kring x-axeln är OK \n')
```

```
else
    fprintf('Ren momentkapacitet kring x-axeln är ej OK \n')
```

```
end
fprintf('Uttnytjandegrad av ren momentkapacitet = %1.2f %%' ...
        '\n', (M_max/McR)*100)
```

```
end
```

C.9 Beräkning av nedböjning i SLS

```

function [wtot,winst,wdef] = Nedbojningsekv
    (IndataG,lspann,eq,F_load,val_av_bc)
%-----
% Syfte: Beräkning av maximal nedböjning per lastfall i SLS
%-----
% Generell indata
A      = IndataG(3);    % [m^2] Area på tvärsnittet
I      = IndataG(4);    % [m^4] Tröghetsmoment
Emean  = IndataG(5);    % [Pa] Elastisitetens-modul

ep = [Emean A I];
%-----
% Hämtar beräkningsmodellen
[Edof,ex,ey,bc,n] = Berakningsmodell(lspann,val_av_bc);
%-----
% Skapar en tom styvhetsmatris och lastvektor
K = zeros(33);
F = zeros(33,1);
%-----
% Loopar våra lastfall
for i = 1:length(eq(1,:))/2

    Eq = eq(:,((2*i-1):(2*i)));
    F(11,1) = F_load(11,i);
%-----
% Beräknar den globala styvhetsmatrisen samt lastvektor
for j = 1:n
    [Ke,fe] = beam2e(ex(j,:),ey(j,:),ep,Eq(j,:));
    [K,F]   = assem(Edof(j,:),K,Ke,F,fe);
end
%-----
% Löser ekvationssystemet och tar ut elementkrafterna
[Acal] = solveq(K,F,bc);
[Ed]   = extract(Edof,Acal);
%-----
% Beräknar snittkrafterna och får ut nodförflytningarna
for j = 1:n

```

```

    [~,edi(:,2*j-1:2*j),~] = beam2s(ex(j,:),ey(j,:),ep,Ed(j,:),eq,10);
end

% Skapar en matris med alla nodförflytningar för alla lastfall
Momentan_defomration(10*i-9:10*i,:) = edi;

%-----
% Avslutar loopen
end

%-----
% Beräknar långtidsdeformationen per lastfall

kdef = 0.8; % Ges av tabell i bärande konstruktioner del 1
psi2 = 0;

L_def1 = Momentan_defomration(1:10,:) * (1+psi2*kdef);
L_def2 = Momentan_defomration(11:20,:) * (1+psi2*kdef);
L_def3 = Momentan_defomration(21:30,:) * (1+psi2*kdef);
L_def4 = Momentan_defomration(31:40,:) * (1+psi2*kdef);
L_def5 = Momentan_defomration(41:50,:) * (1+psi2*kdef);
L_def6 = Momentan_defomration(51:60,:) * (1+kdef);
L_def7 = Momentan_defomration(61:70,:) * (1+psi2*kdef);

%-----
% Beräknar maximal deformation
w_min = [min(min(L_def6+L_def1));
         min(min(L_def6+L_def2));
         min(min(L_def6+L_def3));
         min(min(L_def6+L_def4));
         min(min(L_def6+L_def5));
         min(min(L_def6+L_def7))];

%-----
% Kontrollerar krav på nedböjning

Krav_w = -min(lspan)/400; % Från Trafikverket

for i = 1:6
    if Krav_w >= w_min(i,:)
        fprintf(['Lastfall %1.0f uppfyller inte kraven ' ...
                'gällande deformationen \n'],i)
    else
        fprintf(['Lastfall %1.0f uppfyller kraven ' ...
                'gällande deformationen \n'],i)
    end
end

```

end

%-----

% Redovisar data

fprintf(['\n Störst deformation per lastfall \n ' ...

'Lastfall 1: %1.2f [mm] \n ' ...

'Lastfall 2: %1.2f [mm] \n ' ...

'Lastfall 3: %1.2f [mm] \n ' ...

'Lastfall 4: %1.2f [mm] \n ' ...

'Lastfall 5: %1.2f [mm] \n ' ...

'Lastfall 6: %1.2f [mm] \n '], w_min*1000);

fprintf(['\n Nedböjningskravet baserat på ' ...

'kortaste spännvidden = %1.2f [mm] \n'], Krav_w*1000)

end

C.10 Dimensionering av pelare

