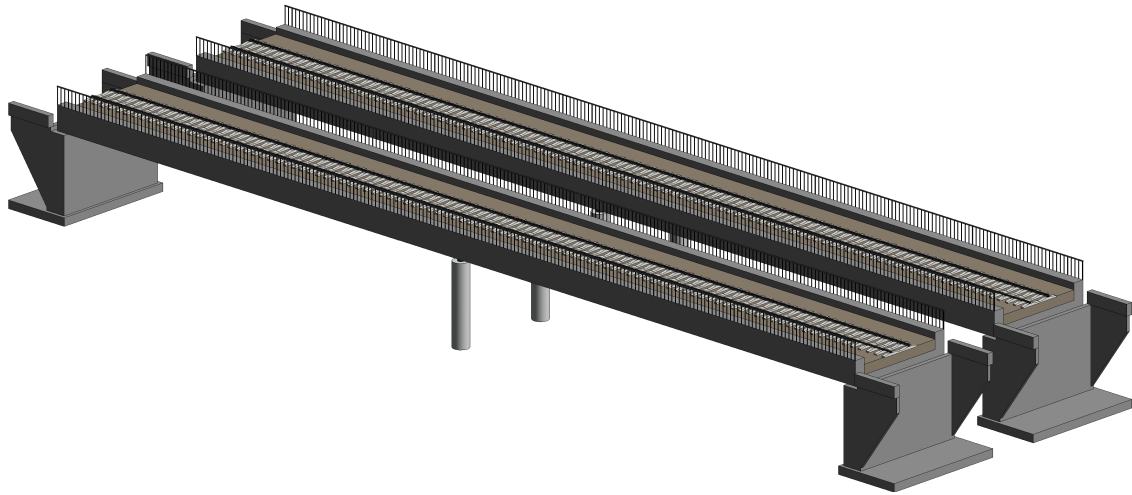




CHALMERS



Förstudie och utveckling av järnvägsbro över Lillhagsvägen

Kandidatarbete inom Samhällsbyggnadsteknik

ANDREAS FELLEGVARI, MARKUS FREDRIKSSON, RASMUS
LEVIN, ANTON NORDEK, THEODOR SJÖLUND,
SEBASTIAN SYVERSEN

INSTITUTIONEN FÖR ARITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg 2021

www.chalmers.se

KANDIDATARBETE 2021

Förstudie och utveckling av järnvägsbro över Lillhagsvägen

Konceptuell design och preliminärdimensionering

ANDREAS FELLEGVARI
MARKUS FREDRIKSSON
RASMUS LEVIN
ANTON NORDEK
THEODOR SJÖLUND
SEBASTIAN SYVERSEN



CHALMERS

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2021

Förstudie och utveckling av järnvägsbro över Lillhagsvägen
Konceptuell design och preliminärdimensionering

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik
ANDREAS FELLEGVARI
MARKUS FREDRIKSSON
RASMUS LEVIN
ANTON NORDEK
THEODOR SJÖLUND
SEBASTIAN SYVERSEN

© ANDREAS FELLEGVARI, MARKUS FREDRIKSSON, RASMUS LEVIN, ANTON
NORDEK, THEODOR SJÖLUND, SEBASTIAN SYVERSEN 2021.

Handledare: Anna Egefalk (Brokonstruktör COWI), Mario Plos (Konstruktionsteknik)
Examinator: Kamyab Zandi (Konstruktionsteknik)

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Sverige
Telephone +46 (0)31-772 1000

Omslag: Revitmodell av trågbalkbroar i betong gjord av Markus Fredriksson

Skriuen i L^AT_EX
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Göteborg 2021

FÖRSTUDIE OCH UTVECKLING AV JÄRNVÄGSBRO ÖVER LILLHAGSVÄGEN

Konceptuell design och preliminärdimensionering

Kandidatarbete i Samhällsbyggnadsteknik

ANDREAS FELLEGVARI

MARKUS FREDRIKSSON

RASMUS LEVIN

ANTON NORDEK

THEODOR SJÖLUND

SEBASTIAN SYVERSEN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Chalmers tekniska högskola

Sammandrag

Rapporten beskriver förstudien och utvecklingen av en dubbelspårig järnvägsbro med 60 meters brolängd som sträcker sig över Lillhagsvägen. Arbetet följer givna tekniska krav samt byggnadstekniska och geometriska förutsättningar.

Utvecklingen av bron är en del av det Västsvenska paketet vilket är en satsning på västsvenska väg- och järnvägsnät i syfte att höja kapaciteten och stärka infrastrukturen, bland annat inför projektet Älvstaden. Projektet Älvstadens fokus ligger på uppbyggnad och förtätning av Göteborgs centrala delar. I det Västsvenska paketet ingår en påbyggnation av Bohusbanan till dubbelspårig järnväg och ombyggnation av järnvägs korsningar längs med Bohusbanan till planskilda. Detta resulterar i att en ny bro behöver byggas över Lillhagsvägen.

Rapporten består av två delar: en urvalsprocess och en preliminärdimensionering. Första delen täcker en informationsinhämtning där aktuella krav, förutsättningar, urval av brokoncept, risker och nödvändiga avgränsningar identifieras. Andra delen avhandlar framtagna beräkningsmodeller innefattande primär- och sekundärbärvärk, lastförutsättningar, randvillkor samt kritiska snitt varpå en preliminärdimensionering genomförts.

Valt brokoncept preliminärdimensioneras i syfte att bekräfta konceptets genomförbarhet. Brokonceptets utformning presenteras med ett föreslaget tvärsnitt, en illustration i revit och en fysisk modell.

Från förstudien har brokonceptet trågbalkbro med efterspänd betong bedömts mest fördelaktig. Till följd av den preliminära dimensioneringen har utformning och dimensioner fastslagits.

Nyckelord: Bro, Brobyggnad, Järnvägsbro, Trågbalkbro, Lillhagsvägen, Bohusbanan, Förstudie, Preliminärdimensionering, Förspänd betong

FEASIBILITY STUDY AND THE DEVELOPMENT OF RAILWAY BRIDGE OVER LILLHAGSVÄGEN

Conceptual design and preliminary dimensioning

Bachelor's thesis in Civil Engineering

ANDREAS FELLEGVARI

MARKUS FREDRIKSSON

RASMUS LEVIN

ANTON NORDEK

THEODOR SJÖLUND

SEBASTIAN SYVERSEN

Department of Architecture and Civil Engineering

Chalmers University of Technology

Abstract

This report describes a feasibility study and the development of a double-track railway bridge with a bridge length of 60 meters that extends over Lillhagsvägen. The study uses given technical requirements and constructional- and geometrical conditions.

The development of the bridge is part of the West Swedish package (Västsvenska paketet), which is an investment in the west swedish road- and railway networks in order to increase it's capacity and strengthen the infrastructure in conjunction with the Älvstads-project. The Älvstads-project has a focus on the construction and densification of Gothenburg's central parts. The West Swedish package includes, among other things, an extension of Bohusbanan which is a railroad that goes from Gothenburg to Strömstad. The plan is to reconstruct the current railway road into a double-track railway and turn it into an overpass. As a consequence, a new bridge has to be built over Lillhagsvägen.

The report consists of two parts; a selection process and a preliminary dimensioning. The first part covers a data collection where current requirements, conditions, selection of bridge concepts, risks and necessary delimitations are identified. The second part deals with developed calculation models which includes primary and secondary support structures, load- and boundary conditions and critical sections, after which a preliminary dimensioning has been carried out.

The selected bridge concept is preliminarily dimensioned in order to confirm it's achievability. A proposal of the cross-section along with an illustration and a physical model present the final bridge concept.

From the feasibility study the bridge concept troughbeam bridge with post-tensioned concrete has been deemed the most advantageous. In accord to Part Two, the design and dimensions have been determined.

Keywords: Bridge, Bridge construction, Railway bridge, Troughbeam bridge, Lillhagsvägen, Bohusbanan, Feasibility study, Preliminary dimensions, Pre-tensioned concrete

Innehåll

1 Inledning	1
1.1 Syfte	2
1.2 Målbeskrivning	2
1.3 Avgränsningar	2
1.4 Metod	2
1.5 Samhälleliga och etiska aspekter	3
2 Förutsättningar	4
2.1 Geometriska förutsättningar	4
2.2 Byggnadstekniska förutsättningar	4
2.3 Tekniska krav	4
3 Urval	6
3.1 Urval 1	6
3.2 Urval 2	6
3.2.1 Bågbroar	6
3.2.2 Trågbalkbro	8
3.2.3 Fackverksbro i stål	10
3.3 Urval 3	11
3.3.1 Viktningskriterier	11
3.3.2 Viktningsmall	14
4 Slutgiltigt brokoncept	15
4.1 Överbyggnad	15
4.2 Underbyggnad	15
4.3 Grundläggning	16
4.4 Detaljer	16
4.5 Produktion	16
4.6 Förvaltning	17
5 Beräkningsförutsättningar	18
5.1 Laster	18
5.1.1 Permanenta vertikala laster	18
5.1.2 Variabla vertikala laster	19
5.1.3 Permanenta horisontella laster	19
5.1.4 Variabla horisontella laster	20
5.2 Beräkningsmodell	21
6 Preliminär dimensionering	22
6.1 Dimensionerande laster	22
6.2 Dimensionerande moment och tvärkraft	22
6.2.1 Upplagskrafter	23
6.3 Tvärsnittsdimensionering i längsled	23
6.3.1 Medverkande flänsbredder och tvärsnittskonstanter	23
6.3.2 Dimensionering av spännkablar	23
6.3.3 Tvärkraftsarmering och slakarmering	25

6.4	Momentkapacitet i längsled	25
6.5	Dimensionering i tvärled	26
6.5.1	Armeringsmängd i bottenplattan	26
6.5.2	Tvärkraftsarmering i bottenplattan	26
6.6	Total nedböjning	26
6.7	Temperaturutvidgning	27
6.8	Vindlast	27
6.9	Slutgiltigt tvärsnitt	27
7	Diskussion	28
8	Slutsats	30
Referenser		31
A	Förslagshandling	I
B	Profil över Lillhagsvägen	II
C	Brokoncept	III
D	Faktasammanfattning	VI
E	Beräkningsunderlag	XIII
F	MATLAB beräkningar	XVIII
G	Utdrag från Geo PM	LXXI

Förord

Denna rapport är ett kandidatarbete omfattande 15 högskolepoäng på Chalmers tekniska högskola utförd utav sex studenter. Kandidatarbetet avslutar civilingenjörsprogrammet inom samhällsbyggnadstekniks tredje år. Arbetet har varit givande och mycket lärorikt. Under arbetets gång har vi fått en uppfattning om en ingenjörsmässig process. Det har även gett oss inblick i hur ett arbete utformas i en mindre grupp och vilka fördelar samt nackdelar det medför. Arbetet har varit en givande process som vi hoppas att använda i framtida projekt.

Vi skulle vilja ge ett stort tack till vår handledare, Mario Plos, Biträdande professor/Avdelningschef, Arkitektur och samhällsbyggnadsteknik, som har gett oss givande kritik och vägledning genom arbetet. Vi vill även tacka Anna Egefalk och Marcus Davidsson från COWI som har varit till stor hjälp och svarat på frågor om vårt projekt. Vill vi tacka Josef Leppänen, universitetslektor på avdelningen för Konstruktionsteknik, som har hjälpt oss med våra frågor angående beräkningar. Till sist vill vi tacka V-styret för allt kaffe.

Göteborg, Maj 2021

ANDREAS FELLEGVARI
MARKUS FREDRIKSSON
RASMUS LEVIN
ANTON NORDEK
THEODOR SJÖLUND
SEBASTIAN SYVERSEN

Begreppslista

Brodetaljer - Övergångskonstruktioner och lager

Huvudbärverkt - konstruktion som bär lasten i brons längsriktning och fördelar lasten till underbyggnaden.

Konstruktionshöjd - höjden för brons huvudbärverk.

LCA - Livscykelanalys

LM 71 - Lastmodell som används för dimensionering av järnvägsbroar framtagen av Svenska institutet för standarder.

Plushöjd - Höjd över havsnivå

RÖK - Rälsöverkant

Sekundärbärverkt - Konstruktion som bär lasten i brons tvärled och fördelar last till huvudbärverket

Tvärsnittsmått - Tvärsnittsstorhet, exempelvis bredd eller höjd

Underbyggnad - Konstruktionsdel från grundläggning till överbyggnaden

VÖK - Vägöverkant

Överbyggnad - Konstruktionsdelar ovanför lager

Överbyggnadshöjd - Avståndet från överbyggnadens underkant till överkant räls

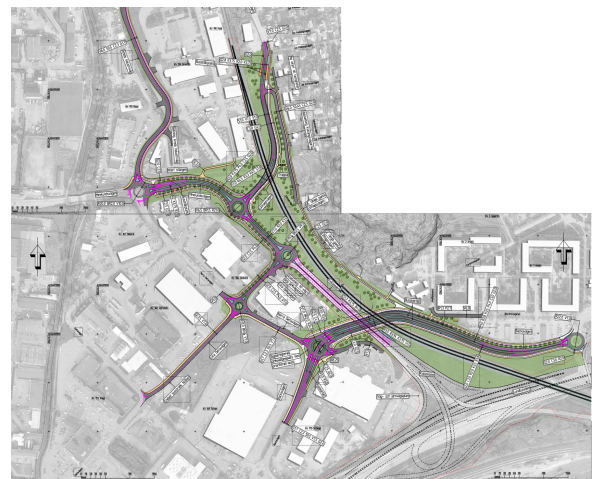
1 Inledning

Backaplansområdet står inför en omfattande modernisering och upprustning. Idag präglas markanvändningen av handels- och verksamhetsområden (Göteborgs Stad, 2019). Efter upprustning är målet att stadsdelen ska utvecklas till en blandstad där verksamheter, handel, service och bostäder delar på markanvändningen (Göteborgs Stad, 2019). Infrastrukturen i området anses idag vara hårt ansatt och otillräcklig för den planerade upprustningen (Trafikverket, 2017). I öster avgränsas området geografiskt av Lundbyleden. Lundbyleden är en del av av det Västsvenska paketet som omfattar satsningar på väg och järnväg med syfte att bidra till hållbar utveckling i Västsverige (Trafikverket, 2017). Trafikverkets planerade åtgärder ger effekten att kapaciteten ökar samtidigt som dess funktion för lokal- och regionaltrafik stärks genom förbättrad kapacitet, framkomlighet och orienterbarhet genom vägnätet. Vidare skriver Trafikverket att i takt med Lundbyledens ombyggnation kommer 1,5 kilometer av Bohusbanan att göras dubbelspårig och befintliga plankorsningar blir planskilda. Järnvägs korsningen Bohusbanan-Minelundsvägen är en av de korsningar som genom anläggandet av en järnvägsbro planeras att planskiljas (Trafikverket, 2017), se Figur 1. Till följd av ombyggnationen kommer Minelundsvägen byggas om till en del av Lillhagsvägen, se Figur 2. Jämfört med dagsläget kommer planskildheten i den högtrafikerade järnvägs korsningen att ge positiva effekter på trafiksäkerhet och störningskänslighet (Trafikverket, 2017). Enligt Trafikverket (2017) medför ombyggnationen till dubbelspår också möjligheten till framtida pendeltågstationer längst sträckan.

I avsaknandet av reella yrkesspecialister och yrkesroller har författarna delats in i tre specialistgrupper. De tre specialistgrupperna är *Beställare/Konstruktör*, *Produktion* och *Förvaltning/Underhåll*. Specialistgrupperna har som ansvar att tillgodose de faktiska yrkesrollernas intressen och således uppnås en mer verklig planprocess. De tre specialistgrupperna användes för att simulera fyra verksamma byggaktörer inom byggsektorn.



Figur 1: Kartbild över området före ombyggnation (Lantmäteriet, 2021), ©Lantmäteriet.



Figur 2: Kollage av tre trafikförslag tillhandahållna av COWI. Trafikförslagen illustrerar hur trafiken skall ledas efter ombyggnationen.

1.1 Syfte

Avsikten med arbetet är att utföra en förstudie och utveckla ett funktionellt koncept för en järnvägsbro över nya Lillhagsvägen. I arbetet skall olika broförslag utvärderas och en preliminärdimensionering skall utföras för det mest lämpliga konceptet.

1.2 Målbeskrivning

Arbetet omfattar en förstudie samt utveckling av en järnvägsbro över framtida Lillhagsvägen utifrån platspecifika förutsättningar, tekniska krav och råd samt de tre specialistgruppernas krav. Utifrån ovannämnda krav har arbetet delats upp i följande etapper:

- Introduktion av relevanta brokoncept.
- Utvärdering av brokoncept.
- Val av mest lämpligt brokoncept.
- Framtagning av beräkningsmodell.
- Preliminärdimensionering av valt brokoncept.
- Rimlighetsbedömning och justering av brokoncept.
- Presentation av slutligt brokoncept.

1.3 Avgränsningar

I arbetet har det införts avgränsningar med avsikt att möjliggöra för jämförelse av brokoncept. Avgränsningar tar hänsyn till ekonomiska-, ekologiska-, geotekniska-, hydrologiska- och bulleraspekter. Vid utvecklingen av det mest lämpliga brokonceptet har preliminärdimensionering endast genomförs för överbyggnaden medan underbyggnaden och detaljer enbart har principutformats. I den preliminära dimensioneringen för överbyggnaden har det gjorts avgränsningar för horisontella laster samt interaktionen mellan de horisontella och vertikala lasterna. För brokonceptet har avgränsningar gjorts mot el-installationer, järnvägsutformning och djupgående detaljutformning. Övriga beräkningar som täcker temporära konstruktioner och som är icke väsentliga för den slutliga konstruktionen behandlas inte.

1.4 Metod

Arbetet har delats upp i två huvuddelar: urvalsprocess och preliminärdimensionering. Urvalsprocessen inleddes med identifiering av aktuella platsspecifika krav, risker och förutsättningar genom en sammanställning av information. Sammanställningen av information genomfördes genom att studera litteratur och sammanfatta relevant information (se bilaga D). Därefter har lämpliga brokoncept introducerats varpå ett urval om tre delar inleddes. Det första urvalet grundades på brokonceptens relevans i spännvid. Det andra urvalet utfördes med avseende på tillgänglig konstruktionshöjd och målbild över bronns fria rum. I det tredje urvalet fick specialistgrupperna agera efter sina yrkesroller. De tre specialistgrupperna definierade kriterier som enligt deras inriktning ansågs relevanta inför en slutlig viktningprocess.

Beställare/Konstruktör tog hänsyn till att brokoncepten uppfyllde kriterier för samhällliga intressen som ekonomi, miljöpåverkan och gestaltning. *Produktion* ansvarade för produktionsfrågor kring brokonceptens produktionsmetoder, gällande arbetsmiljöer och åtgången tid. *Förvaltning/Underhåll* utvärderade koncepten utifrån underhållsfrågor och

inspektionsintervall. Alla specialistgrupper gjorde en riskbedömning inom deras respektive specialistområde. Lämpliga brokoncept betygsattes och viktades utefter valda kriterier inom avgränsningarna.

Det brokoncept som fick högst betyg utvärderades därefter vidare genom en preliminärdimensionering. En beräkningsmodell definierades med en omfattande beskrivning av de bärande systemet, randvilkor och lastkombinationer. Från beräkningsmodellen genomfördes en preliminär dimensionering för att undersöka brokonceptets möjlighet till förverkling. Det preliminära brokonceptet presenterades med en tvärsnittsmo- del, en illustration och en verklig modell.