```

function [darmering]=pelaretre(1,d,Ecm,Pb,NEd,W)
%-----
% Syfte: Funktionen kontrollerar pelarens kapacitet
%-----
% l   = betongpelarens längd
% d   = Dimatern på betongpelarens tvärsnitt
% Ecm = E-modul betong C25/30
% Ned = reaktionskraften från farbanan
% Pb  = bromslasten från servicefordon
% W   = vindlast per meter

%-----
% Indata betong C25/30
gamma = 1.2;           % Partialkoefficient lasteffekt av betong (BK 1 s.B44)
Ecd = Ecm/gamma;      % Dimensionerande värdet för E-modul (BK 1 ekv.B2-15)

%-----
% Indata armering B500B
fyk = 500e6;          % Karakteristisk flytgräns för
                        armeringsklass B500B (BK 1 s.B59)
gamma = 1.15;         % Partitialkoefficient för armeringsstål (BK 1 s.B59)
fyd = fyk/gamma;      % Dimensionerade flytgräns (BK 1 ekv.B2-25)

%-----
% Tröghetsmoment
Iy = (pi*(d/2)^4)/4;  % Tröghetsmoment för en cylinderformad pelare
Iz = Iy;              % Samma i y-led och z-led

%-----
% Knäcklast
Ncr = (pi^2*Ecd*Iy)/(4*(l^2)); % Enligt Eulers tredje knäckfall

%-----
% Kontroll av knäcklast. Är knäcklasten större än den
  teoretiska maximala knäcklasten knäcker pelaren.

if abs(NEd) < abs(Ncr)
    fprintf('Reaktionskraften är mindre än teoretiska knäcklasten \n')
elseif abs(NEd) > abs(Ncr)
    fprintf('Reaktionskraften är större än den teoretiska knäcklasten \n')
end

```

```
%-----  
% Största moment  
x=linspace(0,1,10);  
  
% Frilagd balk snittat och fått in momentekvation.  
Hittar största moment längs med pelaren.  
M=(Pb*l) - (W*l^2/2) + ((W*l-Pb).*x) - (W.*x.^2./2);  
  
Mdim=max(abs(M)); %Tar fram största momentet  
  
%-----  
% Första ordningens moment  
m = 1; % Antal konstruktionsdelar  
theta = 0.005 ; % Rekomenderat värde (BK 2 s.B351)  
  
am = sqrt(0.5*(1+1/m)); % Reduktionsfaktor för samverkande  
konstruktionsdelar (BK 2 s.B351)  
  
if 2/sqrt(1) > 2/3 && 2/sqrt(1) < 1 % Reduktionsfaktor snedställning  
(BK 2 s.B351)  
    ah=2/sqrt(1);  
elseif 2/sqrt(1) < 2/3  
    ah=2/3;  
elseif 2/sqrt(1) > 1  
    ah=1;  
end  
  
thetai = theta*ah*am; % Initiallutning (BK 2 ekv.B11-3)  
ez = max([d/30 0.02]);  
ei = thetai*l/2; % Excentricitet (BK 2 ekv.B11-6)  
  
M0Ed = NEd*(ez+ei)+Mdim; % Första ordningens moment (BK 2 ekv.B11-8)  
  
%-----  
% Andra ordningens moment  
beta = 0.82; % Faktor beroende av krökningsfördelningen  
(BK 2 ekv.B11-16)  
  
Nb = Ncr;  
MEd = (1+(beta/(Nb/NEd-1)))*M0Ed; % Andra ordningens moment  
(BK 2 ekv.B11-8)  
  
%-----  
% Momentkapacitet  
t = 0.04+0.01; %täckskikt
```

C. MATLAB

```
r      = d-0.05; %r-d3 kommer från geometri i
d1     = d-t;
d2     = d/2+r/2;
dtot   = (1*d1+2*d2)/2;      % Dragarmeringens tyngdpunkt
n      = 3;                  % Antal dragna armeringsstänger
As     = 0.02^2*pi/4;

Mrd    = fyd*As*n*0.9*dtot;  % Uppskattning av armeringsmängd
                                (BK 1 ekv.B4-15)

if Mrd > MEd
    fprintf('Momentkapacitet i pelare är OK \n')
else
    fprintf('Momentkapacitet i pelare är EJ OK \n')
end
fprintf(['Utnyttjandegraden gällande ' ...
        'momentkapacitet = %1.2f %% \n'],(MEd/Mrd)*100) % Beräknar
                                                    utnyttjandegrad

end
```

C.11 Beräkning av rörelseutvidgningen i yz-planet

```

function []=Rorelseutvidgning(A,E,Fnx,Lutvid)
%-----
% Syfte: Funktionen ger ut längdutvidningen map fukt, värme
%       och normalkraft längs med fibrerna
%
%-----
% A      = Tvärsnittets area.
% E      = Matrialets E-modul längs med fibrerna
% Fnx    = Normalkraften längs med fibrerna
% Lutvid = Totala längden på bron
% Output ger längdutvidgningen
%-----
a1 = 5.*10^-6;      %Längdutvidningskoefficienten längs fibrerna.
                    % Från standard (SS-EN 1991-1-5, 2003)
Tmin = (-33);      % Från standard (SS-EN 1991-1-5, 2003)
                    % tabell 2a
Tmax = 36          % Från standard (SS-EN 1991-1-5, 2003)
                    % tabell 2a

Nx=Fnx;
sigmaNx  = Nx./A;  % Spänningsfördelningen över tvärsnitt
                    % (BK 1 ekv. T3-1)
epsilonNx = sigmaNx./E; % Töjning över tvärsnitt (BK 1 ekv.T2-4)
DLtemp = a1.*Lutvid.*(Tmax-Tmin); % Längdutvidgning med avseende på
                    % temperaturdifferenser
DLNx = epsilonNx.*Lutvid; % Längdutvidgningen med avseende
                    % på spänningen
DL  = DLtemp+DLNx; % DL är den totala längdutvidgning

fprintf('Totala längdutvidnigen = %1.2f [mm]',DL*1000)

end

```

C.12 Beräkning av egenfrekvenser och kontroll av komfortkrav

```

function [] = Vibrationer(b,h,gk,E,lspan)
%-----
% Syfte: Beräkna brons egenfrekvenser och kontrollera komfortkraven
%
%-----
%h=höjd på limträbalkarna
%b=bredden på bron
%gk=egentyngd
%E=E-modul
%lspan=spännvidd

% Baserat på SS-EN 1995-2:2004
%-----
Iy=b*h^3/12;           % Yttröghetsmoment i vertikalled
Iz=h*b^3/12;           % Yttröghetsmoment i horisontalled
m=gk/9.82;             % Massa per längdenhet
M=m.*lspan;           % Massa per spann

Xi=0.015;              % Dämpningsfaktor med mekaniska förband
                      % (SS-EN 1995-2, 2004)

A = b.*lspan;          % Area per spann
n1 = 13;               % En grupp personer (SS-EN 1995-2, 2004)
n2 = 0.6.*A;          % Ström av personer på bron (SS-EN 1995-2, 2004)

%-----
krav_a = 0.7;          % Krav för accelration (SS-EN 1995-2, 2004)

%-----
% Vertikala egenfrekvenser
f_v = pi./(2.*lspan.^2).*sqrt(E.*Iy/m); % Egenfrekvens vertikalled
                      % (Pousette, 2008)
if f_v > 5              %Krav för egenfrekvenser
                      % (SS-EN 1995-2, 2004)
fprintf('Alla vertikala egenfrekvenser inom kravet, OK \n\n')
else
fprintf(['Alla vertikala egenfrekvenser ej inom kravet, ' ...
        'Accelerations kontroll krävs \n\n'])
end

```

```

%-----
% Horisontella egenfrekvenser
f_h = pi./(2.*lspann.^2).*sqrt(E.*Iz/m); % Egenfrekvens horisontalled
                                         (Pousette, 2008)
if f_h > 5                               % Villkoret för acceptabla
                                         egenfrekvenser
                                         (SS-EN 1995-2, 2004)
    fprintf('Alla horisontella egenfrekvenser inom kravet, OK \n\n')
else
    fprintf(['Alla horisontella egenfrekvensen ej inom kravet, ' ...
            'Accelerations kontroll krävs \n\n'])
end

```

Kontrolla av acceleration i vertikal led