1.5 Samhälleliga och etiska aspekter

Arbetet behandlar sociala, ekologiska och ekonomiska aspekter som rör brokonstruktioner i stadsmiljö. En social aspekt är bronns gestaltning som härstammar från att konstruktionen dimensioneras för långvarigt bruk och förblir en del av stadsbilden. Det är därför viktigt att bron har en design som ger ett varaktigt bra intryck hos invånare och trafikanter i området. Ytterligare sociala aspekter som är viktiga att beakta är arbetsmiljön under produktions- och förvaltningsfasen. För de ekologiska aspekterna är det viktigt att sträva efter hållbar utveckling och göra fördelaktiga materialval. Då bron finansieras av statliga medel är de ekonomiska ramarna normalt väsentliga i utvärderingen av brokoncepten. På grund av att arbetet avgränsats mot ekonomiska kalkyler har detta inte tagits i beaktning.

2 Förutsättningar

I kapitlet behandlas föreskrivna förutsättningar med relevans för arbetet. Dessa redovisas utifrån de tre kategorierna: geometriska- och byggnadstekniska förutsättningar samt tekniska krav. De geometriska förutsättningarna avhandlar spännvidder, fria rum, fri höjd och fri bredd. De byggnadstekniska förutsättningar innefattar geoteknik, hydrologi, topografi och de befintliga markförhållandena för området. Tekniska krav handlar om Trafikverkets krav och råd samt aktuella eurokoder.

2.1 Geometriska förutsättningar

I förslagshandlingen, tillhandahållen av COWI, framgår att järnvägsbron byggs tvåspårig med en total brolängd om 60 meter (se bilaga A) med möjligheten att placera mittstöd mellan de två körbanorna i mitten av brolängden. Rälsens överkant, RÖK, ska finnas på plushöjden +3,585 meter över hela bron (se bilaga A). Vägen under bron skall sänkas till plushöjden -2,6 meter (se bilaga B). Den fria höjden från VÖK till RÖK är beräknad till 6,185 meter. Delen av tågbanan där bron ska byggas går i en båglinje längs med Arödsberget, se Figur 2.

2.2 Byggnadstekniska förutsättningar

Enligt utdrag ifrån geotekniskt PM utgörs delområdet jordlagerföljd av ett fyllningsmaterial överst följt av ett lerlager ovanpå berg (se bilaga G). Mäktigheten på fyllningsmaterialet varierar mellan 0,5 och 4,5 meter och tjockleken på lerlagren varierar från 1 meter i norr till 60 meter i den södra delen av området (se bilaga G). Enligt bilaga G är djupet ned till berg i variation från 4 meter i norr till 71 meter i söder. Lillhagsvägen är lokaliserad i den norra delen av området och därför antas djupet ned till berg vara litet. Enligt förslagshandling ska grundläggningen för järnvägsbron utföras med spetsbärande pålar (se bilaga A).

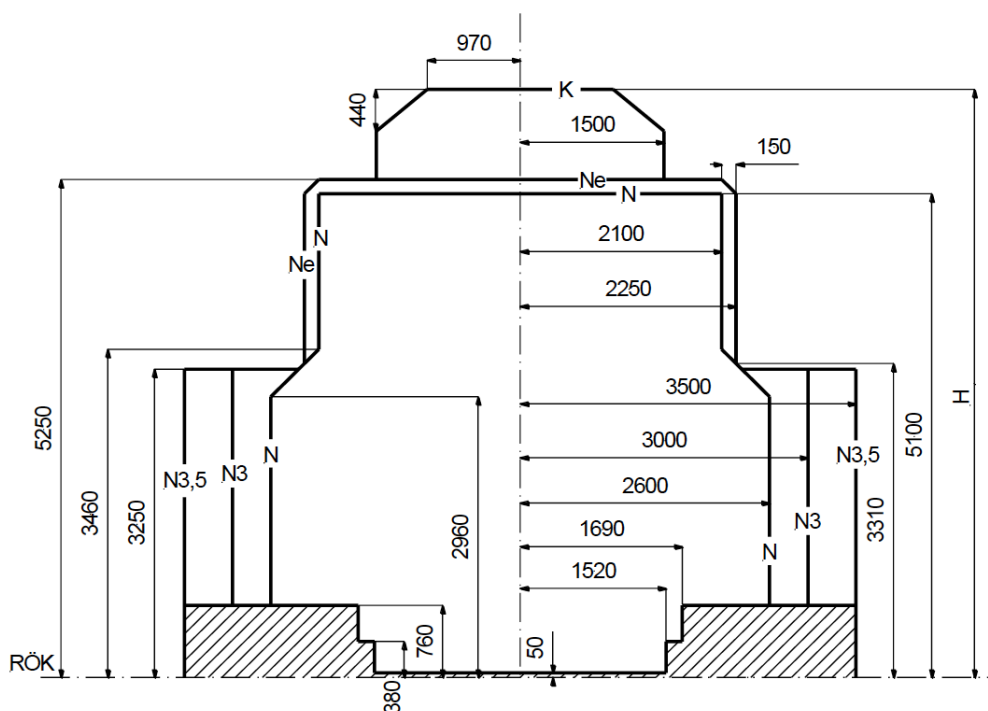
I området finns det två separata grundvattenmagasin bestående av ett övre och ett undre magasin (Trafikverket, 2017). Det övre magasinet består av fyllnadsmassor med stora variationer i hydraulisk konduktivitet och det undre magasinet består av vattenförande friktionsjord (Trafikverket, 2017). Fortsatt beskriver Trafikverket att urschaktning av det övre magasinet kan leda till hydraulisk upptryckning ifrån det undre magasinet. Risk föreligger även vid urschaktning av de undre magasinet då sättningar kan uppstå (Trafikverket, 2017). Från mätningar och observationer har grundvattentrycksnivån uppmäts till 1-2 meter över marknivå vid korsningen Lillhagsvägen-Minelundsvägen (Trafikverket, 2017). Under produktionstiden leds biltrafiken om medan det för tågtrafiken anläggs ett tillfälligt förbigående spår (Trafikverket, 2017).

2.3 Tekniska krav

Järnvägsbroar dimensioneras generellt för en teknisk livslängd på 120 år om konstruktionen inte kan bytas eller repareras utan påtagliga störningar i trafiken (Trafikverket, 2011). Bron bör utformas så att reparationer och underhåll kan ske med enkelhet för att minimera risken för avbrott (Trafikverket, 2019a).

För vägtrafik under bron varierar den erforderliga fria höjden beroende på konstruktionsmaterial och ifall bron konstrueras med påkörningsskydd eller för påkörningslast (Trafikverket, 2018). Tillåten fri höjd delas upp i 3 spann: 4,7-5,2 meter för betongbroar med ett tvärsnittsmått större än 0,2 meter, 5,2-5,7 meter för alla brotyper dimensionerade för påkörningslast och/eller med påkörningsskydd och större än 5,7 meter för alla broar utan risk för påkörning (Trafikverket, 2019a). Kravet om frihöjd ska uppfyllas vid nedböjning då bron utsätts för frekvent återkommande lastkombinationer (Trafikverket, 2019a). Krav om maximal tillåten nedböjning för broar beror på om tågtrafikens hastighet är över eller under 90 km/h (Trafikverket, 2011). Om hastigheten överstiger eller understiger 90 km/h är kravet om maximalnedböjning $L/800$ respektive $L/500$ av den teortiska spännvidden (Trafikverket, 2011).

Vid nybyggnation av järnvägsbroar ska normalsektionen för det fria rummet 50 millimeter över RÖK användas (Trafikverket, 2015). I arbetet används sektion N3,5 med motiveringen att tåget är mer än 0,5 meter högt och att tågets längd utmed spåret sträcker sig längre än 15 meter (Trafikverket, 2015). Inom det streckade området i Figur 3 får endast objekt nödvändiga för järnvägsdriften placeras. Normalt ska brobalkar placeras utanför normalsektionen men får i undantagsfall befinna sig inom det streckade området (Trafikverket, 2015). Brobalkar tillåts vid undantag placeras högst 350 millimeter över RÖK och minst 2100 millimeter från spårmittpunkt (Trafikverket, 2015). Erforderlig brobredd varierar alltså beroende på hur bron konstrueras. För en bro med dubbelspår krävs en fri brobredd om minst 13,7 meter (se bilaga A). I annat fall används normalsektionen för fritt utrymme.



Figur 3: Figuren illustrerar storleken på det område som måste lämnas fritt i bronns tvärsnitt. I arbete kommer normalsektion N3,5 att användas (Trafikverket, 2015, med tillstånd).

3 Urval

Kapitlet presenterar urvalsprocessen som använts vid identifiering av de mest lämpliga brokoncepten utifrån de beskrivna förutsättningarna i kapitel 2. Urvalsprocessen bestod utav tre steg. I det första och andra steget utfördes urvalet genom gallring av brokoncept baserat på lämplighet med hänsyn till givna förutsättningar. I det tredje steget formulerade specialistgrupperna relevanta områdesspecifika kriterier. Brokoncepten utvärderades mot dessa kriterier och urvalsprocessen avslutades med det mest lämpliga brokonceptet.

3.1 Urval 1

Utifrån de geometriska förutsättningarna och de tekniska kraven som presenterats i kapitel 2 har ett flertal potentiella brokoncept tagits fram och presenterats i bilaga C, se Tabell C.1. Enligt Trafikverket (2018) har träkonstruktioner en livslängd om 40-80 år och anses därav inte vara lämpade i detta arbete. Baserat på framtagna förslag har ett första urval gjorts utifrån brokoncepten som klarar en spännvidd på 60 meter i enkelspann eller 30 meter i dubbelspann med mittstöd. Brokonceptet som inte överensstämmer med stadsbilden har också valts bort. Koncepten som anses relevanta efter det första urvalet är:

- Bågbro i betong
- Bågbro i stål
- Trågbalkbro i betong
- Trågbalkbro i stål
- Fackverksbro i stål
- Balkrambro
- Balkbro i betong
- Balkbro i stål
- Valvbro
- Samverkansbro

Dessa brokoncept har sedan undersökts vidare och redovisas i bilaga C och avsnitt 3.2.

3.2 Urval 2

Brokoncepten har granskats vidare med avseende på konstruktionshöjd, huvudbärverkets position och speciella ändstödskonstruktioner. I avsnitt 2.3 definieras ett fritt rum som brokonceptet måste uppfylla. Valvbro konstrueras med valv vilket inkräktar på det fria rummet och har därför valts bort som lämpligt brokoncept. Påkörningsskydd, som presenteras i avsnitt 2.3, är inget som eftersträvas och därför har brokoncept med underliggande huvudbärverk valts bort. Dessa är balkbro i betong, balkbro i stål, balkrambro och samverkansbro. De fem kvarvarande brokoncepten är: bågbro i betong, bågbro i stål, trågbalkbro i betong, trågbalkbro i stål och fackverksbro i stål. Koncepten presenteras mer ingående nedan.

3.2.1 Bågbroar

En bågbro kan konstrueras med spännvidder upp till 260 meter (Trafikverket, 2014). Detta möjliggör att bågbron kan konstrueras i ett enkelspann utan mittstöd. Utifrån platsens förutsättningar och tekniska krav ansågs enbart bågbro med överliggande båge relevant för platsen. Bron konstrueras med två parallella bågar som styvas upp med tvärbalkar

(Trafikverket, 2014). Brons bågform och egentynngd medför att gynnsamma tryckkrafter i bågarna uppstår (Trafikverket, 2014). Bågarna fungerar således som huvudbärverk, varpå sekundärbärverket hängs in med vertikala hängare av stål (Trafikverket, 2014). Trafikverket förklarar att sekundärbärverket även agerar som brobana. Bågbron kommer att konstrueras som en dubbelspårig järnvägsbro.

Bågbroar med överliggande båge har två primära konstruktionsprinciper beroende på hurvida grundläggningsförutsättningarna är goda eller undermåliga (Trafikverket, 2014). I området anses de geotekniska förutsättningarna vara undermåliga varför grundläggning kommer att ske med spetsbärande pålar. Med anledning av vald grundläggningsmetod konstrueras bågbron som fritt upplagd. Den fritt upplagda bågbron kräver inte lika stabila grundförhållanden då tryckkraftens horisontella komponent tas upp internt i dragbandet (Trafikverket, 2014). Enligt Trafikverket (2014) förankras bågarna i huvudbalkar, vilka verkar som dragband.

Förvaltningen av bågbroar skiljer sig beroende på konstruktionsmaterial. Gemensamt oavsett material är att de vertikala hängarna av stål behöver korrosionsskyddas och bytas efterhand på grund av utmattning med tiden (Lebet & Hirt, 2013). Bron ska även vara konstruerad så att lager och övergångskonstruktioner lätt kan inspekteras och bytas vid behov (Trafikverket, 2018). Bågarnas höjd medför svårigheter att genomföra nödvändig inspektion på nära håll.

En fördel med bågbro är att den möjliggör en konstruktion i enkelspann om 60 meter och således behövs inget mittstöd. Då de geotekniska förhållandena i området är sådana att spetsbärande pålar krävs är det fördelaktigt att minimera antalet stöd. Ytterligare en fördel med konstruktion utan mittstöd är den fria sikten i kurvan under bron. Bågbroar anses ha ett stort estetiskt värde och potentialen att utgöra ett landmärke för området. En nackdel med brokonceptet är mängden detaljer som medför en mer komplex och underhållskrävande konstruktion.

Bågbro i betong



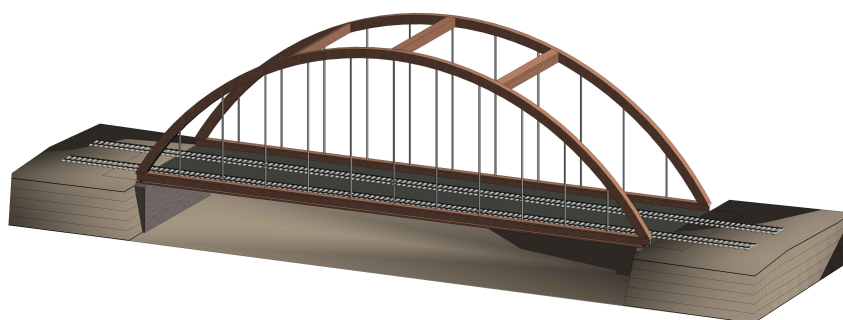
Figur 4: Bågbro i betong ritad i Revit.

För bågbroar i betong konstrueras överliggande bågar, huvudbalkar och brobana i betong och hängare av stål, se Figur 4. Produktionen för bron inleds med att brobanan platsgjuts med hjälp av gjutformar stadgade mot tillfälliga konstruktioner. När betongen uppnått tillräcklig hållfasthet byggs gjutformar för bågarna ovanpå brobanan. Därefter kan bågen

och brobanan sammanlänkas med hängare och tillfälliga konstruktionerna kan rivas.

I förvaltningsskedet är det centralt att kontrollera sprickbildning (Trafikverket, 2019b). Vidare måste konstruktionen tvättas regelbundet för att förhindra kloridinträngningar (Trafikverket, 2019b). Trafikverket förklarar även att betongkonstruktioner i förebyggande syfte bör impregneras mot kloridinträngningar vart sjätte till tionde år.

Bågbro i stål



Figur 5: Bågbro i stål ritad i Revit.

Bågbroar i stål konstrueras med följande komponenter i stål: överliggande bågar, huvudbalkar, brobana och hängare, se Figur 5. Produktionen för bågbron sker till största del med prefabricerade konstruktionselement. Då elementen tillverkas i fabrik begränsas dimensionerna av rådande möjligheter för vägtransport. Vid byggnation konstrueras temporära stödkonstruktioner i syfte att stadga upp elementen. Elementen svetsas samman och de vertikala hängarna av stål monteras. När hängarna är monterade är bron självbärande och de temporära konstruktionerna kan rivas.

Materialet stål kräver korrosionskydd (Trafikverket, 2019b). De prefabricerade elementen ytbehandlas med målning vid tillverkning på fabrik innan transport. I förvaltningsskedet uppehålls korrosionskyddet genom regelbunden underhållsmålning (Trafikverket, 2019b). Bron kan målas i en ljusare kulör för att underlätta upptäckandet av korrosionsangrepp vid inspektionsarbetet (Vägverket, 1999). Utöver ytbehandlingen undergår konstruktionen regelbunden tvättning (Trafikverket, 2019b).

3.2.2 Trågbalkbro

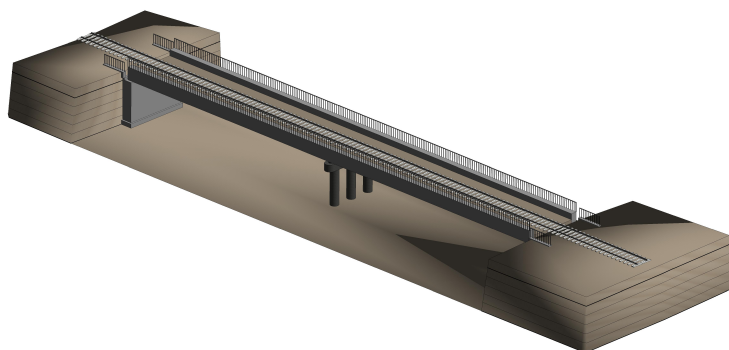
En trågbalkbro är möjlig att konstruera i en spännvidd upp till 30 meter (Fridlund & Svensson, 1992). Möjligheten för konstruktion i flera spann finns vilket innebär att bron byggs med mittstöd (Trafikverket, 2018). Överbyggnaden utformas som ett tråg med två längsgående balkar som utgör huvudbärverket och en bottenplatta som utgör sekundärbärverk samt fungerar som avstyvning. Ballast, räls och sliprar anläggs i tråget och konstruktionen får således en låg överbyggnadshöjd. Balkhöjden över räls begränsas av kravet på fritt utrymme kring spår enligt Figur 3.

Förvaltningen för trågbalkbroar skiljer sig beroende på konstruktionsmaterial. Allmänt gäller att insidan av tråget är svårt att inspektera då räls, sliprar och ballast är i vägen (Banverket, 2007). Vid inspektion av insidan av tråget måste då tågtrafiken stoppas och

insidatråg tömmas. Störningar i tågtrafiken minimeras genom att anlägga två oberoende järnvägsbroar. Utförandet av två separata broar möjliggör omläggning av tågtrafik till ena bron vid inspektion av den andra.

Fördelar med trågbalkbroarna är framförallt brokonceptets låga överbyggnadshöjd. Vidare anses komplexiteten för trågbalkbroar vara låg då antalet detaljer är få. Nackdelen med konceptet är den medförda svårigheten i förvaltningsskedet främst gällande inspektion av insida tråg. Ytterligare en nackdel är konceptets låga estetiska värde.

Trågbalkbro i betong

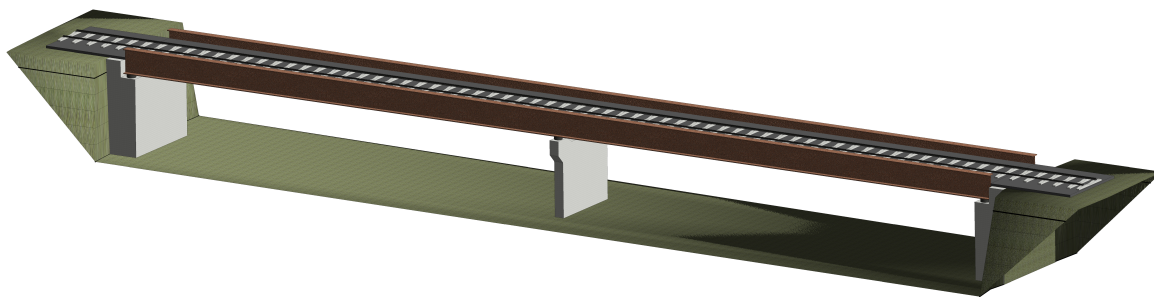


Figur 6: Illustration av trågbalkbro i betong ritad i Revit.

Trågbalkbroar i spännarmerad betong utformas som ett homogent betongtvärsnitt där balkar och bottenplatta gjuts samman varpå armeringen efterspänns i balkarna, se Figur 6. Produktionen sker på plats och inleds med att formgjuta mitt- och ändstöd. Därefter tillverkas form och tillfälliga konstruktioner för överbyggnaden. Samtidigt sker inläggning av spänn- och slakarmering. Överbyggnaden gjuts och spännarmering spänns när betongen uppnått tillräcklig hållfasthet (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari 2021). Efteråt rivs formar och tillfälliga konstruktioner och ballast placeras i tråget.

I förvaltningsskedet är det centralt att kontrollera sprickbildningen i betongen på ut och insida av tråget samt att skydda konstruktionen från kloridinträngningar genom regelbunden tvättning (Trafikverket, 2019b).

Trågbalkbro i stål

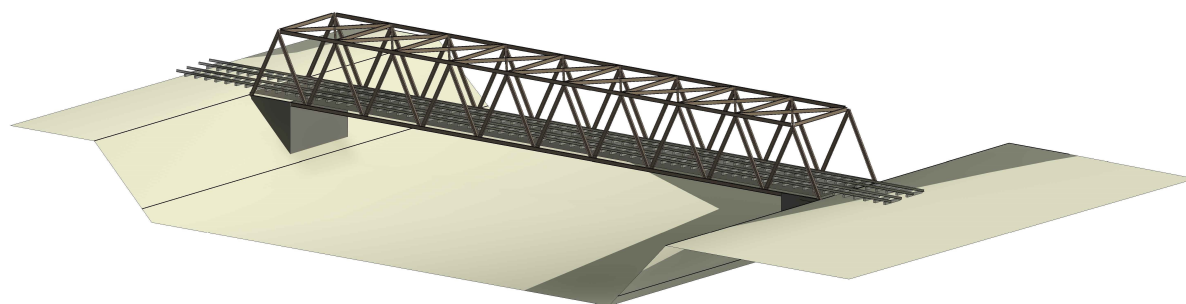


Figur 7: Illustration av trågbalkbro i stål skapad i Revit.

Trågbalkbroar i stål utformas som kontinuerliga huvudbalkar med tvärbalkar emellan, båda som I-balkar. Ovanpå tvärbalkarna placeras en bottenplatta av stål, se Figur 7. Produktionen sker i största mån med prefabricerade konstruktionselement. Elementen tillverkas i fabrik och storleken begränsas av transportmöjligheterna. Vid byggnation konstrueras först mitt- och ändstöd i betong. Därefter konstrueras tillfälliga konstruktioner och de transporterade konstruktionsementen svetsas samman. Efteråt rivs de tillfälliga konstruktionerna och ballast placeras i tråget.

Stålkonstruktionen underhållsmålas för att skydda mot korrosion (Trafikverket, 2018). Utöver underhållsmålningen tvättas bron regelbundet för att skydda mot yttre åverkan. Enligt Trafikverket (2018) måste insidan av tråget skyddas med ett täckskikt av gummi.

3.2.3 Fackverksbro i stål



Figur 8: Fackverksbro i stål ritad i Revit.

Enligt Trafikverket (2014) konstrueras fackverksbroar i spann om 50 till 100 meter. Den möjliga spännvidden medför att brokonceptet kan konstrueras i ett spann. Bron konstrueras som en bro med dubbelspår. Konstruktionen består av parallella fackverk på varsin sida om brobanan. Fackverken är konstruerade med över- och underarmstänger ihopkopplade med vertikala sneda stälstänger (Trafikverket, 2014). Fackverken består alltså av fackverkssektioner utformade som V:n. Mellan underramsstängerna monteras brobanan som styvar upp konstruktionen och fördelar ut lasten till fackverken (Lebet & Hirt, 2013). Konstruktionen ges ytterligare horisontell stabilitet genom att överarmstängerna kopplas samman med horisontella avstyvningsstänger (Lebet & Hirt, 2013). En illustration av den tänkta fackverksbron presenteras i Figur 8.

Produktionen av fackverksbron inleds genom anläggandet av ändstödskonstruktionerna. Stålstängerna som utgör fackverket tillverkas i fabrik där de också monteras ihop till fackverkssektioner. De förmonterade fackverkssektionerna transporteras sedan till byggplatsen. På byggplatsen stadgas underarmstängerna av temporära konstruktioner och ändstöden. Därefter monteras brobanan på underarmstängerna, de prefabricerade fackverkssektionerna lyfts på plats och svetsas samman till ett komplett fackverk. Produktionen avslutas med att fackverken svetsas samman med tvärbalkar och de temporära konstruktionerna rivs. Under hela produktionskedet krävs tillfälliga konstruktioner för att stötta upp bron.

Fackverksstänger kan utformas i flera olika profiler. Ur ett underhållsperspektiv är det fördelaktigt att konstruera fackverket med rörprofiler för en gynnsam avrinning (Lebet & Hirt, 2013). Nackdelen med I-balkar är att smuts och vatten ansamlas kring flänsarna mot livet (Lebet & Hirt, 2013). Stängerna korrosionskyddas genom målning (Trafikverket, 2018). Korrosionsskyddet upprätthålls genom regelbunden underhållsmålning (Trafikverket, 2018).

En fördel med fackverksbroar är att de inte tar anspråk på det fria utrymmet under bron då huvudbärverket, utgjorda av fackverken, är placerade ovanför RÖK. Brokonceptet möjliggör även för konstruktion i ett spann vilket besparar anläggandet av ett mittstöd. En nackdel med fackverksbron är mängden detaljer vid kopplingarna mellan stängerna vilket medför svårigheter vid inspektion. En fackverksbro anses både ha ett estetiskt värde och potentialen att utgöra ett landmärke för området.

3.3 Urval 3

Inför urval 3 har specialistgrupperna formulerat kriterier som ansågs relevanta för viktningen. Kriterium ska vara utformade så att brokoncepten kan rangordnas (Trafikverket, 2018). Enbart kriterium som utmärker samtliga brokoncept har beaktats (Trafikverket, 2018). Kriterierna har sedan viktas mot varandra enligt metoden beskriven av Trafikverket (2018). Specialistgrupperna diskuterade fram en inbördes rangordning för kriterierna och brokoncepten har sedan viktats mot de rangordnade kriterierna och ett slutgiltigt brokoncept kunde presenteras.

3.3.1 Viktningskriterier

Nedan redovisas de kriterier som ansågs väsentliga. För varje kriterium har en riskanalys genomförts och riskerna har sedan beaktats för varje kriterium och vägts in i den slutliga viktningen. I Figur 9 visas viktningen av kriterierna.

Ekonomi

Ekonomikriteriet innefattar alla kostnader för bron under hela dess livslängd. Ekonomi är generellt det kriterium med störst inverkan på valet av brokoncept med då arbetet har avgränsats mot ingående ekonomiska kalkyler har ekonomikriteriet prioriteras lägst. Ur ett livsscykelperspektiv är armerade betongbroar 20 % billigare än samverkansbroar av stål och betong (Gervásio & da Silva, 2008). I viktningen antogs broar av betong vara de brokoncept med lägst livscykelkostnad och viktades därför högre än brokoncept av stål. Till följd av det generella antagandet att livscykelkostnaden enbart beror

på konstruktionsmaterialet föreligger en stor risk att livscykelkostnaden för brokoncepten blivit felaktig. Livscykelkostnaden för broar beror på flera faktorer som exempelvis projekteringskostnad, produktionkostnad, materialkostnad, förvaltningskostnad samt samhälls- och trafikantkostnader (Trafikverket, 2018). Med bristande analys av en konstruktions livscykelkostnad finns det risk att budgeten överskrids. Kostnader över förväntan kan uppstå under projekteringsfasen, produktionsskedet samt förvaltning.

Miljöpåverkan

Kriteriet tar hänsyn till alla miljöpåverkande aspekter. Det är betydelsefullt hurvida produktionsförloppet och förvaltningsfasen av bron kan utföras med minimal miljöpåverkan och inverkan på intilliggande natur. Detta kan åstadkommas med genomtänkta materialval och en strävan mot cirkulärt byggande. Hammervold et al. (2013) har i en studie jämfört miljöpåverkan ur ett livscykelperspektiv av tre, i olika material, byggda broar. I studien jämfördes brokonstruktioner i materialen trä, stål och betong. Studien visar att bron konstruerad i betong har lägst totala miljöpåverkan medan bron i stål har högst. Resultatet i studien bekräftas delvis av Al-Emrani et al. (2013) som menar att konstruktioner i betong är generellt mer energieffektiva än konstruktioner i stål. I viktningen ansågs därför brokoncept i betong ha mindre miljöpåverkan än brokoncept i stål.

Gestaltning

Gestaltningsskriteriet syftar huvudsakligen på hurvida bron tillför något estetiskt värde för området. Gestaltningsskriteriet omfattar även upplevd säkerhet ur en bilists, tågresenärs, eller gång- och cykeltrafikants perspektiv. För bilister prioriteras god sikt vid genomfart och god överblick över medtrafikanter. För tågresenärer främjas en utformning som åstadkommer en god komfort vid överfart. För cyklister och fotgängare är det viktigt att ge en godtagbar banbredd med tydliga trygghetsaspekter som till exempel avskildhet från bilväg och god belysning. Då bron kommer att byggas i samband med upprustningen av den kringliggande stadsdelen medför det en ökad betydelse för det estetiska uttrycket. Broar i ett spann viktades högre ur gestaltningssynpunkt då de på grund av sin avsaknad av mittstöd möjliggör fri sikt. Bågbroar anses vara de koncept som har högst estetiskt värde. Innefattande risker kring gestaltning är hurvida bronns estetiska uttryck mottages av allmänheten idag såväl som i framtiden.

Komplexitet

En brokonstruktions komplexitet innebär brokonceptens detaljrikedom och hur invecklad konstruktionen är att dimensionera. I kriteriet antogs brokoncept med stor detaljrikedom vara mer komplexa att dimensionera vilket ligger som grund för viktningen. Trågbalkbroarna antogs vara minst komplexa medan de mer detaljrika fackverks- och bågbroarna antogs vara mer komplexa. Riskbedömningen i komplexitetskriteriet grundar sig att en högre komplexitet medför större risk för fel i projekteringsfasen. Fel i projekteringsfasen kan leda till stora, kostsamma och tidskrävande problem i produktions- och förvaltningsfasen.

Tidsåtgång

Tidsåtgången beaktar åtgångens tid under produktionsfasen i förhållande till negativ påverkan på kringliggande infrastruktur. Påverkande aspekter är produktionsmetod och

hurvida området utsätts för störningar sett till både invånare i form av buller och till samhället i form av trafikstörningar. Den huvudsakliga risken är eventuella förseningar och avvikelser från tidplan och de resulterande konsekvenser det får för samhället. Ur tidsåtgångens synpunkt är en standardiserad produktionsmetod att föredra på grund av dess förutsägbarhet gentemot unika lösningar. Brokoncept med en hög andel prefabricerade element och standardiserade arbetsuppgifter ansågs fördelaktiga i viktningen. Motsvarande har brokoncept som till stor del produceras på plats viktats lågt. Kriteriet har viktats förhållandevis lågt då inga omfattande störningar i form av trafikstopp till följd av produktionen förväntas ske, se avsnitt 2.2.

Arbetsmiljö

Arbetsmiljön berör arbetarnas hälsa och säkerhet under produktionsfasen. Det är viktigt att arbetsmiljön är god under hela produktionsfasen för att inte riskera arbetarnas hälsa, minimera risken för förslitningskador och undvika olyckor på byggarbetsplatsen. Det är under projekteringsfasen som det finns störst möjlighet att förebygga risker vid val av brokoncept och produktionsmetod för att uppnå en god arbetsmiljö (Arbetsmiljöverket, 2020). Byggmaterial har olika bra arbetsmiljö och betong är det byggmaterial som har sämst arbetsmiljö (Trafikverket, 2018). I viktningen har brokoncept i betong viktats lägre än de i stål. Kriteriet viktades högst då det direkt påverkar människors liv och hälsa.

Produktionsmetod

I kriteriet för produktionsmetoder jämförs brokoncepten i vilken mån element kan prefabriceras eller kräver tillverkning på plats. Tillverkningsprocessen i fabrik innebär större kontroll av alla ingående aspekter vilket resultera i en kortare byggtid. Vid komplicerade produktionsmetoder föreligger det risk för förseningar, byggfel samt att ytterligare utrustning måste införskaffas. En bra produktionsmetod är såväl anpassad till platsen, säker att utföra, ger en god arbetsmiljö, förutsägbar tidsåtgång, få temporära konstruktioner och har en låg totalkostnad. Brokoncept där det är möjligt att prefabricera element viktades högre än brokoncept som kräver platsgjutna element. Kriteriet viktades relativt högt på grund av dess betydelse och inverkan på brobygget i helhet.

Inspekterbarhet

Kriteriet på inspekterbarhet innefattar hur lätt den färdiga brokonstruktionen är att inspektera. Inspektioner genomförs regelbundet och utgör en viktigt del för att säkerställa den tekniska livslängden på bron. Valet av konstruktionsmaterial, stödkonstruktioner och övergångskonstruktioner avgör hurvida inspektioner kan utföras med enkelhet eller ej. Kriteriet väger också in påverkan av trafikstörningar som uppstår vid inspektionarbete. Med en detaljrik och komplicerad bro föreligger risken att komponenter med åtgärdsbehov undgår inspektion. Brokoncept med få och lättillgängliga detaljer har viktats högre än brokoncept med många och svåråtkomliga detaljer. Kriteriet viktades högt då inspektioner ansvarar för att upptäcka potentiella risker till följd av slitage.

Underhåll

Underhållskriteriet hör ihop med inspekterbarhet och beaktar det arbete som krävs för att bibehålla bronns tekniska livslängd. Beroende på brokonstruktion, konstruktionsmaterial,

detaljer och geografisk placering varierar underhållsbehovet. Generellt för konstruktioner, oberoende av material, är att de kräver regelbunden tvättning (Trafikverket, 2019b). Element i stål kräver generellt mer underhållsarbete då dessa måste underhållsmålas regelbundet (Trafikverket, 2018). Brodetaljer är underhållsintensiva och ansågs därför ofördelaktiga i viktningen (Trafikverket, 2018). I kriteriet beaktas även trafikstörningar som de olika underhållsarbeten ger upphov till. Brokoncept med hög detaljrikhet och brokoncept i stål viktades lägre. Kriteriet viktades likt inspekterbarhet högt då det direkt påverkar brokonstruktionens livslängd och säkerhet.

Krav område	Utvärderingskriterier	Kriterie vs Kriterie									Poäng	Rankning	α	β	Viktning $\alpha*\beta$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9					
Projektering	1 Ekonomi		1	1	2	2	1	1	1	1	10	8	20%	35%	7%
	2 Miljöpåverkan	3		3	3	3	1	2	1	1	17	4	33%		12%
	3 Gestaltning	3	1		3	3	1	1	1	1	14	6	27%		10%
	4 Komplexitet	2	1	1		2	1	1	1	1	10	8	20%		7%
Produktion	5 Tidsåtgång	2	1	1	2		1	2	1	1	11	7	21%	36%	8%
	6 Arbetsmiljö	3	3	3	3	3		3	3	3	24	1	46%		17%
	7 Produktionsmetod	3	2	3	3	2	1		2	1	17	4	33%		12%
Förvaltning	8 Inspekterbarhet	3	3	3	3	3	1	2		2	20	3	49%	28%	14%
	9 Underhåll	3	3	3	3	3	1	3	2		21	2	51%		15%
Summa:											144			100%	100%

Figur 9: Kriteriemall. Kriterierna har viktats mot varandra utifrån betygskalan 1-3 där en 1:a innebär att kriteriet anses mindre betydelsefullt, 2:a lika betydelsefullt och 3:a mer betydelsefullt än det jämförda kriteriet.

3.3.2 Viktningsmall

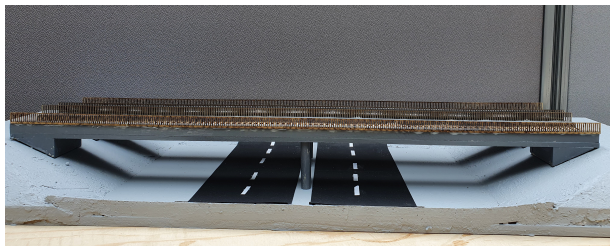
Brokoncepten som klarat urval två har utvärderats mot ovanstående kriterier som viktas enligt Figur 9. I Figur 10 redovisas brokonceptens viktade genomsnitt. Ur tabellen framgår att trågbalkbro i betong har det högst viktade genomsnittet av brokoncepten och ansågs således vara det mest lämpade konceptet.

Utvärderingskriterier		Ekonomi	Miljöpåverkan	Gestaltning	Komplexitet	Tidsåtgång	Arbetsmiljö	Produktionsmetod	Inspekterbarhet	Underhåll	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Viktfaktor		7%	12%	10%	7%	8%	17%	12%	14%	15%	Viktat genomsnitt
Alternativ	Bågbro i betong	2	2	4	2	2	1	1	2	2	1,91
	Bågbro i stål	1	1	4	3	3	2	2	2	1	2,01
	Trågbalkbro i betong	4	3	2	3	3	2	2	3	3	2,69
	Trågbalkbro i stål	2	2	2	3	4	3	4	3	1	2,62
	Fackverksbro i stål	1	1	3	2	3	3	3	2	1	2,13

Figur 10: Viktningsmall. Brokoncepten har viktats mot kriterierna utifrån betygskalan 1-4. En 1:a innebär att kriteriet uppfylls med viss tveksamhet. En 2:a innebär att kriteriet uppfylls. En 3:a innebär att kriteriet uppfylls med marginal. En 4:a innebär att kriteriet uppfylls med mycket god marginal.

4 Slutgiltigt brokoncept

I kapitlet utvecklas det slutgiltiga brokonceptet trågbalkbro i spännarmerad betong. Förslag ges på utformning av brodetaljer och brodelar från grundläggning till överbyggnad. Vidare föreslås produktionsmetod och viktiga kontroller som utförs i förvaltningsskedet samt andra underhållsaspekter. I Figur 11 och Figur 12 presenteras en fysisk modell av brokonceptet.



Figur 11: Fysisk modell av brokonceptet sedd från sidan.



Figur 12: Fysisk modell av brokonceptet sedd ovanifrån.

4.1 Överbyggnad

Överbyggnaden utformas som två separata, över mittstöd kontinuerliga, spännarmerade betongtrågbroar. Vardera trågbros primärbärverk utgörs av längsgående balkar i tvärsnittets ytterkanter. Balkarna har rektangulära tvärsnitt där tvärsnitthöjden begränsas av normalsektionen i avsnitt 2.3. Sekundärbärverket utformas som en betongplatta och utgör trågbotten mellan huvudbalkarna. Sekundärbärverket antas fördela lasten till primärbärverket. Betongplattans överyta utformas med en lutning om minst 1% ut mot kantbalkarna så att hela dess tätskikt avvattnas och ytavlopp placeras vid kantbalkarna så inget vatten blir stående i tråget (Trafikverket, 2019a). Stuprör placeras under betongplattan i anslutning till ytavloppen så att vattnet förs bort från underliggande väg och konstruktionsdelar (Trafikverket, 2019a). Ovanpå betongplattan anläggs ett ballastlager om minst 600 millimeter som sliprar och räls placeras på (Banverket, 2007). Sliprar antas vara helt nergrävda i ballastlagret vilket medför att räls höjden börjar vid ovankant ballast och räls höjden enligt UIC60 är 190 millimeter (Banverket, 2007).