```

%-----
% Beräkning av acceleration när en person passerar (SS-EN 1995-2, 2004)
for i = 1:length(lspann)

    if f_v(i) <= 2.5
        a_v1(i) = 200/(M(i)*Xi);
    elseif (2.5 < f_v(i)) && (f_v(i) <= 5)
        a_v1(i) = 100/(M(i)*Xi);
    else
        a_v1(i) = 0;
    end

end

% Kontroll acceleration av en person passerar
if (a_v1 < krav_a)
    fprintf('V_acceleration pga en person är inom kravet \n')
else
    fprintf('V_acceleration pga en person är EJ inom kravet \n')
end

%-----
% Beräkning av acceleration pga flera personer passerar (SS-EN 1995-2, 2004)
for i = 1:length(lspann)

    if f_v(i) <= 1
        k_v(i) = 0.33;
    elseif (1 < f_v(i)) && (f_v(i) <= 1.5)

```

```
        k_v(i) = 1.34.*f_v(i)-1.01;
elseif (1.5 < f_v(i)) && (f_v(i) <= 2.5)
    k_v(i) = 1;
else
    k_v(i) = 2 - 0.4.*f_v(i);
end

a_vn1(i) = 0.23*a_v1(i)*n1*k_v(i);
a_vn2(i) = 0.23*a_v1(i)*n2(i)*k_v(i);

end

% Kontroll av acceleration pga flera personer passerar (SS-EN 1995-2, 2004)
if (a_vn1 < krav_a)
    fprintf('V_acceleration pga en grupp personer är inom kravet \n')
else
    fprintf('V_acceleration pga en grupp personer är EJ inom kravet \n')
end

if (a_vn2 < krav_a)
    fprintf(['V_acceleration pga kontinuerlig ' ...
            'mängd personer är inom kravet \n'])
else
    fprintf(['V_acceleration pga kontinuerlig ' ...
            'mängd personer är EJ inom kravet \n'])
end

end

%-----
% % Acceleration av en person som springer (SS-EN 1995-2, 2004)
for i = 1:length(lspan)

    if (2.5 < f_v(i)) && (f_v(i) <= 3.5)
        a_v11(i) = 600/(M(i)*Xi);
    else
        a_v11(i) = 0;
    end

end

end

if a_v11 < krav_a
    fprintf(['V_acceleration pga att en ' ...
            'person springer är inom kravet \n\n'])
else
    fprintf(['V_acceleration pga att en ' ...
            'person springer är EJ inom kravet \n\n'])
end

end
```

```
%-----  
% Kontroll av acceleration i horisontal led  
  
%-----  
% Beräkning av acceleration när en person passerar (SS-EN 1995-2, 2004)  
for i =1:length(lspann)  
  
    if (0.5 <= f_h(i)) && (f_h(i) <= 2.5)  
        a_h1(i) = 50/(M(i)*Xi);  
    else  
        a_h1(i) = 0;  
    end  
  
end  
  
% Kontroll acceleration av en person passerar  
if (a_h1 < krav_a)  
    fprintf('H_acceleration pga en person är inom kravet \n')  
else  
    fprintf('H_acceleration pga en person är EJ inom kravet \n')  
end  
  
%-----  
% Beräkning av acceleration pga flera personer passerar (SS-EN 1995-2, 2004)  
for i =1:length(lspann)  
  
    if f_h(i) <= 1.25  
        kh(i) = 1;  
    elseif f_h(i) <= 2.5  
        kh(i) = -0.8 * f_h(i) + 2;  
    else  
        kh(i) = 0;  
    end  
  
    a_hn1(i) = 0.18*a_h1(i)*n1*k_v(i);  
    a_hn2(i) = 0.18*a_h1(i)*n2(i)*k_v(i);  
  
end  
  
% Kontroll av acceleration pga flera personer passerar (SS-EN 1995-2, 2004)  
if (a_hn1 < krav_a)  
    fprintf('H_acceleration pga en grupp personer är inom kravet \n')  
else  
    fprintf('H_acceleration pga en grupp personer är EJ inom kravet \n')  
end  
end
```