4.2 Underbyggnad

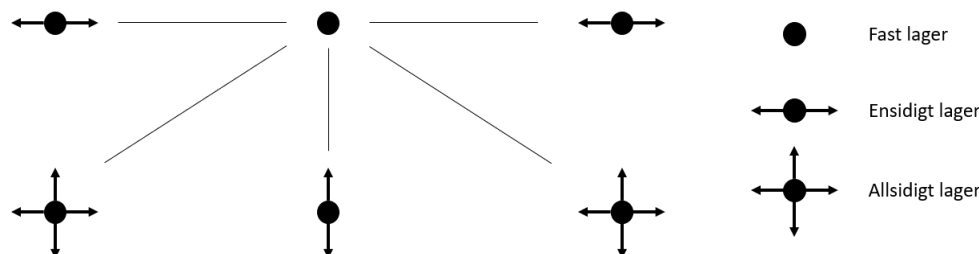
Underbyggnaden utgörs av de båda ändstöden och ett mittstöd som överför laster från överbyggnaden ner till grundläggningen. Ändstöden utformas som fristående landfästen. De fristående landfästena anordnas med en lagerpall som överbyggnaden placeras på (Trafikverket, 2018). Eftersom landfästena är fristående från överbyggnaden kräver konstruktionen övergångskonstruktioner mellan överbyggnaden och den anslutande banken (Trafikverket, 2018). Mittstödet utformas som två cirkulära pelare som placeras under trågets längsgående balkar. Pelarna placeras under de längsgående balkarna för att den vertikala lastöverföringen till pelaren ska ske med minsta möjliga excentricitet (Banverket, 2007). Om pelarnas diameter är större än balkbredden är det möjligt att öka bredden på balkarna lokalt (Banverket, 2007). Valet att utforma mittstöds konstruktion som två pelare gjordes framför allt för att ge bättre sikt genom kurvan under bron.

4.3 Grundläggning

Enligt förslagshandlingen ska grundläggning utgöras av spetsbärande pålar (se bilaga A). Anledning till grundläggningen med spetsbärande pålar antogs bero på områdets jordlagerföljd som presenteras i avsnitt 2.2. De spetsbärande pålarna slås ner till berg, således minimeras marksättningar och de tillskottskrafter som marksättningar ger upphov till (Olsson & Holm, 1993). De spetsbärande pålarna gjuts in i en bottenplatta vars uppgift är att fördela lasten jämnt över pålarna (A. Egefalk, personlig kommunikation, 4 maj, 2021). Bottenplattan grundläggs på tjälsäkert djup (Trafikverket, 2018). Brokonceptet kräver totalt fyra stycken ändstödskonstruktioner och fyra stycken pelare. Samtliga stödkonstruktioner grundläggs med separata pålade bottenplattor.

4.4 Detaljer

Korttidsrörelser uppstår på grund av temperaturförändringar och laster som bron utsätts för (Banverket, 2007). Lager och övergångskonstruktioner används för att ta hand om de korttidsrörelser som bron utsätts för (Trafikverket, 2018). Vid de fristående landfästena antas korttidsrörelserna understiga 80 millimeter vilket möjliggör en övergångskonstruktion med genomgående ballast vid respektive landfäste (Trafikverket, 2018). Valet av övergångskonstruktion möjliggör en kontinuerlig ballastbädd samtidigt som rörelse mellan broöverbyggnaden och den anslutande banken tillåts (Trafikverket, 2018). Anslutningar mellan stödkonstruktionerna och broöverbyggnaden utformas med en kombination av fasta, ensidigt- och allsidigtrörliga lager. Överbyggnaden låses i färdriktningen med ett fast lager vid mittstödet medan övrig rörelse tillåts från det fasta lagret och utåt, se figur 13. Valet av lagerutformning medför att samtliga horisontella laster från överbyggnaden behöver tas upp av mittstöden.



Figur 13: Principskiss av lagertyp och placering sett ovanifrån bron. Ett fast lager placeras vid mittstöd och övriga lager tillåter rörelse ut från det fasta lagret. Tillåtna rörelseriktningar illustreras med pilar.

Trågbalkarna dimensioneras med en bredd om minst 0,7 meter för att fungera som gångbana vid exempelvis servicearbeten och evakuering av tågresenärer (A. Egefalk, personlig kommunikation, 1 april, 2021). På utsidan av balkarna monteras ett skyddsräcke.

4.5 Produktion

Trågbroarna platsbyggs genom etappvis formgjutning (se bilaga D). Först formgjuts änd- och mittstöd, parallellt förbereds tillfälliga konstruktioner för överbyggnaden. De tillfälliga konstruktionerna har i syfte att stötta överbyggnaden tills tillräcklig hållfasthet

uppnåtts. För överbyggnaden tillverkas form och samtidigt sker inläggning av spänn- och slakarmering. Därefter gjuts betongen och då betongen i överbyggnaden har uppnått tillräcklig hållfasthet efterspänns spännkablarna från båda broändar. När samtliga brodelar är självbärande kan gjutformar och stödkonstruktionerna demonteras. Tråget fylls sedan med ballast varpå sliprar och räls anläggs. Under byggnation leds tågtrafiken om till ett tillfälligt intilliggande spår.

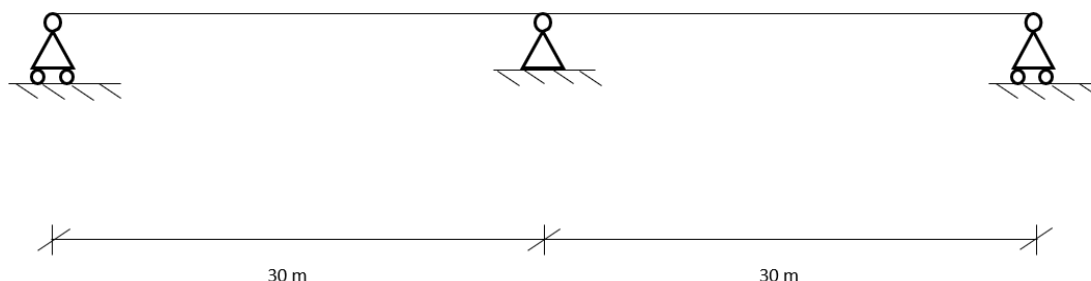
4.6 Förvaltning

Brokonceptet omfattar två separata broar, vilket innebär både för- och nackdelar i ett förvaltningsperspektiv. Två brobanor innebär att trafiken kan fortlöpa på ena brobanan medan den andra underhålls. För att handnära inspektion ska vara möjligt krävs ett fritt utrymme mellan brobanorna (A. Egefalk, personlig kommunikation, 1 april, 2021). Två brobanor innebär dock att fler detaljer behöver förvaltas. Broarna bör konstrueras så att det är enkelt att inspektera och underhålla lager och övergångskonstruktioner (Trafikverket, 2019a). Över- och underbyggnaden dimensioneras så att det finns möjlighet till att byta ut lager vid behov (Trafikverket, 2019a).

Betongen behöver skyddas mot kloridinträngning för att förhindra korrosion av armeringen (Al-Emrani et al., 2011). Kloridinträngning förebyggs genom regelbunden tvättning och kontroll av sprickbildning (Trafikverket, 2019b). Betongen impregneras för ytterligare skydd mot kloridinträngningar (Trafikverket, 2019b). Impregneringen av betongen krävs för att kunna bibehålla den tekniska livslängden på bron och sker i intervaller av 6-10 år (Trafikverket, 2019b).

5 Beräkningsförutsättningar

Beräkningsmodellen i längsled för båda broarna antas som en kontinuerlig balk i två spann med mittstödet som ett fixt lager och ändstöden som två rullager enligt Figur 14.



Figur 14: Beräkningsmodell med randvillkor för en av broarna i längsled.

Det antas två olika beräkningsmodeller för bottenplattans infästning i huvudbalkarna. Om bottenplattans maximala fältmoment ska beaktas antas infästningen vara fritt upplagd, se Figur 15. Om det maximala inspänningsmoment mellan bottenplatta och huvudbalk ska beaktas antas infästningen vara fast inspänd, se Figur 16. Orsaken till de olika antagandena är för att räkna på ytterligheterna till trågbottens randvillkor. I praktiken är bottenplattan ingjuten i huvudbalkarna och upplagsvillkoren är någonstans mittemellan de två beräkningsmodellerna.



Figur 15: Beräkningsmodell för beräkning av maximalt fältmoment.



Figur 16: Beräkningsmodell för beräkning av bottenplattans inspänningsmoment.

5.1 Laster

I preliminärdimensioneringen undersöktes det om dynamiska effekter behövde beaktas eller inte. Enligt Svenska institutet för standarder (2005) behöver inte de dynamiska effekterna beaktas i dimensioneringen om hastigheten understiger 200 km/h samt om bron är kontinuerlig. Hastigheten för broarna antas understiga 200 km/h och tillsammans med att broarna är kontinuerliga medför det att inga dynamiska effekter behöver beaktas. I dimensioneringen delas lasterna upp som permanenta vertikala laster, variabla vertikala laster, permanenta horisontella laster och variabla horisontella laster.

5.1.1 Permanenta vertikala laster

De permanenta vertikala lasterna utgörs av egentyngden för det armerade betongträget, ballasten, vertikal stödsättning, räls och evakueringsräcke. I Tabell 1 redovisas tungheten

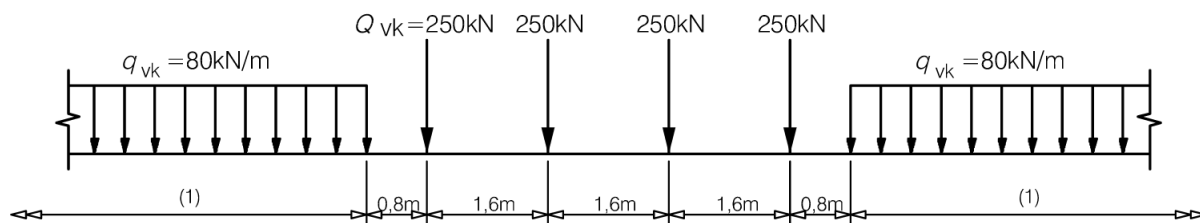
för armerad betong och ballast samt tyngd per längdenhet för räls och evakueringsrække. En vertikal stödsättning behandlas som en permanent vertikallast med följden att momentet ökar i fält och minskar över mittstödet (J.Leppänen, personlig kommunikation, 18 februari, 2021). Vertikal stödsättning kommer inte behandlas i den preliminära dimensioneringen.

Tabell 1: Tunghet samt tyngd per längdenhet för de permanenta vertikala lasterna (J. Leppänen, personlig kommunikation, 18 februari, 2021).

Armerad betong	$\gamma = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
Ballast	$\gamma = 20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
Räls	$g_k = 0,5 \text{ [kN/m]}$
Evakueringsrække	$g_k = 0,5 \text{ [kN/m]}$

5.1.2 Variabla vertikala laster

Tåglasten är en variabel vertikal last som inkluderas i den preliminära dimensioneringen. För tåglasten används LM 71 som dimensionerande lastmodell i preliminärdimensioneringen (Svenska institutet för standarder [SIS], 2003b). Lastuppställning för tåglast enligt lastmodell LM 71 redovisas i Figur 17. De karakteristiska värdena på de vertikala lasterna enligt LM 71 redovisas i Tabell 2. De karakteristiska lasterna multipliceras med faktorn $\alpha = 1,33$ vid dimensionering (SIS, 2003b). Snölast är en variabel vertikal last som inte beaktas. Detta då trafiklast och snölast inte kan verka samtidigt och trafiklasten då anses dimensionerande (J.Leppänen, personlig kommunikation, 18 februari, 2021).



Figur 17: I figuren visas lastuppställningen enligt LM 71 och karakteristiska värden på vertikala laster (SIS, 2003b, med tillstånd). Med (1) menas obegränsad utsträckning.

Tabell 2: Karakteristiska värden för de vertikala lasterna enligt LM 71 (SIS, 2003b)

Koncentrerad last	$Q_{vk} = 250 \text{ [kN]}$
Utbredd last	$q_{vk} = 80 \text{ [kN/m]}$

5.1.3 Permanenta horisontella laster

De permanenta horisontella lasterna som järnvägsbron utsätts för är jordtryck, vattentryck, horisontell stödsättning, krympning och spännkraft (J.Leppänen, personlig kommunikation, 18 februari, 2021). Leppänen förklarar att ändstöden utsätts för jordtryck

ifrån banken som ökar linjärt ifrån banknivån och vattentryck som ökar linjärt ifrån grundvattennivån. Vidare förklarar Leppänen att en horisontell stödsättning framkallar en excentrisk belastning vilket ger upphov till ett vridande moment på överbyggnaden. I den preliminära dimensioneringen behandlades inte jordtryck, vattentryck eller horisontella stödsättningar.

Betongens krympning framkallar krympkrafter i armeringen som hindrar betongen att krympa fritt. Krympning påverkar tillsammans med långtidseffekter spännkablarna då kablarnas spännkraft minskar (J.Leppänen, personlig kommunikation, 18 februari, 2021). Långtids- och krympningseffekterna beaktas överslagsmässigt genom en reducering av spännkraften med korrektionsfaktorn $\eta = 0,8$ (M.Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021). Spännkraften dimensioneras för att motverka sprickbildning i bruksgränstillstånd samt för att betongen skall klara av vidhäftningen (M.Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021). Uteblivandet av sprickbildning medför att slakarmeringen är överksam och effekter till följd av krympning har därför inte beaktats.

5.1.4 Variabla horisontella laster

Enligt SIS (2003b) ska sidokraft, accelerationskraft, bromskraft, vindlast och temperaturpåverkan beaktas vid dimensionering av järnvägsbroar. I dimensionering av sidokraft, accelerationskraft och bromskraft används karakteristiska laster och storleken på dessa redovisas i Tabell 3. I preliminärdimensioneringen har inte de karakteristiska lasterna beaktats. Temperaturpåverkan ger upphov till en horisontell rörelse och har beaktats enligt

Tabell 3: Karakteristiska värden för de variabla horisontella krafterna (SIS, 2003b).

Sidokraft	$Q_{sk} = 100$ [kN]
Accelerationskraft	$Q_{lak} = 33$ [kN/m]
Bromskraft	$Q_{lbk} = 20$ [kN/m]

SS-EN 1991-1-5 (SIS, 2003a). Betong har en längdutvidningskoefficient, α_{Tc} , som utläses från Tabell 4. Temperaturskillnaden, ΔT , beräknas från maximala- och minimala temperaturen uppmätta i Göteborg, se Tabell 4. Temperaturrörelsen beräknas sedan med ekvation 1.

$$\Delta L = \alpha_{Tc} \cdot \Delta T \cdot L \quad (1)$$

Tabell 4: Temperaturdata för Göteborg samt längdutvidgningskoefficienten för betong och temperaturdata för Göteborg (SIS, 2003a).

Längdutvidgningskoefficient	$\alpha_{Tc} = 10 \cdot 10^{-6}$ [K ⁻¹]
Maximal temperatur	$T_{max} = 35$ [°C]
Minimal temperatur	$T_{min} = -29$ [°C]

Enligt SIS (2005) ska vindlaster beräknas vinkelrätt respektive parallellt broarna. Vindlasterna beräknas enligt ekvation 2 där indatan för luftens densitet ρ , vindens referenshastighet v_b , formfaktorn C och referensarea A_{ref} presenteras i Tabell 5.

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref} \quad (2)$$

6 Preliminär dimensionering

Den preliminära dimensioneringen inleddes med att beräkna dimensionerande moment och tvärkrafter för ett antaget tvärsnitt. Från de framräknade momenten och tvärkrafterna bestämdes kritiska snitt och en uppskattning av spännkraft och armeringsmängd genomfördes. Slutgiltig kapacitet har därefter beräknats och kontrollerats gentemot lastförutsättningar och krav. Dimensioneringsprocessen är således en iterativ process då tvärsnittsdimensionerna ändras under processens gång för att uppnå ett optimerat tvärsnitt. För ingående beskrivning av nyttjade ekvationer (se bilaga E).

6.1 Dimensionerande laster

Tungheter och tyngd per längdenhet för betong, ballast och detaljer hämtas från avsnitt 5.1.1 och korrigeras till dimensionerande laster. Vidare har de karakteristiska lasterna enligt avsnitt 5.1.2 korrigeras till dimensionerande laster. Samtliga dimensionerande laster presenteras i Tabell 6. De dimensionerande lasterna har använts till att bestämma dimensionerande moment och tvärkraft.

Tabell 6: Dimensionerande laster

Egentyngd betong	$G_{betong} = 149,0$ [kN/m]
Egentyngd ballast	$G_{ballasts} = 64,8$ [kN/m]
Räls	$G_{räls} = 1$ [kN/m]
Evakueringsräcken	$G_{räcken} = 1$ [kN/m]
Dimensionerande koncentrerad vertikallast	$Q_{vd} = 170,5$ [kN]
Dimensionerande utbredd vertikallast	$q_{vd} = 106,4$ [kN/m]

6.2 Dimensionerande moment och tvärkraft

Enligt SIS (2002) ska de fyra lastkombinationerna brottgräns, karakteristiskt, frekvent och kvasi-permanent användas vid dimensionering. Vidare har de dimensionerande lasterna kombinerats i enlighet med de fyra lastkombinationerna (se bilaga E). Utifrån beräkningsmodellens iterativa process, se avsnitt 5.2, har varje lastkombinations dimensionerande moment och tvärkraft beräknats med de interaktiva programmet CALFEM för Matlab (Austrell et al., 2004) (se bilaga F). Lastkombinationernas dimensionerande moment och tvärkrafter presenteras i Tabell 7. Den iterativa processen identifierar även beräkningsmodellens kritiska fält- och stödsnitt.

Tabell 7: Dimensionerande moment och tvärkraft

Lastkombination	Max moment [kNm]	Min moment [kNm]	Maximal tvärkraft [kN]
Brottgränstillstånd	17345	-30758	10253
Karakteristiskt	13601	-24114	8039
Frekvent	11569	-20522	6841
Kvasi-permanent	6828	-12139	4046

6.2.1 Upplagskrafter

För de fyra lastkombinationerna beräknas de vertikala upplagskrafterna för mitt- och ändstöd. Vidare genomförs kontroll att de yttre lasterna inte ger upphov till lyft av lagren. Enligt beräkningar föreligger ingen risk för att lagrena lyfter från stöd då stödkrafterna inte är nedåtriktade (se bilaga F).

6.3 Tvärsnittsdimensionering i längsled

Lastkombinationernas dimensionerande moment och tvärkrafter ställer krav på överbyggnadens tvärsnittstutformning samt betong- och armeringskvalitet. Nedan följer dimensioneringsprocessen för tvärsnittets armering, spännkablarnas utformning och erforderlig spännkraft.

6.3.1 Medverkande flänsbredder och tvärsnittskonstanter

Kontroll utförs om det är möjligt att inkludera en del av bottenplattan till huvudbalkarnas tvärsnitt, vilket hade gett en positiv effekt för tvärsnittets bärförmåga. Delen av bottenplattan som eventuellt kan inkluderas benämns som medverkande flänsbredd och räknas ifrån ytterkant huvudbalk in mot trågmitt. Då de medverkande flänsbredderna uppfyllde kraven var det möjligt att inkludera dem vid beräkning av tvärsnittskonstanterna: effektiv area, tyngdpunkt och yttröghetsmoment för respektive snitt. Storleken på den medverkande flänsbredden för stöd- och fältsnitt presenteras i Tabell 8 (beräkningar för medverkande flänsbredd beskrivs i bilaga E). De beräknade tvärsnittskonstanterna för respektive snitt presenteras i Tabell 8.

Tabell 8: Medverkande flänsbredd och tvärsnittskonstanter för kritiska snitt

	Medverkande flänsbredd, b_{eff} [m]	Effektivarea, A_{eff} [m ²]	Tyngdpunkt, x_{tp} [m]	Yttröghetsmoment, I [m ⁴]
Stödsnitt	2.94	2.64	0.583	0.284
Fältsnitt	3.49	2.97	1.149	0.599

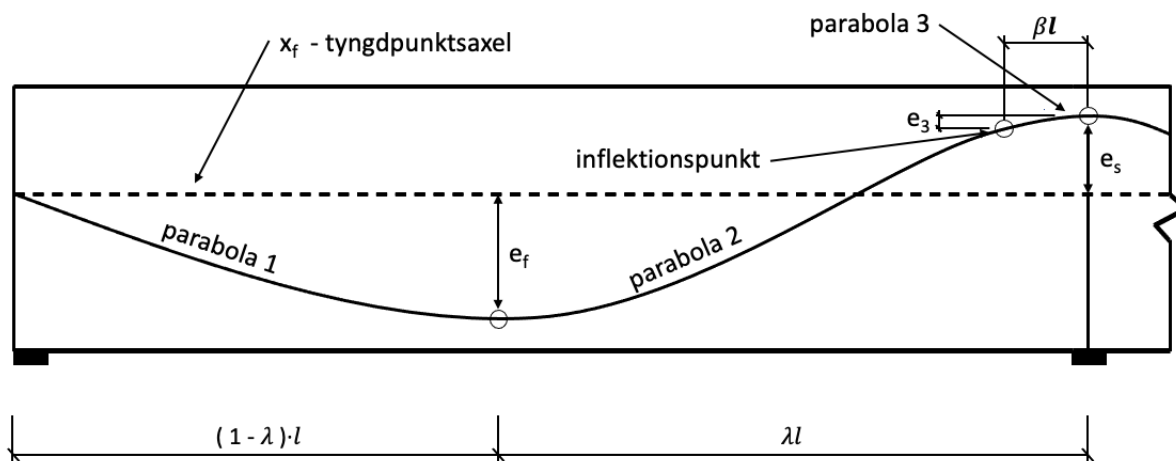
6.3.2 Dimensionering av spännkablur

Vid förspänningen uppstår ett tvångsmoment som ger upphov till momentomlagringar i balkarna (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021). Det exakta tvångsmomentet för balkarna beräknas inte i preliminärdimensioneringen, däremot beräknas ett uppskattat tvångsmoment. Det uppskattade tvångsmomentet beräknas till $\Delta M_b = 5989,5$ kNm. Momentomlagringarna som uppstod till följd av tvångsmomentet erfordrar att nya dimensionerande moment beräknas (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021).

I preliminärdimensioneringen beräknas en undre och övre gräns på spännkraftens storlek för stöd- respektive fältsnitt (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021) (se bilaga E). Karlsson förklarar att den undre gränsen innefattar kravet om att balken alltid ska befinna sig i stadium I. Vidare förklarar Karlsson att om den övre gränsen överskrids finns det risk att betongen krossas vid uppspanning. I preliminärdimensioneringen genomfördes ingen kontroll för vilket stadium betongen befinner sig i, eftersom tvärsnittet

förutsätts vara osprucket.

Nästa steg i den preliminära dimensioneringen var att utforma spännkablarnas placering i balkarna, även kallat kabelföring. Med anledning av att det dimensionerande momentet och att balkarna är symmetriska redovisas kabelföringen endast för vänster brospann, se Figur 19. Motsvarande kabelföring i höger brospann blir en direkt spegelbild av den vänstra. Kabelföring utformas som tre parabolsegment enligt Figur 19 och för varje parabolsegment bestäms excentricitet, längd, lutning och krökning (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021) (se bilaga E). Beräknade parametrar för kabelföringen redovisas i Tabell 9.



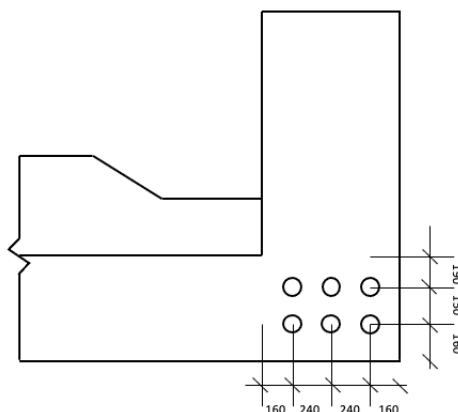
Figur 19: Principskiss av spännarmeringens kabelföring

Tabell 9: Beräknade parametrar för kabelföringen

	Excentricitet vid ände [m]	Längd [m]	Lutning i ände [rad]	Krökningsradie [m]
Parabolsegment 1	0,2415	10,75	0,0449	239,25
Parabolsegment 2	0,4635	10,75	0,0862	124,66
Parabolsegment 3	0,3665	8,5	0,0862	98,56

Urspaningsrören innehållande spännkablar anordnas enligt parametrarna för kabelföringen. Vid uppspänningen av spännkablarna uppstår det friktionsförluster mellan spännkablarna och urspanningsrören (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021). Karlsson menar att friktionsförlusterna ökar med kabelföringens vinkeländring och för att beräkna den definitiva spännkraften behöver friktionsförlusterna beräknas.

Med hjälp av den definitiva spännkraften bestämdes ett system och antalet kablar beräknades. Systemet valdes med aktiv ankare av typ AnC15 för internt bunden förspänning, spännkablarna valdes av modell 19C15 och består av 19st spännlinor per kabel (Soletanche Freyssinet, 2014). Varje spännkabel kräver ett urspanningsrör om 100 millimeter (Soletanche Freyssinet, 2014). Enligt företaget Soletanche Freyssinet består urspanningsröret av korrugerad stålplåt och har en friktionskoefficienten, μ , på $0,17 \text{ rad}^{-1}$. Antal erforderliga kablar beräknades till 6st per balk för att uppnå beräknad spännkraft. Spännkablarna placerades i två lager enligt Figur 20.



Figur 20: Riktlinje för placering av spännkablar i fältsnitt

6.3.3 Tvärkraftsarmering och slakarmering

Enligt SIS (2005) krävs det att konstruktionens slakarmering uppfyller kravet på minimiarmering. SIS (2005) ställer krav på att tvärkraftsarmeringen ska ordnas med ett maximalt centrumavstånd och en minimum mängd tvärkraftsarmering ska finnas. I den preliminära dimensioneringen har tvärkraftsarmeringen dimensionerats med avseende på den maximala tvärkraften och slakarmeringen dimensionerats för att uppfylla kravet om minimiarmering (se bilaga E). Spännkablarna har dimensionerats för att klara hela det dimensionerande momentet och således antogs slakarmeringen endast behöva uppfylla minimikravet.

Armeringsdiameter som använts för slakarmeringen och tvärkraftsarmering är 20 respektive 16 millimeter. Erforderlig slakarmering i kritiska snitt presenteras i Tabell 10. Skjuvsprickornas lutning har antagits till 21.8° . Antagandet gav vid beräkning av erforderligt centrumavstånd mellan tvärkraftsarmering avståndet 90 millimeter.

Tabell 10: Erforderlig slakarmering för kritiska snitt i brons längsled

	Antal stänger [st]	Centrumavstånd [mm]
Fältsnitt	25	138
Stödsnitt	6	576

6.4 Momentkapacitet i längsled

Vid preliminärdimensioneringen kontrollerades momentkapacitet för fält- och stödsnitt mot det dimensionerande momenten i brottgränstillstånd för respektive snitt (se bilaga E). I Tabell 11 redovisas fält- och stödsnittets momentkapacitet respektive dimensionerande moment i brottgränstillstånd. Den preliminära dimensioneringen för momentkapaciteten innefattade endast att momentkapaciteten för brottgränstillstånd ska vara tillräcklig. Då kravet på momentkapacitet i längsled för tvärsnittet uppnått ansågs preliminärdimensioneringen avklarad och inga ytterligare kapacitetsberäkningar genomfördes i längsled (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021).

Tabell 11: Momentkapacitet och dimensionerade moment i brottgränstillstånd för kritiska snitt.

	Momentkapacitet, M_{Rd} [kNm]	Dimensionerade moment, M_{Ed} [kNm]
Fältsnitt	34 702	17 345
Stödsnitt	34 702	30 758

6.5 Dimensionering i tvärled

I den preliminära dimensioneringen har ett tvärsnitt för brobaneplattan antagits vars kapacitet kontrolleras mot de laster den utsätts för. Brobaneplattan utsätts för de dimensionerande lasterna: dimensionerande koncentrerad vertikallast, dimensionerande utbredd vertikallast och egentyngd för betong, ballast samt räls, se Tabell 6. För de dimensionerande lasterna beräknades dimensionerande moment och tvärkraft med samma metod som i avsnitt 6.2.

6.5.1 Armeringsmängd i bottenplattan

Brobaneplattans momentkapacitet dimensioneras i en iterativ process där bottenplattans kapacitet kontrolleras mot dimensionerade moment. Utifrån det dimensionerande momentet antogs en första erforderlig armeringsmängd för brobaneplattans underkant. Vidare kontrollerades brobaneplattans kapacitet mot dimensionerande moment i brottgränstillstånd. Uppfylls inte kravet på tillräcklig kapacitet kompletterades bottenplattan med armering i över- och underkant tills kapacitet uppnåts. Slutgiltigt slakarmering har diameter på 20 millimeter och erforderlig mängd presenteras i Tabell 12.

Tabell 12: Erfordrig slakarmering för kritiska snitt i bronns tvärled

Position i brobaneplatta	Antal stänger [st]	Centrumavstånd [mm]
Överkant	6	267
Underkant	23	66

6.5.2 Tvärkraftsarmering i bottenplattan

Dimensionering av tvärkraftsarmering i brobaneplattan följer metod beskriven i avsnitt 6.3.3 och delar även samma ingångsdata. Slutgiltig tvärkraftsarmering har en diameter på 16 millimeter och ett centrumavstånd på 260 millimeter.

6.6 Total nedböjning

Trafikverket (2011) har som krav att nedböjningen för järnvägsbroar maximalt får vara $L/500$ eller $L/800$ om tåghastigheten understiger respektive överstiger 90 km/h. I den preliminära dimensioneringen antogs det strängaste kravet då tåghastigheten inte är specificerad. Kravet om $L/800$ innebär en maximal nedböjning på 37,5 millimeter i vardera spann. Nedböjningen i den preliminära dimensionering beräknas med grafiska metoden (se bilaga E). Den slutgiltiga nedböjning för respektive spann beräknades till 30,34 millimeter och nedböjningen för brobaneplattan beräknades till 4,12 mm. Genom att kombinera dessa nedböjningar gavs den totala nedböjningen som således blev 34,46 mm vilket ligger inom den acceptabla gränsen.

6.7 Temperaturutvidgning

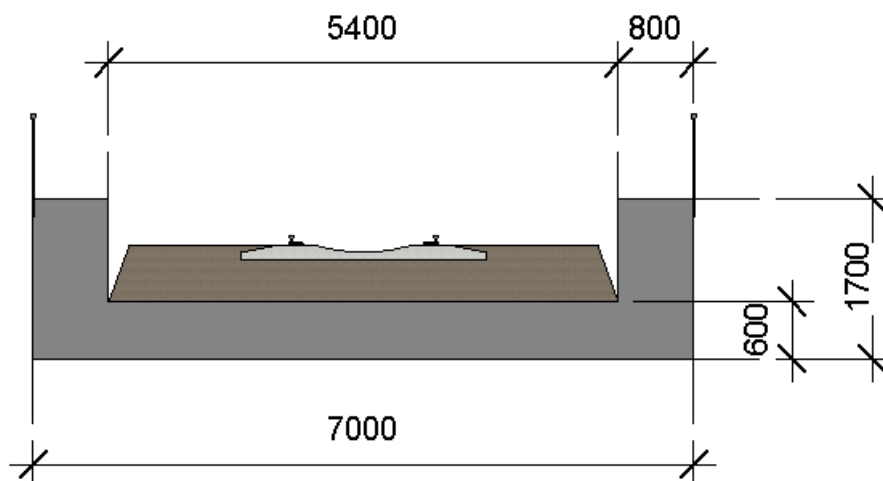
Temperaturutvidgningen per spann beräknas enligt SIS (2003a) där högsta respektive lägsta uppmätta temperatur för Göteborg analyseras tillsammans med temperaturutvidgningskoefficienten, α_{Tc} , för betong. Detta ger en slutgiltig temperaturutvidgning på 19,2 millimeter för respektive spann. Slutgiltiga temperaturutvidgningen bekräftar antagandet om att övergångskonstruktion med genomgående ballast kan användas, se avsnitt 4.4.

6.8 Vindlast

Vindlasten som påverkar bron beräknas i enlighet med avsnitt 5.1.4 och ger uppbehov till två komponenter. Vindlasten som påverkar bron i tvärled $F_{w,tvärled}$ blir 186,47 kN och vindlasten i brons längsled $F_{w,längsled}$ blir 46,62 kN.

6.9 Slutgiltigt tvärsnitt

Preliminära dimensioneringen utfördes i syftet att kontrollera om brokonceptet är möjligt att genomföra efter platsens förutsättningar. Dimensioneringsprocessen bestod således av att iterera fram ett optimerat slutgiltigt tvärsnitt. Det slutgiltiga tvärsnittet presenteras i Figur 21.



Figur 21: Slutgiltiga tvärsnittsmått. Illustration skapad i Revit.

7 Diskussion

Arbetets syfte var att genom en förstudie föreslå det brokoncept som var lämpligast för platsen. Vidare skulle det föreslagna konceptets genomförbarhet bekräftas med en preliminärdimensionering. Förutsättningarna som tillhandahållits var en förslaghandling som brokonceptet skulle förhålla sig till samtidigt som det skulle uppfylla gällande norm- och regelverk. Arbetet var således ett öppet och formbart problem. Under arbetets gång har förenklingar och antaganden gjorts som har kunnat påverka resultatet. Diskussionen behandlar gjorda antaganden, förenklingar, avgränsningar, nyttjandet av källor och hur de påverkat resultatet.

Urvalsprocess

I ett branschenligt projekt till ett broförslag finns många byggaktörer med olika agendor och erfarenheter. I arbetet simulerades endast fyra olika byggaktörer med uppdelning i specialistgrupper. Risken med detta är att viktiga aspekter kan ha glömts bort eller undervärderats i framtagandet och urvalet av brokoncepten. Urvalsprocessen grundade sig på de erfarenheter som författarna hade gällande brokonstruktioner. Urvalsprocessen valdes att inledas med spännviddsbegränsning, därefter bärverkets placering och slutligen viktning. Det första urvalet ansågs rimligt med tanke på att olika brokoncept är lämpliga vid olika spännvidder. Det andra urvalet motiverades med antagandet att inga brokoncept med underliggande bärverk var möjliga på grund av den låga konstruktionshöjden. Antagandet gjordes då ingen tillgänglig information för konstruktionshöjder fanns. Risken med antagandet är att möjliga brokoncept sällats bort. Det sista urvalet utfördes genom att i viktningen simulera de aktörerna som deltar i framtagandet av ett broförslag genom användande av specialistgrupper. Användandet av viktning ansågs vara bra men det kräver att specialistgrupperna formulerat relevanta kriterier.

I viktningen prioriterades förvaltningskriterierna eftersom det är dem som gör att den tekniska livslängden kan uppnås. Arbetsmiljön var det kriterium som viktades allra högst med anledning att det påverkar människors liv och hälsa. Ekonomikriteriet är troligtvis det kriterium som har störst påverkan vid val av vilket koncept som anses mest lämpligt om inga avgränsningar hade funnits. I ett verkligt projekt måste alla aktörer förhålla sig till beställarens budget och kostnadsanalyser genomförs för alla projektfaser. I urvalsprocessen har dessutom enbart broöverbyggnader jämförts medan det sannolikt hade varit brokonceptens nödvändiga underbyggnad och grundläggning som påverkat budgetutfallet mest. Ekonomikriteriet viktades lägst med anledning av avgränsningarna mot ekonomi samt att inget budgetkrav fanns som förutsättning för att ge mer korrekt resultat.

Urvalsprocessen har således påverkats och begränsats som en direkt konsekvens av arbetets avgränsningar. Viktningskriterier som normalt har en avgörande roll för vilket koncept som anses mest lämpligt har i arbetet nedprioriterats som en följd av avgränsningarna. Exempelvis har viktningen av brokoncepten mot miljökriteriet generaliserats till konstruktionsmaterial och en förenklad uppskattning av materialmängden. En grundligare analys av brokonceptens miljöpåverkan hade sannolikt förändrat viktningresultatet. Trots urvalsprocessens gjorda förenklingar och generaliseringar ansågs resultatet vara rimligt då trågbalkbroar i betong är ett vanligt förekommande brokoncept när konstruktionshöjden är begränsad.

Beräkningar

I den preliminära dimensioneringen beskrevs brons verkningsätt genom användandet av flera förenklade beräkningsmodeller. Brons beståndsdelar har således förenklats genom att beskriva brons verkningsätt i längs- och tvärled med varsin modell. Randvilkoren stämmer inte helt överens med det faktiska verkningsättet. I dimensioneringen har därav ytterligheterna för varje fall kontrollerats. Exempel på detta var att det utformades två beräkningsmodeller för trågets infästning i huvudbalkarna, då trågets verkningsätt är en kombination av dessa. Förfarandet har använts för att säkerställa tillräcklig kapacitet men kan ha resulterat i ett överdimensionerat tvärsnitt.

Dimensioneringen av bronkonceptet är inte fullständig då vitala delar för bron ännu inte har dimensionerats. För arbetet har det gjorts avgränsningar mot underbyggnaden och därför har denna inte dimensionerats. En slutgiltig dimensionering av broförslaget behöver även inkludera horisontella laster, interaktion mellan horisontella och vertikala laster, utmattning, olyckslaster, slutlig dimensionering av spännkablar samt kontroll av beräkningsantaganden som gjorts i preliminärdimensioneringen. Ett antagande som gjorts i den preliminära dimensioneringen är att tåghastigheten ska överstiga 90 km/h vilket gav nedböjningskravet $L/800$. Om maxhastighet är lägre är tvärsnittet överdimensionerat med hänsyn till det lägre nedböjningskravet $L/500$. Minsta tillåtna frihöjden är 4,7 meter och detta kravet klaras med 60 millimeters marginal. Framtaget broförslag klarar kravet om frihöjd på 4,7 meter och ansågs därför vara genomförbart.

Källkritik

I arbetet utfördes en omfattande sammanställning av tillgänglig ämnesrelevant information. Sammanställningen låg sedan till grund för urvalsprocessen och innefattade all nödvändig information för att jämföra koncepten med varandra. Informationen i sammanställningen kommer främst från publikationer utförda av myndigheterna Trafikverket och Banverket (del av nuvarande Trafikverket). Publikationerna är inte utförda för egenvinning och är också de som används vid utformning av broar i Sverige. Informationen från publikationerna anses därför som mycket trovärdig. I viktningen av vissa kriterier har argument underbyggts med resultat ifrån vetenskapliga artiklar. Artiklarnas resultat anses som trovärdiga men har inte jämförts mot liknande artiklar i ämnet. På grund av brist på information kring trågbroar har en tidigare mastersuppsats används som referens. Då referensen inte redovisar var information hämtats ifrån anses den som mindre trovärdig och har därav enbart använts vid avsaknad av annan källa.

I den preliminära dimensioneringen har litteraturkällorna främst utgjorts av kurslitteratur och standarder utfärdade av SIS. Standarderna som använts är aktuella kravdokument som används vid brodimensionering och anses därför som trovärdiga. Kurslitteraturen är skriven av ämneskunniga forskare och används i undervisningen på Chalmers tekniska högskola. Vid vägledningen i den preliminära dimensioneringen och när information har varit svår att finna i litteraturen har personlig konversation i form av föreläsningar och muntlig konversation använts. Den personliga kommunikationen har förts med yrkesvana brokonstruktörer med mångårig erfarenhet samt med universitetsforskare och lektorer.

8 Slutsats

Syftet med arbetet var att utföra en förstudie för en järnvägsbro över nya Lillhagsvägen, vilket innebar att ta fram ett lämpligt brokoncept och utföra en preliminärdimensionering. Urvalet inleddes med att välja bort de brokoncept som inte klarade kraven för platsen och sedan viktades de resterande koncepten mot varandra och trågbalkbro med spännarmerad betong valdes som det slutliga brokonceptet. När det slutgiltiga brokonceptet hade valts utfördes en preliminärdimensionering. Den preliminära dimensioneringen resulterade i dimensioner för tvärsnittet, för att kontrollera att dimensionerna är optimala krävs ytterligare beräkningar. Brokonceptet behöver även utvecklas med dimensionering av underbyggnad och grundläggning.