```
if (a_hn2 < krav_a)
    fprintf(['H_acceleration pga kontinuerlig ' ...
            'mängd personer är inom kravet \n'])
else
    fprintf(['H_acceleration pga kontinuerlig ' ...
            'mängd personer är EJ inom kravet \n'])
end
end
```

C.13 Vindlastberäkningar

Vindlast på brobana enligt (SS-EN 1991-1-4:2005)

Indata

$$h = 0,6 \text{ m}$$

Tvärsnittshöjd brobana (högre värde än slutgiltigt)

$$b = 5 \text{ m}$$

Tvärsnittsbredd brobana

$$L = 74 \text{ m}$$

Längd brobana

Materialparametrar

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

Densitet luft

$$v_b = 24 \text{ m/s}$$

Referensvindhastigheten

$$C_e = 2,2$$

C_e är exponeringsfaktorn enligt figur 4.2. Antaget terrängtyp 2 samt en konstruktionshöjd på $z = 8 \text{ m}$

$$C_{fx} = 1,3$$

C_{fx} är formfaktorn enligt figur 8.3. Antaget a) öppna räcken

$$C_{fz} = 0,9$$

Rekommenderat värde (sida 83)

$$C_{fx} = 1,3$$

C_{fx} är formfaktorn enligt figur 8.3

$$d = 1,8 \text{ m}$$

Enligt tabell T8.1. Antaget öppna räcken och öppna barriärer på båda sidor (0,6 + 1,2 m)

Horisontella vindlaster x-led

$$C_x = C_e \cdot C_{fx} = 2,86$$

$$A_{ref,x} = d \cdot L = 133 \text{ m}^2$$

$$F_{vx} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{ref,x} = 137 \text{ kN}$$

Horisontella vindlaster y-led

$$F_{vy} = 0,25 \cdot F_{vx} = 34,3 \text{ kN}$$

Enligt sida 84. Vindlaster i y-led är 25 procent av F_{vx}

Vertikal vindlast z-led

$$C_z = C_e \cdot C_{fz} = 1,98$$

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 370 \text{ m}^2$$

$$F_{vz} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} = 264 \text{ kN}$$

Vindlast på pelare enligt (SS-EN 1991-1-4:2005)

Indata

$$h = 7 \text{ m}$$

Pelarens höjd.

$$d = 0.7 \text{ m}$$

Pelarens diameter. Den verkliga diametern blev mindre.

Materialparametrar

$$v_b = 24 \text{ m/s}$$

Referensvindhastighet.

$$\lambda = 70$$

Rekommenderat värde. Beror på geometri. Se tabell 7.16 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$k = 0.2$$

Ekvivalent ytråhet för jämn betong. Se tabell 7.13 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$c_s \cdot c_d = 1$$

Rekommenderat värde, då pelaren är kortare än 15 m.

$$\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Luftens kinematiska viskositet.

$$\psi_\lambda = 0.965$$

Reduktionsfaktor där hänsyn tas till vindströmning över bärverkets kanter. Se figur 7.36 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$c_e(z) = 2.05$$

Exponeringsfaktorn. Antar terrängtyp 2. Se figur 4.2 (SS-EN 1991-1-4:2005).

Beräkningar

$$A_c = 5 \cdot 0.5 + h \cdot d = 7.47 \text{ m}^2$$

Bruttoarea i tvärled. Se figur 7.37 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$A = h \cdot d = 4.97 \text{ m}^2$$

Pelarens area i tvärled. Se figur 7.37 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 0.6653$$

Fyllnadsgraden. Se ekv. 7.28 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot v_b^2 = 360$$

Referenshastighetstrycket. Se ekv. 4.10 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$q_p = c_e \cdot q_b = 738$$

Karakteristiskt hastighetstryck. Se ekv. 4.8 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$v = \sqrt{\frac{1.25 \cdot q_p}{1.2}} = 35.07 \text{ m/s}$$

Vindhastighet. Se ANM2 vid figur 7.27 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$R_e = \frac{2 \cdot v}{\nu} = 1.64 \cdot 10^6$$

Reynolds tal. Se ekv.7.15 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$k_d = \frac{k}{b} = 2.86 \cdot 10^{-4}$$

Relativ ytråhet (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$c_{f0} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k_d)}{1 + 0.4 \cdot \log_{10}\left(\frac{R_e}{10^6}\right)} = 0.78$$

Formfaktor för kraft på pelare. Se figur 7.28 (SS-EN 1991-1-4:2005).

$$F_w = \frac{c_s \cdot c_d \cdot q_p \cdot c_{f0} \cdot \psi_\lambda}{h} = 389.3 \text{ N/m}$$

Slutgiltig utbredd vindlast. Se ekv 5.3 (SS-EN 1991-1-4:2005).

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, Sverige

www.chalmers.se



CHALMERS