Referenser

- Al-Emrani, M., Björn, E., Johansson, M. & Johansson, P. (2011). *Bärande konstruktioner del 2* (Rapport 2011:1). Chalmers Tekniska Högskola.
- Al-Emrani, M., Björn, E., Johansson, M. & Johansson, P. (2013). *Bärande konstruktioner del 1* (Rapport 2013:1). Chalmers Tekniska Högskola.
- Arbetsmiljöverket (2020, 6 juni). *Förebygg risker på byggarbetsplatsen*. <https://www.av.se/produktion-industri-och-logistik/bygg/forebygg-risker-pa-byggarbet-splatsen/>
- Arbetsmiljöverket (2021, 22 mars). *Buller*. <https://www.av.se/halsa-och-sakerhet/buller/>
- Austrell, P.E., Dahlblom, O., Lindemann, J., Olsson, A., Olsson, K.G., Persson, K., Petersson, H., Ristinmaa, M., Sandberg, G., Wernberg, P.A. (2004). *CALFEM: A Finite Element Toolbox*. Lund: The Division of Structural Mechanics.
- Banverket (2007). *Handbok Broprojektering* (F07-1100/BA45).
- Brockenbrough, R.L. Merrit, F.S. *Structural Steel Designer's Handbook, Sixth Edition* 6th edition. McGraw-Hill Education.
- Burström, P.G. (2020). *Byggnadsmaterial - Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. (2. uppl). Studentlitteratur AB.
- Engström, B. (2011). *Design and analysis of prestressed concrete structures* (Report 2011:7). Chalmers Tekniska Högskola
- European Committee for Standardization (2002). *EN1990: Eurocode - Basis of structural design*. <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1990.2002.pdf> (2002)
- Fridlund, A. Svensson, J. (1992). *Trågbroar: järnvägsbroar med genomgående ballast*. (TVBK-5059). [Masteruppsats. Lunds Universitet]. Division of Structural Engineering Civil Engineering (M.Sc.Eng.).
- Gervásio, H. & da Silva, L. (2008). Comparative lifecycle analysis of steel-concrete composite bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 4:4, 251-269, <https://doi.org/10.1080/15732470600627325>
- Göteborgs Stad. (2019). *Program för Backaplan* https://goteborg.se/wps/portal/start/byggande--lantmaterie-och-planarbete/kommunens-planarbete/plan--och-byggprojekt/!ut/p/z1/hY3JDoIwFEU_qa-1Uli2CERLxDFCN6YqMRWtRpCFX28dVibKW93hnVykUI6U1a3Z68acrT46XyhvPcGjqS8whywJYhgu5CQeyzQDSdGq60G5Gn4chw_HYsZET2AJCMvvnP_z0AHXzierSlJAI8olr4nGPBUhj1PMk-mDM2RQqpu9K6-NW25rY7G71ER9AeUEcA-50EYRSLEpM8GNAIgcSgIPKGTv1batqa2L-QZXa7nQ1k1Zve2rtNOXU7LZX5f1Jt7WTwA5s-eXA!!/p0/IZ7_42G01J41K86B70ALKC36K76KL7=CZ6_P1JQ8B1A00G9F0ITKPFNKLOOK4=MEviewDetail!BN0698QCP16==/

- Hammervold, J., Reenaas, M., & Brattebø, H. (2013). Environmental Life Cycle Assessment of Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 18(2), 153-161. DOI:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000328.
- Lebet, J-P. Hirt, M.A. (2013). *Steel Bridges: Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges*. Access Engineering. <https://doi.org/10.1201/b15429>.
- Olsson, C. Holm, G. (1993). *Pålgrundläggning*. AB Svensk Byggtjänst & Statens geotekniska institut.
- Ritter, M. (1990). *Timber Bridges - Design, Construction, inspection and maintenance*. United States Department of Agriculture.
- Soletanche Freyssinet (2014). *Freyssinet Prestressing* [Produktblad]. [http://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_en.nsf/0/F18FB707558A85C2C1257C6A003372B0/\\$file/C%20III%20I_FREYSSINET%20PRESTRESSING_EN_V14.PDF](http://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_en.nsf/0/F18FB707558A85C2C1257C6A003372B0/$file/C%20III%20I_FREYSSINET%20PRESTRESSING_EN_V14.PDF).
- Svenska institutet för standarder (2002). *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. (ICS: 91.010.30; 91.070.01; 91.070.50; 91.070.60). <https://www.sis.se/api/document/get/32603>
- Svenska institutet för standarder (2003a). *Laster på bärverk – Del 1-5: Allmänna laster – Temperaturpåverkan*. (ICS 91.010.30). <https://www.sis.se/api/document/get/34888>
- Svenska institutet för standarder (2003b). *Laster på bärverk - Del 2: Trafiklast på broar*. (ICS 91.010.30; 93.040). <https://www.sis.se/api/document/get/34672>
- Svenska institutet för standarder (2005). *Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast*. (ICS: 91.010.30; 91.070.01; 91.070.50; 91.070.60). <https://www.sis.se/api/document/get/66459>
- Trafikverket (2011). *TRVK Bro 11 - Trafikverkets tekniska krav Bro* (TRV 2011:085). https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/10753/RelatedFiles/2011_085_trvk_bro_11.pdf.
- Trafikverket (2014). *BaTMan - Kodförteckning och beskrivning av brotyper*. - Sektionen för bro- & tunnelteknik.
- Trafikverket (2015). *BVS 1586.20 Banöverbyggnad - Infrastrukturprofiler "Krav på fritt utrymme utmed banan"*. (TDOK 2014:0555).
- Trafikverket (2017). *Granskningshandling, E6.21 Lundbyleden, delen Brantningsmotet - Ringömötet* (TRV 2015/39325). https://www.trafikverket.se/contentassets/6e09cdddd92c4b7c84bbe584ff72b18d/1_plan_och_milljobeskrivning.pdf.
- Trafikverket (2018). *Broprojekteringshandboken* Förhandsutgåva. Trafikverket.
- Trafikverket (2019a). *Krav Brobyggande* (TDOK 2016:0204). <https://www.trafikverket.se/contentassets/5e3d8c0eb4e94efd9738cca74b912bf5/krav-brobyggande.pdf>

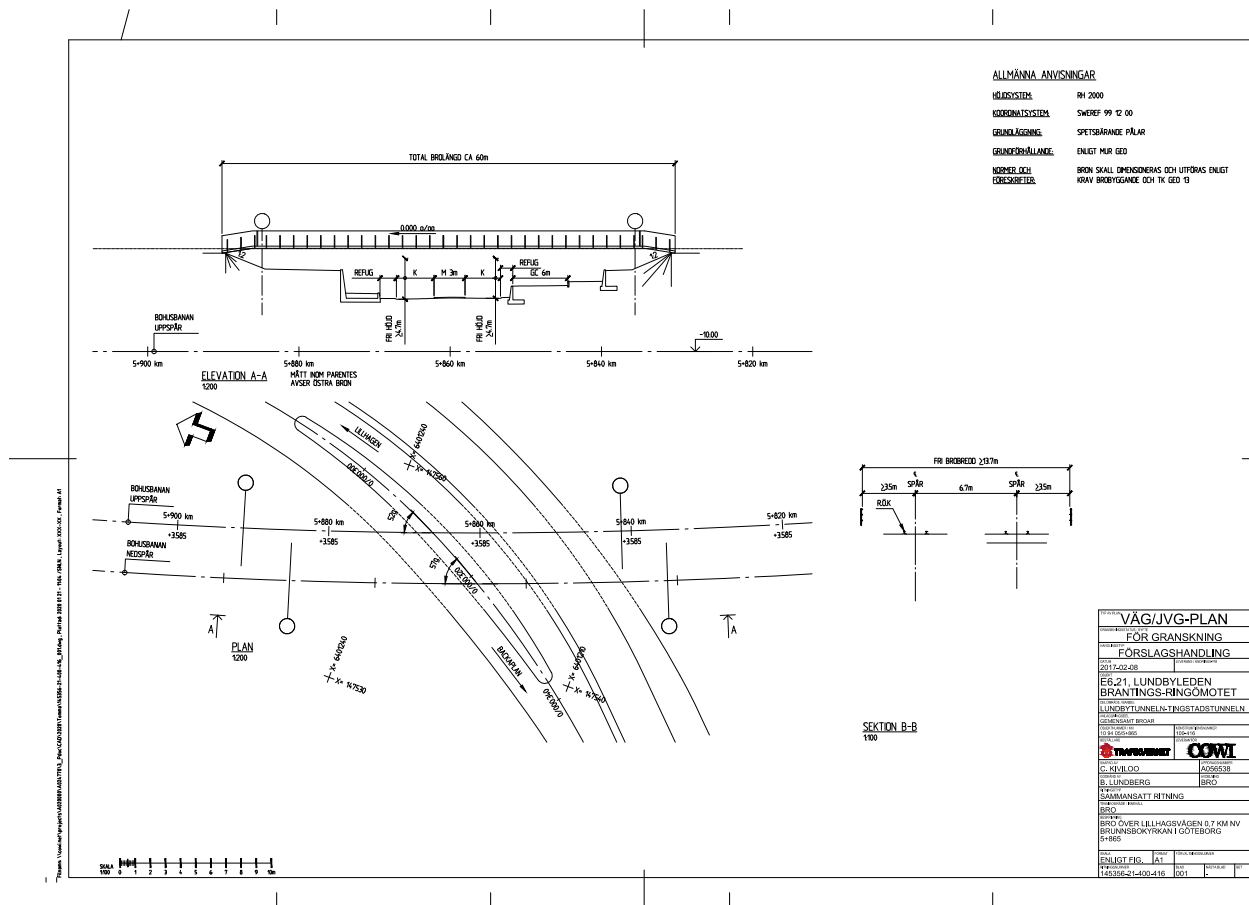
Trafikverket (2019b, 20 september). *Så sköter vi broar och tunnlar*. <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Sa-skoter-vi-bror-och-tunnlar/>

Trafikverket (2021, 16 mars). *Så sköter vi järnvägar*. <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall-av-vag-och-jarnvag/Sa-skoter-vi-jarnvagar/>

Vägverket (1994). *BRO 94 - 5. Stål-, trä- och aluminiumkonstruktioner*(Publ 1994:5). https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/11037/RelatedFiles/1994_5_atb_bro_94_del_5_stal_tra_och_aluminiumkonstruktioner_tidigare_version.pdf

Vägverket (1999). *Optimala standarder (bro)*. https://www.trafikverket.se/contentassets/8425704897db43059cb747ece4421b95/forstudie_till_fou_projektet_optimala_standarder_bro.pdf

A Förslagshandling



C Brokoncept

Följande tabell är framtagen i syfte att sammanfatta ett flertal brokoncept och värden för spännvidder och är en sammanställning av litteraturen *BaTMan - Kodförteckning och beskrivning av brotyper* av Trafikverket (2014), *Broprojekteringshandboken* av Trafikverket (2018a), *Handbok Broprojektering* av Banverket (2007) och *Trågbroar: järnvägsbroar med genomgående ballast* av Fridlund och Svensson (1992).

Tabell C.1: Brokoncept med spännvidder

Brotyp	Material	Spännvidd [m]
Plattrambro	Betong	≤ 20
Balkbro - Slakarmerad betongbalkbro	Betong	10-25
Plattbro	Betong	≤ 20
Balkrambro - Slakarmerad betong	Betong	≤ 30
Valvbro	Betong	≤ 30
Balkbro - Spännarmerad betongbalkbro	Betong	20-30
Trågbalkbro	Betong	20-30
Balkrambro - Spännarmerad betong	Betong	≤ 50
Lådbalkbro	Betong	30-150
Bågbro	Betong, Stål	60-260
Snedkabelbro	Betong	100-410
Samverkansbro med balkar	Betong, Stål	15-70
Samverkansbro med lådbalk	Stål	15-70
Trågbalkbro	Stål	0-30
Balkbro - Stålbalkbro	Stål	40-50
Balkbro - Fackverksbro	Stål	50-100
Hängbro	Stål	≤ 1200

Balkrambro

Balkrambro utformas genom att överbyggnaden vilar på balkar som gjuts ihop med rambenen (Trafikverket, 2014). Trafikverket beskriver att balkarna utför det primära bärverket för bron och de för lasten ut till rambenen. Med spännarmerad betong kan en balkrambro konstrueras med en spännvidd upp till 50 meter (Trafikverket, 2018a). I regel krävs att balkrambroar votas med spännarmerade balkar intill stöden för att uppnå tillräcklig förankring av armeringen (Trafikverket, 2018a).

Konstruktionshöjden uppskattas överslagsmässigt enligt Trafikverket (2018a) till cirka 3,5-5 procent av spännvidden. Då bron behöver utformas i två spann om 30 meter beräknas erforderlig konstruktionshöjd till 90-150 centimeter. En balkrambro över Lillhagsvägen behöver med andra ord dimensioneras för påkörningslast eller konstrueras med påkörningsskydd för att anses vara aktuell med anledning av konstruktionshöjden. Utformningen med ramben som mittstöd skulle kraftigt begränsa sikten genom kurvan.

Balkbroar

Broar kategoriseras som balkbroar om överbyggnadens huvudbärverk utgörs av en eller flera balkar vars bredd är mindre eller lika med fem gånger höjden (Trafikverket, 2014). Balkbroar konstrueras vanligen av armerad betong eller stål men möjligheten finns för konstruktion av trä (Trafikverket, 2018). Enligt Banverket (2007) konstrueras betongbalkbroar vanligtvis för spännvidder mellan 10-30 meter och om spännvidden är större än 20 meter används spännarmerad betong. Spännvidder upp till 200 meter är möjligt att uppnå för spännarmerade tvärsnitt (Trafikverket, 2014). Stålbalkbroar utformas vanligen med spann omkring 40 till 50 meter (Banverket, 2007).

Stålbalkbroar konstrueras oftast med stålbalkar som huvudbärverk och en brobaneplatta i armerad betong (Trafikverket, 2018). Enligt Trafikverket (2018) benämns konstruktioner med balkar av stål och brobaneplatta av armerad betong som samverkansbroar (se bilaga C). Betongbalkbroar kan utformas med en eller flera balkar och med olika tvärsnitt (Trafikverket, 2014). Trafikverket (2014) förklarar att vid stora spännvidder utformas betongbalkbroar med lådtvärsnitt.

En begränsande faktor för balkbron är konstruktionshöjden eftersom att dess huvudbärverk är placerat under brobanan. Utifrån avsnitt 2.3 är den största tillåtna konstruktionshöjden för järnvägsbron 1,485 meter, vilket innebär att balkarnas tvärsnittshöjd är begränsas. Den begränsande konstruktionshöjden kan göra det svårt för balkbron att uppnå tillräcklig bärförmåga.

Valvbro

Broar vars huvudbärverk utgörs av valv kategoriseras som valvbroar (Trafikverket, 2014). Trafikverket förklarar att valvbroars huvudbärverk historiskt har byggts av stenvall medan moderna valvbroars huvudbärverk konstrueras av betong. En valvbro av armerad betong kan konstrueras med en spännvidd upp till cirka 30 meter (Trafikverket, 2014). Enligt Trafikverket (2014) ska valvet utformas med fyllning där fyllningen ökar den totala bärförmågan genom att ge upphov till tryckkrafter i huvudbärverket. Valvbroar av betong kan antingen platsgjutas eller prefabriceras (Trafikverket, 2014). Till följd av att spännvidden är begränsad till 30 meter krävs det att järnvägsbron utformas med två spann. Utförandet med två spann inskränker på den fria sikten under bro eftersom de två spannen kan liknas vid två tunnlar.

Plattbro

En bro kategoriseras som plattbro om bredden för huvudbärverket är fem gånger större än höjden (Trafikverket, 2014). Vidare fortsätter Trafikverket att plattbroar måste också uppfylla krav på jämt fördelad längsgående armering i överkant broplatta. Huvudbärverket utgörs av den homogena broplattan. Egentyngden och materialåtgången kan reduceras genom att använda ribbalkar eller hålusparade balkar (Trafikverket, 2014). Spännvidden för plattbro av betong uppgår till 15 meter om den är fritt upplagd respektive 20 meter om spannet är kontinuerligt (Banverket, 2007). Enligt Banverket (2007) konstrueras plattbroarna med spännarmerad betong om spännvidden är nära 20 meter. Om järnvägsbron ska utformas som en plattbro krävs det att den utformas med två mittstöd på grund av den begränsade spännvidden om 20 meter. Enligt avsnitt 2.1 finns det endast möjlighet

att anordna ett mittstöd i mitten av brolängden, vilket innebär att en plattbro inte är möjlig.

Plattrambro

Plattrambroars broplatta måste uppfylla samma krav om tvärsnittsstorheter och armeringsinläggning som plattbroar (Trafikverket, 2014). Enligt Trafikverket (2014) kategoriseras en plattbro av att broplattan utförs inspänd i rambenen och att armeringen ska vara kontinuerlig runt de övre ramhörnens utsidor. Plattrambroar kan uppnå en spännvidd om 20 meter om de konstrueras med spännarmerad betong (Banverket, 2007). Huvudbärverket för plattrambroar utgörs av den homogena broplattan vars egentyngd kan reduceras med ribbalkar eller hålursparning (Trafikverket, 2014). Plattrambro har en låg konstruktionshöjd och vanligtvis vatas ramhörnena på bron (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att voterna ökar styvheten samt tvärkraftskapaciteten och oftast används 1/5 voter, vilket innebär att votlängden är 1/5 av spännvidden. Begränsningen i spännvidd innebär att bron kommer behöva konstrueras i minst två spann. Om bron utformas med enbart två spann begränsas den fria sikten under bron då det kan liknas vid två tunnlar. Konstruktion med fler än två spann är inte möjlig utifrån avsnitt 2.1 eftersom det skulle kräva flera mittstöd.

Samverkansbro

Samverkansbroar konstrueras med underliggande stålbalkar och med överliggande broplatta av betong (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att betongen förankras i stålbalkarna genom studs, vilket innebär att svetsbultar monterade på den övre flänsen gjuts in i broplattan. Samverkansbroar kan konstrueras med spännvidder från 15 meter upp till 70 meter (Banverket, 2007). Banverket menar att den övre spännvidden begränsas av stålverkens maximala valsningsbredd som hindrar tillverkningen av en större livplåtshöjd. Samverkansbron har låg egentyngd vilket medför att den behöver skyddas för påkörning (Trafikverket, 2018). Den låga egentyngden innebär att bron riskerar att förflyttas från ursprungspositionen vid påkörning vilket medför högre krav på den fria höjden (Trafikverket, 2018).

D Faktasammanfattning

Arbetet inleddes med att studera litteratur och sammanfatta fakta som ansågs relevant för arbetet. Denna faktasammanfattning har används till grund för urvalet av lämpligt brokoncept samt utveckling av det färdiga brokonceptet.

Underhåll av Betong

Element i betong tvättas regelbundet för att skyddas mot kloridinträngning (Trafikverket, 2019b). Elementen målas vart sjätte till vart tioende år för att ge ytterligare skydd (Trafikverket, 2019b). Trafikverket förklarar att den primära inspektionen som genomförs på betong är kontroll av sprickbredden, vilket görs antingen med handnära inspektioner eller med hjälp av elektroniska sprickmätare. Vid uppkomst av sprickor kan en elektronisk sprickmätare placeras över sprickan för att följa dess utveckling (Trafikverket, 2019b).

Underhåll av Stål

Stålkonstruktioner är känsliga mot korrosion och kräver därav skydd mot korrosionsangrepp. Vanligen används olika former av ytbehandling som korrosionsskydd (Vägverket, 1999). Vidare skriver Vägverket att ytbehandlingen kan bestå av varmförzinkning/sprutförzinkning eller av målning med grund-, mellan- och täckfärg. Stålkonstruktioner kan också korrosionskyddas med ett katodiskt skydd (Vägverket, 1999). Det är viktigt att ytbehandlingen efterhålls och således är det en viktigt underhållspunkt (Trafikverket, 2019b). I förebyggande syfte skyddas ytbehandlingen mot åverkan genom regelbunden tvättning av stålkonstruktionen (Trafikverket, 2019b). Ytbehandling i form av målning bör de olika täcksikten utföras i olika kulörer för att underlätta inspektionsarbetet (Vägverket, 1995). Slutna tvärsnitt kan förses med en avfuktningssystem för att skydda insidan mot korrosionsangrepp (Vägverket, 1995). Vidare bör insidan förses med en ljus primer för att underlätta upptäckandet av korrosionsangrepp vid inspektion (Vägverket, 1995).

Underhåll av Trä

Träkonstruktioner har två typer av skador: inre och yttre (Ritter, 1990). Enligt Ritter (1990) är den vanligaste inspektionen för yttre skador observation av träelementen då biologiska skador på träelementet oftast är synliga vid handnära inspektion. De inre skadorna upptäcks genom att använda metoder som fuktmätare, klang vid hammarslag, soniska och radiologiska tester (Ritter, 1990). Ritter belyser att inre provtagning bör undvikas då trämaterial plockas bort, vilket leder till att träelementets bärande- och beständiga egenskaper försämras. Med fem års intervall görs större inspektioner och vart tionde år behandlas trät med skyddande åtgärder (Ritter, 1990). Ritter redogör för att skyddande åtgärder kan vara antisvampmedel och insektsmedel. Även byggnadsmekanska reparationer behöver utföras på träelement, speciellt vid upplag och kopplingar (Ritter, 1990).

Underhåll av Järnväg

Järnväg måste underhållas året om. På vintern är det viktigt att snöröjning sker snabbt efter snöfall för att tågtrafiken ska undgå störningar (Trafikverket, 2021). Trafikverket

förklarar att det är viktigt att förebygga för tjälskador som kan uppstå under vintern. En tjälskada som kan uppkomma är tjällyftning och det kan förebyggas med användande av mellanlägg för att spåren ska hamna på samma nivå (Trafikverket, 2021). Enligt Trafikverket (2021) kontrolleras spåren regelbundet 2 gånger per år och byts ut kontinuerligt för att öka komforten, ge säkrare drift samt höja trafiksäkerheten.

Underhåll av lager och övergångskonstruktioner

Enligt Trafikverket (2019a) ska brons alla delar konstrueras på sådant sätt att lager är lättöverskådliga och att de lätt kan bytas vid behov. Det ska utan svårighet gå att inspektera lager från alla sidor (Trafikverket, 2019a). Övergångskonstruktioner försedda med traversalbalkar, centreringsanordningar, förankringar eller andra anordningar som inspekteras underifrån behöver utformas med en bredd om minst 0,6 meter under övergångskonstruktionen (Trafikverket, 2019a). Kravet om en minsta bredd om 0,6 meter behöver ej uppfyllas av trågbalkbroar för järnväg (Trafikverket, 2019a).

Inspekterbarhet

Broar ska utformas så att alla delar kan inspekteras med enkelhet (Trafikverket, 2019a). Enligt Trafikverket (2019a) måste avståndet från balkände eller ändtvärbalk till grusskift minst vara 0,3 meter för järnvägsbroar och 0,15 meter för trågbalkbroar. Vidare anger Trafikverket att lådbalkar måste inspekteras invändigt och att det ställs krav på att höjden för det invändiga utrymmet som minst får vara 1,5 meter för broar under 50 meter och för broar över 50 meter skall en minsta höjd om 1,9 meter uppfyllas. För att möjliggöra invändig inspektion krävs det manhål (Trafikverket 2019a).

Betong

Betong är ett material med hög beständighet och lång livslängd (Trafikverket, 2018). Efter sin livslängd kan betongen även återanvändas som fyllnadsmaterial (Trafikverket, 2018). Betong består normalt av de tre huvuddelarna ballast, vatten och cement (Burström, 2020). För att förbättra betongens egenskaper tillsätter man ofta mindre mängder av olika tillsatsmedel och ibland tillsätts även restprodukter från industrier, exempelvis slagg, i pulverform (Burström, 2020).

Betong har låg hållfasthet i drag, ca 10% av tryckhållfastheten, och vid högre belastning i drag bildas sprickor (Al-Emrani et al., 2013). Al-Emrani et al. förklarar att för att öka draghållfastheten hos betong armeras betongen med stål i form av stänger, nät, trådar, linor eller kablar för att minska sprickbredden och risken för brott. Armerad betong är det vanligaste byggnadsmaterialet och med sina egenskaper som hög hållfasthet, formbarhet samt beständighet mot nedbrytning och brand kan armerad betong användas i de flesta konstruktionerna (Al-Emrani et al., 2013). Armerad betong har en densitet på ca 2400 kg/m³ och är ett billigt och lättillgängligt material (Al-Emrani et al., 2013). Vid betongproduktionen är det transporterna och energianvändningen vid cementtillverkningen som leder till störst koldioxidutsläpp (Trafikverket, 2018). När betongen karbonatiserar binds dock en del av koldioxiden tillbaka till betongen (Trafikverket, 2018).

Stål

Stål är ett vanligt förekommande byggmaterial med anledning av dess goda hållfasthet och att det kan utformas på många olika sätt (Al-Emrani et al., 2013). Utformningen och den höga hållfastheten ger möjlighet till minskad materialanvändning (Trafikverket, 2018). Stålets livslängd varierar men stålkonstruktioner dimensioneras vanligtvis för 100 år (European Committee For Standardization, 2002). En nackdel med stål är att det finns risk vid brand, då en stålkonstruktion tappar ungefär hälften av sin bärförmåga vid 500°C (Al-Emrani et al., 2013). Den temperaturen uppnås efter 5 minuter under brand (Al-Emrani et al., 2013). En annan nackdel med stål är att den utvidgar sig med temperaturen. Dessa nackdelar behöver tas i beaktning när stålkonstruktioner konstrueras (Al-Emrani et al., 2013).

Al-Emrani et al. (2013) förklarar att tillverkningen av stål inleddes med att järnmalmen läggs in i en masugn och reduceras med koks till så kallat råjärn. Efter det förklarar Al-Emrani et al, att materialet fraktas i flytande form till stålverket, där tillsätts kol för att skapa stål. Al-Emrani et al, fortsätter med att det finns en mängd olika konstruktionsstål. Kvalitén och egenskaperna hos stålet beror mestadels på sammansättningen samt mängden kol.

Enligt Al-Emrani et al., (2013) är brytningen av järnmalm och framställningen av stål som är värst ur ett miljöperspektiv, men för att minska miljöpåverkan återvinner man materialet efter sin livslängd. Dock bidrar ändå stål till en större miljöpåverkan än trä och betong. (Al-Emrani et al., 2013).

Trä

Trä har goda egenskaper ur miljösynpunkt eftersom det är en förnybar resurs och när träd växer så tar binder de koldioxid från luften (Trafikverket, 2018). Trafikverket belyser att trä har relativt låg E-modul och hållfasthet vilket leder till en ökad materialåtgång. Trä som byggmaterial är mångsidigt och lättåtkomligt (Ritter, 1990). Träkonstruktioner konstrueras i moderna fall för en teknisk livslängd på 40 eller 80 år (Trafikverket, 2018). Trafikverket vidhåller att om den tekniska livslängden ska uppnås krävs det att träet skyddas. Träskyddet måste motverka väderexponering och bibehålla en fuktkvot så att röta inte uppkommer (Trafikverket, 2018).

Pålgrundläggning

Pålgrundläggning används vid grundläggning på instabila jordlager och pålning möjliggör lastöverföring från överbyggnaden till fastare jordlager eller berg (Olsson & Holm, 1993). Olsson och Holm menar att pålning kan användas för att öka bärförmågan eller reducera sättningar. Spetsbärande pålar är av typen förtillverkade slagna betongpålar som har försetts med en lös bergsko (Olsson & Holm, 1993). Olsson och Holm förklarar att pålarna tillverkas i längder från 3 meter upp till 13 meter och är skarvbara, vilket möjliggör djup grundläggning. Om en påle är slagen till berg överförs största delen av lasten genom spetsen vilket gör att spetsbärförmågan blir primär och mantelbärförmågan blir sekundär (Olsson & Holm, 1993). Nedslagna pålarna gjuts sedan in i en bottenplatta som fördelar lasten jämt över pålarna (A. Egefalk, personlig kommunikation, 4 maj, 2021).

Underbyggnad

Underbyggnaden definieras som de delar som är nedanför lager eller pelaröverkant ned till underkant av bottenplattan (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att det är underbyggnaden som överför överbyggnadens laster ner till grundläggningen. Underbyggnaden konstrueras ofta av betong (Trafikverket, 2018).

Ändstöd

Ändstöd byggs oftast på en högre grundläggningensnivå, vilket kallas förhöjd grundläggning (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att fristående landfästen är en typ av ändstöd som bär lasten från anslutande balk och överbyggnad. Bottendelen av landfästet anordnas så det kan stå utan motfyllning (Trafikverket, 2018). Trafikverket antyder att vid höga landfästen (> 8 meter) blir denna typ av ändstöd kostsamt och riskfyllt. Trafikverket nämner även att riskerna kommer från sättningar och att krafterna blir för stora. Integrerade ändstöd är en typ av ändstöd där överbyggnaden endast bärs av pålar och beroende på materialet på överbyggnaden anordnas pålar på olika sätt (Trafikverket, 2018). Trafikverket menar att integrerade ändstöd endast är relevant vid mindre spännvidder, detta då att bron behöver konstrueras en längre bit upp på slänten. Trafikverket belyser att om brokonstruktionen är av typen balkram- eller plattramsbro gjuts ändstöden med överbyggnaden ihop. Ändstöd för överkragande överbyggnad, kallas kort för ändskärmsbro (Trafikverket, 2018). Här begränsas utböjningen av ändstöden av regelverket (Trafikverket, 2018).

Mellanstöd

Mellanstöd är den underbyggnadskonstruktion som bär upp överbyggnaden i brospannet. Dessa utformas vanligen som pelare eller skivor men för större broar kan det vara lämpligt med lådtyper (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att vid pelarkonstruktioner och balkbroar placeras pelarna så att armeringen i dessa kan kopplas samman med balkarnas armering, detta möjliggör för en enklare kraftöverföring. Trafikverket menar dock att lager eller leder används om det finns stora påkänningar i det statiska systemet.

Vingmur

Vingmurar underbyggnadskonstruktion som konstrueras stabilisera ändarna av brokonstruktioner (Trafikverket, 2018). Beroende på konstruktionsmaterial används olika släntlutningar (Trafikverket, 2018). Vidare förklarar Trafikverket att vingmurarna kan konstrueras från parallellt med vägen till parallellt med bron. Trafikverket nämner även att längden av vingmuren bestäms av armeringsmängd och tjocklek. Vid större höjdskillnader mellan väg och bro är det mer lämpligt att konstruera två vingmurar per sida (Trafikverket, 2018).

Övergångskonstruktioner och lager

Rörelser mellan brons konstruktionsdelar är något som måste beaktas i utformningen av bron. Rörelser som uppstår på grund av temperatur och last kallas för korttidsrörel-

ser (Banverket, 2007). För att ta upp kortidsrörelserna i horisontalplanet som uppstår i broöverbyggnaden behövs övergångskonstruktioner och lager mellan bronns över- och underbyggnad (Banverket, 2007).

Övergångskonstruktioner

Övergångskonstruktioner definieras som ”dilatationsfog i brokonstruktion, som tätar fogen och samtidigt medger rörelsemöjlighet” (Banverket, 2007). Banverket menar att övergångskonstruktioner är konstruktionen som länkar ihop brobanan med landfäste eller fortsatt brobana i ett ej kontinuerligt spann.

Övergångskonstruktioner är underhållskänsliga, dyra och komplicerade och av dessa anledningar är det fördelaktigt att i möjlig mån undvika/minimera användandet (Trafikverket, 2018). Ytterligare anledning till att minimera användandet av övergångskonstruktioner är att de kan ge komfort- och bullerproblem vid passage samt att risk för skador på underliggande konstruktioner vid läckage föreligger (Trafikverket, 2018).

Övergångskonstruktioner Järnväg

För att förhindra rörelser och inre spänningar i järnvägsbroar används övergångskonstruktioner (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att övergångskonstruktioner används inte bara för att minimera bronns rörelser på spårläget utan också för att bära ballast mellan broöverbyggnad och landstöd eller mellan överbyggnadsdelar. Trafikverket (2019a) har satt upp följande krav som utformningen av övergångskonstruktioner för järnvägar ska uppfylla:

- ska medge tillräcklig rörelse
- ska utformas så att vatten från brobanaplattan inte rinner ner genom rörelsefogen
- ska utformas så att inverkan på spårläget vid bronns rörelser minimeras
- ska utformas så att funktionen hos spårets dilatationsanordningar inte hindras
- ska utformas så att anslutningen till eventuellt tätskikt är tät
- får inte användas för sidostyrning av broöverbyggnaden
- ska uppfylla krav enligt SS-EN 1993-2, bilaga B.

Beroende av kortidsrörelsernas storlek delas övergångskonstruktionerna för järnvägsbroar upp i två kategorier: med genomgående och utan genomgående ballast (Trafikverket, 2018). Trafikverket skriver att gränsen för vilken typ som används är då rörelserna av den variabla lasten är mindre respektive större än 80 millimeter.

Lager

Mellan bro under- och överbyggnad används lager för att tillåta ofrånkomliga rörelser i bron (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att vid utformningen av bron måste hänsyn tas till vart bron ska vara låst, vart rörelse är tillåtet och i vilka riktningar rörelse ska tillåtas. Detta görs genom att välja olika lager typer, rörliga eller fasta (Trafikverket, 2018). Trafikverket lyfter fram att valet av lagertyp påverkas av geotekniska förhållanden, horisontal- och vertikalkraftens storlek, brobredd, brospann och antalet spann. Beroende på om man kan ta upp stora horisontella krafter i stöden eller inte väljs ett lager som tillåter rörelse respektive inte (Trafikverket, 2018). Valet av lagertyp är att jämföra med vilken beräkningsmodell som används, till exempel fast inspänd eller fritt upplagd (Trafikverket, 2018).

Trafikverket belyser att redan vid projektering av bron är det viktigt att ta ställning till hur lagren ska utformas. Tillräckliga utrymmen mellan broöver- och underbyggnad måste tillgodoses, och placering av lagerpall och lyftpunkter ska anges (Trafikverket, 2018).

Platsbyggnation

Platsbyggnation innebär att konstruktionsdelar till bron byggs direkt på platsen som bron ska vara på. Vid platsbyggnation av betongbroar används metoden platsgjutning vilket innebär att brodelar, exempelvis stöd och brobana, gjuts med hjälp av gjutformar på bronns slutgiltiga plats (A. Egefalk, personlig kommunikation, 9 mars, 2021). Formens huvuduppgift är att hålla betongen på rätt plats tills tillräcklig hållfasthet uppnåtts och den har blivit självbärande (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar att formen har stor påverkan på betongkonstruktionens utseende och form. Vid val av formsystem, formmaterial och formsläppningsmedel är det viktigt att betrakta arbetsmiljö, arbetarskydd och närmiljö (Trafikverket, 2018). I projekteringskedet är det viktigt att beakta formbygget så att formerna kan användas flera gånger för att minska materialåtgången (M. Karlsson, personlig kommunikation, 22 januari, 2021).

Prefabricering

Prefabricering innebär att konstruktionsdelar till bron är förtillverkade i fabrik och transporterats till byggplatsen där de lyfts på plats och monteras. Det som avgör hur konstruktionsdelarna kan förtillverkas är transporten mellan fabriken och byggplatsen (M. Karlsson, personlig kommunikation, 23 februari, 2021). Karlsson nämner även att om det är möjligt att använda pråm för frakt av konstruktionsdelar är det möjligt att tillverka mycket stora konstruktionsdelar, medan om de fraktas på väg med lastbil begränsas delarnas storlek. Enligt A. Egefalk (personlig kommunikation, 9 mars, 2021) monteras förtillverkade konstruktionsdelar av stål i så stor grad som möjligt i fabrik för att på plats sammanlänkas med övriga delar med svetsning eller skruvförband. För förtillverkade delar av betong menar Egefalk att det är vanligast att konstruktionsdelarna gjuts ihop på plats. Fördelar med prefabricering är ökad produktivitet samt bättre arbetsmiljö i jämförelse med platsbyggnation (Trafikverket, 2018).

Arbetsmiljö

Det är viktigt att arbetsmiljön är bra under både produktionskedet och förvaltningskedet. Innan byggarbetet påbörjas måste en arbetsmiljöplan upprättas (Arbetsmiljöverket, 2020). Arbetsmiljöverket lyfter fram att en god arbetsmiljö kan uppnås genom att göra riskbedömningar vid val av brokoncept samt löpande under produktionen och förvaltningen. Arbetsmiljöverket nämner även att i planeringsfasen finns det störst möjlighet att förebygga risker vid val utformning och att under produktions- och förvaltningsfasen är det viktigt att åtgärda risker som uppstår. Det är viktigt att byggarbetarna besitter rätt kunskap, har tillgång till rätt arbetsutrustning samt tänker på ergonomin för att minska risken för skador (Arbetsmiljöverket, 2020). Det finns en stor risk för arbetsrelaterade förslitningsskador och de utgör 65 procent av alla inrapporterade skador i byggbranschen (Trafikverket, 2018). Trafikverket belyser att momenten på arbetsplatsen som ger störst risk för förslitningsskador är tunga lyft, ansträngande arbetsställningar, repetitivt och ensidigt arbete. Trafikverket förklarar att byggmaterialet som har sämst arbetsmiljö och

störst risk för förslitningskador är betong. Arbete med betong innefattar många tunga lyft samt mycket vibrationer och höga ljud vid vibrering av betong (Trafikverket, 2018). Trafikverket förklarar även att om prefabricering används förbättras arbetsmiljön i jämförelse med platsgjutning.

Nämnvärt för en god arbetsmiljö är också bullernivå (Arbetsmiljöverket, 2021). I samband med byggnation kommer bullernivån i området som förväntat att öka markant från maskiner och interaktion med omgivningen. I fall där bullernivån överstiger gränsvärden ska arbetarna enligt lag utrustas med bullerskydd (Arbetsmiljöverket, 2021).

E Beräkningsunderlag

Beteckningar

α_p	Aktuell lutning på förspänningskablar
χ_{mitt}	Avstånd till arean tyngdpunkt
η	Reduktionsfaktor för långtidseffekt
$\gamma_d = 1$	Partialkoefficienten för säkerhetsfaktor
$\gamma_{G,j} = 1,35$	Partialkoefficient för permanentlast
$\gamma_P = 1,0$	Partialkoefficient för inverkan av förspänning
$\gamma_Q = 1,5$	Partialkoefficient för variabel last
\bar{x}	Tvärsnittets tyngdpunkt
$\psi_0 = 0,8$	Lastreduktionstal, kombinationsvärde
$\psi_1 = 0,7$	Lastreduktionstal, frekvent värde
$\psi_2 = 0,0$	Lastreduktionstal, kvasipermanent
$\sigma_{cc\infty,max}$	Spänningskriterie för maximal tillåten tryckspänning i betongen efter lång tid
$\sigma_{cci,max}$	Spänningskriterie för maximal tillåten tryckspänning i betongen
$\sigma_{ct\infty,max}$	Spänningskriterie för maximal tillåten dragspänning i betongen efter lång tid
$\sigma_{cti,max}$	Spänningskriterie för maximal tillåten dragspänning i betongen
$\xi_j = 0,85$	Reduktionsfaktor
A_c	Tvärsnittets effektiva betongarea
A_{mitt}	Area av krökningsfördelningen mellan snitt 0 och mittsnitt
$b_{eff,i}$	Del av platta som räknas med som fläns
b_{eff}	Medverkande flänsbredd
b_i	Halva tvärsnittet
b_t	Medelbredd på tryckzonen
b_w	Balkbredd
b_w	Tvärsnittets livtjocklek
d	Avstånd från tryckt kant till dragarmeringens tyngdpunkt
e	Excentricitet på vilken förspänningen verkar
f_{ck}	Karakteristiskt tryckhållfasthet för betong
f_{ctm}	Medelhållfasthet för betong i drag
f_{yd}	Dimensionerande flythållfasthet i armeringsstål
f_{yk}	Karakteristiskt flythållfasthet i armeringsstål
f_{ywd}	Dimensionerande draghållfasthet vid flytning för tvärarmering
$G_{k,j}$	Karakteristiskt värde för permanentlasten
h	Tvärsnittets höjd

I_c	Tvärsnittets yttröghetsmoment, stadium I
l_0	Avståndet mellan momentnollpunkter
M_{Ed}	Dimensionerande moment
M_{g0}	Dimensionerande moment av egentyngd
M_{qt}	Dimensionerande moment av kvasipermanent lastkombinering
M_q	Dimensionerande moment av karakteristiskt lastkombinering
M_{Rd}	Momentkapacitet
P_d	Dimensionerandevärde av förspänningskraften
P_k	Karakteristiskt värde för spännkraften
$Q_{k,i}$	Karakteristiskt värde för variabellasterna
V_{Ed}	Dimensionerande tvärkraft
V_{ipd}	Vertikal komponent av förspänningskraft
V_{Rd}	Tvärkraftskapacitet
z	Inre hävarm

Lastkombinationer

För preliminärdimensionering i brottgränstillstånd ska den minst gynnsamma lastkombinationen, ekv (6.10a) och (6.10b), användas (SIS, 2002). Vidare för preliminärdimensionering i brukgränstillstånd används ekv (6.14b), (6.15b) och (6.16b) (SIS, 2002). Ekvation (6.14b) speglar karakteristisk lastkombination vilket används för irreversibla gränstillstånd (SIS, 2002). För frekventa lastkombinationer används ekvation (6.15b) och används för reversibla gränstillstånd (SIS, 2002). Ekvation (6.16b) används för kvasipermanenta lastkombination och beskriver långtidseffekter (SIS, 2002).

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

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (6.14b)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

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

Medverkande flänsbredd

För betongbalkar med angränsande plattor är det möjligt att tillgodoräkna en en av plattan till balken iform av flänsar (Al-Emrani et al., 2013). Detta beror på att den fastgjutna bottenplattan deformeras beroende av balkarna (Al-Emrani et al., 2013). Storleken på den medverkande flänsbredden bestäms av momentet, ju större moment desto större del av flänsen får räknas. Ekvation (5.7b) ställer krav på att den medverkande delen av plattan inte får vara större än halva plattan (SIS, 2005). Den medverkande delen av plattan beräknas fram enligt ekv (5.7a) (SIS, 2005). Medverkande flänsbredd beräknas med ekv (5.7) (SIS, 2005).

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (5.7a)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

Preliminärdimensionering av spännarmering

För preliminärdimensionering av erforderlig mängd spännarmering finns krav på att uppsprickning inte sker vid uppspanning och att gränsvärden för drag- och tryckspänningar inte överskrids, för det resulterande momentet av karakteristiska och kvasipermanenta lastfallet (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021). Ekvationer som används för att beräkna övre och undre gränser på spännkraften är (5-24), (5-25), (5-26) och (5-27) (Engström, 2011)

$$P_i \leq \frac{M_{g0}(x) + \frac{I_c}{\bar{x}}\sigma_{cti,max}}{e - \frac{I_c}{\bar{x}\cdot A_c}} \quad (5-24)$$

$$P_i \leq \frac{M_{g0}(x) + \frac{I_c}{h-\bar{x}}|\sigma_{cci,max}|}{e - \frac{I_c}{(h-\bar{x})\cdot A_c}} \quad (5-25)$$

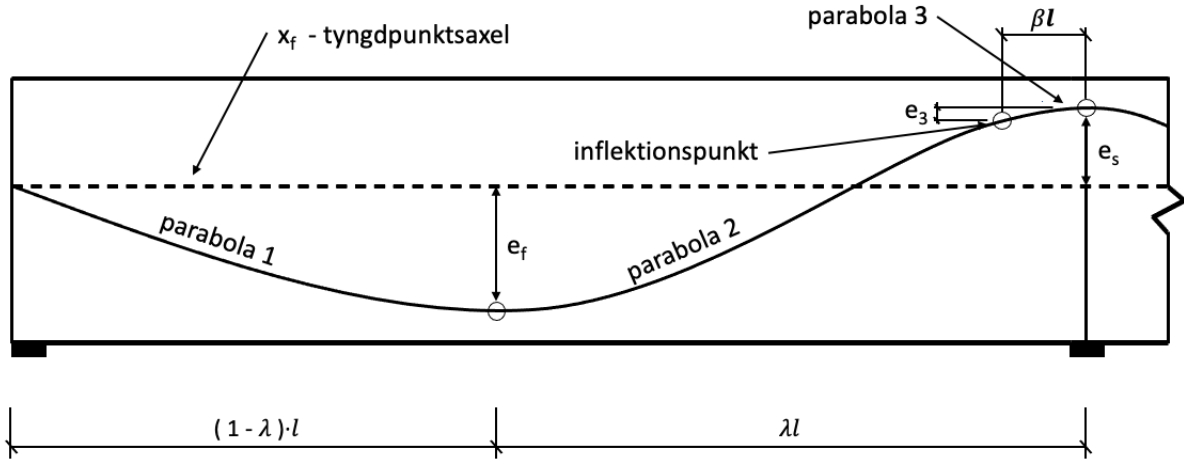
$$P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{g0}(x) + M_{qt}(x) - \frac{I_c}{\bar{x}}|\sigma_{cc\infty,max}|}{e - \frac{I_c}{\bar{x}\cdot A_c}} \quad (5-26)$$

$$P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{g0}(x) + M_q(x) - \frac{I_c}{h-\bar{x}}|\sigma_{ct\infty,max}|}{e + \frac{I_c}{(h-\bar{x})\cdot A_c}} \quad (5-27)$$

Ytterligare beräkning av kabelföring behandlas med Figur E.1 som underlag. Tyngdpunkten för tvärsnittet betecknas x_f , fält- och stödexcentricitet betecknas e_f och x_s . Krav på att lutningen ska vara samma för segment 2 och 3 vid inflektionspunkten ställs (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021). Karlsson förklarar att ytterligare krav ställs på att excentriciteten mellan segment 1 och 2 måste vara lika stor. Vid ändarna på spannet görs antagande om att spännkabeln anordnas i tyngdpunkten.

Vidare beräknas friktionsförluster och resulterande uppspanningskraft, $P_i(x)$, för ett visst snitt, x . Detta görs enligt ekv (6-29) (M. Karlsson, personlig kommunikation, 19 februari, 2021).

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



Figur E.1: Principskiss av spännarmeringens kabelföring

Längsgående slakarmering

Preliminärdimensionering av kompletterande slakarmering behandlas enligt krav från Eurokod 2 (Al-Emrani et al, 2013). Ekvation (B4-19) beräknar erforderlig kompletterande armeringsarea. Mängden armeringsarea måste ligga inom kravet för minsta respektive maximala armeringsarea som bestäms enligt ekv (B4-21) och (B4-22) (Al-Emrani et al, 2013).

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

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (\text{B4-21})$$

$$A_{s,max} = 0.04 A_c \quad (\text{B4-22})$$

Tvärrarmering

Ytterligare preliminärdimensionering av tvärrarmering behandlas olika för element med förspänd armering och element utan förspänd armering. För element utan förspänd armering beräknas tvärrarmeringen enligt Eurokod 2 (Al-Emrani et al, 2013). Erforderlig armeringsarea beräknas enligt ekv (B6-25), krav på minsta armeringsarea ställs av ekv (B6-24) (Al-Emrani et al, 2013). Ytterligare krav ställs på maximalt centrumavstånd, s , mellan byglarna av ekv (B6-26) (Al-Emrani et al, 2013). Lutningen, θ på skjuvsprickor väljs till $21,8^\circ$. Vidare antogs även en armeringsdiameter för att kunna genomföra beräkningar enligt ekv (B6-29).

$$\rho_{w,min} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{B6-24})$$

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

$$s_{l,max} = 0.75d(1 + \cot(\alpha)) \quad (\text{B6-26})$$

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

Vid preliminärdimensionering av tvärkraftsarmering i element med förspänd armering kommer förspänningskraften påverkas av en dimensionerade vertikal komposant enligt ekv (10-3). Den vertikala komposanten behandlas enligt ekv (10-4). (Engström, 2011)

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

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

Momentkapacitet

Momentkapacitet i brottgränstillstånd för slakarmerat tvärsnitt beräknas enligt Eurokod 2 (Al-Emrani et al, 2013). Erfordrig armeringsarea, A_s , uppskattas av ekvation (B4-16), vidare kan tvärsnittets momentkapacitet, M_{Rd} , beräknas av ekvation (B4-12) (Al-Emrani et al, 2013).

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

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

Momentkapacitet i brottgränstillstånd för förspänt tvärsnitt beräknas enligt Eurokod 2, där ekvationen (*) kontrolleras mot dimensionerande moment varandra (Engström, 2011).

$$M_{Ed} \approx A_p \cdot f_{yd} \cdot 0.9d \quad (*)$$

Nedböjning

Nedböjningen behandlas enligt grafisk metod beskrivet av (Al-Emrani et al, 2011). Vid osprucka tvärsnitt följer krökningsfördelningen momentkurvan enligt ekv (B8-1) (Al-Emrani et al, 2011). Nedböjningen i mittsnitt beräknas sedan enligt ekv (**), ekvationen kräver att krökningsfördelningen är parabolisk.

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

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

F MATLAB beräkningar

Table of Contents

.....	1
GEOMETRI TVÄRSNITT	2
TUNGHETER / TYNGD PER LÄNGDENHET	2
PERMANENTA LASTER (Egentyngd per längdenhet)	2
VARIABLA LASTER (LM71)	2
KOEFFICINTER	3
GEOMETRISKDATA BRO	3
MOMENT OCH TVÄRKRAFTS BERÄKNINGAR	3
TVÄRSNITTSKONSTANTER FÄLT	14
TVÄRSNITTSKONSTANTER STÖD	15
MINSTA BETONGSKIKT OCH PLACERINGSAVSTÅND	16
FÄLTMOMENT FÖR RESPEKTIVE LASTFALL SEPARERADE	17
STÖDMOMENT FÖR RESPEKTIVE LASTFALL SEPARERADE	17
TVÅNGSMOMENT	17
FÄLTMOMENT HÄNSYN TILL TVÅNGSMOMENT FRÅN MOMENTOMLAGRING	18
STÖDMOMENT HÄNSYN TILL TVÅNGSMOMENT FRÅN MOMENTOMLAGRING	18
SPÄNNINGSKRITERIER	18
PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT	19
DIMENSIONERING SPÄNNKABLAR	19
MINIMIARMERING	31
BROTTGRÄNSTILLSTÅND FÄLT	33
BROTTGRÄNSTILLSTÅND STÖD	34
TVÄRARMERING LÄNGSLED	34
NEDBÖJNING	35
DIMENSIONERING PLATTA TVÄRLED	36
LÄNGSGÅENDE ARMERING PLATTA	42
MOMENTKAPACITET I BROTTGRÄNSTILLSTÅND	44
MINSTA MÄNGD ÖVERKANTSARMERING I PLATTA	48
TVÄRKRAFTSARMERING I PLATTA	48
KONTROLL OM PLATTAN SPRICKER I BRUKGRÄNSTILLSTÅND	49
NEDBÖJNING I BRUKGRÄNSTILLSTÅND	50
TEMPERATURUTVIDGNING	51
DIMENSIONERANDE VINDLAST	51

% KANDIDATARBETE: ACEX10-21-63 (BROGRUPP 4)
% ANDREAS FELLEGVARI
% MARKUS FREDRIKSSON
% RASMUS LEVIN
% ANTON NORDEK
% THEODOR SJÖLUND
% SEBASTIAN SYVERSEN

clc
clear all
close all

GEOMETRI TVÄRSNITT

```
h = 1.7; %[m] total höjd balkar
h_platta = 0.6; %[m] höjd platta
h_w = h - h_platta; %[m] effektiv höjd
b_platta = 2.7 * 2; %[m] bredd platta
b_balk = 0.8; %[m] bredd balk
b_tot = b_balk*2 + b_platta; %[m] total bredd
b_platta_halv = b_platta/2; %[m] halva plattbredden
h_ballast = 0.6; %[m] höjd ballast

A_betong = 2 * h * b_balk + h_platta*b_platta; %[m^2] Area betong
A_ballast = h_ballast * b_platta; %[m^2] Area ballast

r = 1.435; % [m] avstånd mellan räls
c = b_platta + b_balk; % [m] cc-mått mellan balkarna
e = r/18; % [m] Excentricitet
```

TUNGHETER / TYNGD PER LÄNGDENHET

```
p_ballast = 20e3; % [N/m^3] Egentyngd för ballast
p_betong = 25e3; % [N/m^3] Egentyngd för armerad betong
g_rals = 0.5e3; % [N/m] Tyngd för räls och slippers
g_detaljer = 0.5e3; % [N/m] Tyngd för räckte
```

PERMANENTA LASTER (Egentyngd per längdenhet)

```
G_betong = A_betong * p_betong; %[N/m]
G_ballast = A_ballast * p_ballast; %[N/m]
G_detaljer = 2 * g_rals + 2 * g_detaljer; %[N/m]
G_jsup = G_betong + G_ballast + G_detaljer; %[N/m]
G_jsup = G_jsup/2; %[N/m]
```

VARIABLA LASTER (LM71)

```
alpha = 1.33; %faktor för justering av karakteristiska till
dimensionerande.

Q_vk = 250e3; %[N] karakterisitsk punktlast
Q_ve=Q_vk*(1/2 + e/c); %[N] Excentricitet omräkning
Q_vd = alpha * Q_ve; %[N] Dimensionerande punktlast

q_vk = 80e3; %[N/m] karakteristisk utbreddlast
q_vd = alpha * q_vk; %[N/m] Dimensionerande utbreddlast
```

KOEFFICINTER

```
% Partialkoefficient för säkerhetsfaktor
yd = 1;

% Partialkoefficient för inverkan av förspänning (Gynnsamm)
yp = 1;

% Partialkoefficient för variabel last
yQ = 1.5;

% Partialkoefficient för permanent last
yG = 1.35;

% Lastreduktionstal, kombinationsvärde
psi0 = 0.8;

% Lastreduktionstal, frekvent värde
psi1 = 0.7;

% Lastreduktionstal, kvasipermanent
psi2 = 0.0;

% Reduktionsfaktor
Xi = 0.85;
```

GEOMETRISKDATA BRO

```
L_tot = 60; %[m] totallängd

L_spann = 30; %[m] spannlängd
```

MOMENT OCH TVÄRKRAFTS BERÄKNINGAR

```
disp('Dimensionering av huvudbalkar')

%LASTKOMBINATIONER

% Lastfall = 1 ==> BROTTGRÄNSTILLSTÅND
% Lastfall = 2 ==> KARAKTERISTISK
% Lastfall = 3 ==> FREKVENT
% Lastfall = 4 ==> KVASIPERMANENT

ep = [1 1 1]; %ELEMENT MATRIX (påverkar endast nedböjning, krävs för
CALFEM funktioner)

for lastfall = 1:4
    %LASTFALL 1 6.10a 6.10b
    if lastfall == 1
        %permanent last
        G_d = max([ yd * yG * G_jsup, yd * Xi * yG * G_jsup]);
```

```

    %variabler last
    Q_d = max([ yd * yQ * psi0 * Q_vd, yd * Xi * Q_vd]);
    q_d = max([ yd * yQ * psi0 * q_vd, yd * Xi * q_vd]);

    %LASTFALL 2 6.14b
elseif lastfall == 2
    %permanent last
    G_d = yd * G_jsup;

    %variabler last
    Q_d = yd * Q_vd;
    q_d = yd * q_vd;

    %LASTFALL 3 6.15b
elseif lastfall == 3
    %permanent last
    G_d = yd * G_jsup;

    %variabler last
    Q_d = yd * psi1 * Q_vd;
    q_d = yd * psi1 * q_vd;

    %LASTFALL 4 6.16b
elseif lastfall == 4
    %permanent last
    G_d = yd * G_jsup;

    %variabler last
    Q_d = yd * psi2 * Q_vd;
    q_d = yd * psi2 * q_vd;

end

eq1 = [0, -G_d]; % UTBREDDLAST VEKTOR för permanentlast
eq2 = [0, -q_d]; % UTBREDDLAST VEKTOR för variabellast

L1 = 1.6; %[m] avståndet mellan punktlaster i LM71
t = 0; % int för att kunna räkna iterationer

%ITERATIONSLOOP
for j = 0.1:0.1:(L_spann-4*L1)
    t = t+1; %adderad på räkne int
    v = j; %motsvara "start positionen" för LM71

    % t = 237 är när nod 7 ligger på mittstödet
    % t = 236 är när nod 7 ligger 0.1m åt vänster från mittstöd
    if t == 236
        break
    end
end

```

```

x(t,:) = [0,           %Ändstöd
          v,           %Utbredd last
          v+L1*0.5,    %1:a punktlast
          v+L1*1.5,    %2:a punktlast
          v+L1*2.5,    %3:a punktlast
          v+L1*3.5,    %4:a punktlast
          v+L1*4,      %Utbredd last
          L_spann,     %Mittstöd
          2*L_spann];  %Ändstöd

Ndof = 9; %Antal noder;
Nel = Ndof-1; %Antal element
edof = zeros(Nel,7); %tom topologimatrix
ex = zeros(Nel,2); %tom x-vektor
ey = zeros(Nel,2); %tom y-vektor
eq = zeros(Nel,2); %tom utbreddlast vektor

%Bestämmer ex vektorn
for i = 1:Nel
    ex(i,:) = [x(t,i) x(t,i+1)];
end

%FRIHETSGRADER
dof = zeros(Ndof,4);
for i = 1:Ndof
    dof(i,:) = [i 3*i-2 3*i-1 3*i];
end

%TOPOLOGIMATRIS
for i = 1:Nel
    edof(i,:) = [i dof(i,2:4) dof(i+1,2:4)];
end

%UTBREDDALASTER
%eq1 är permanentlast
%eq2 är variabelast
for i = 1:Nel
    eq(i,:) = eq1;
end
eq(1,:) = eq(1,:) + eq2;
eq(Nel-1,:) = eq(Nel-1,:) + eq2;
eq(Nel,:) = eq(Nel,:) + eq2; %Mutea denna om vi ska ha utbredd
tåglast på ena sidan bara

%STYVHETSMATRIS OCH LASTVEKTOR
Nfr = Ndof*3;
K = zeros(Nfr);
f = zeros(Nfr,1);

for i = 1:Nel

```

```

        [Ke,fe] = beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep,eq(i,:));
        [K,f] = assem(edof(i,:),K,Ke,f,fe);
    end

    %Lägger till punktlastern
    for i = 2:5
        f(2+3*i) = f(2+3*i)-Q_d;
    end

    %Randvilkor
    bc = [2 0;
          22 0;
          23 0;
          26 0];

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

    ed = extract(edof,a);
    n = 100;

    %Definerar del av spar array
    M = zeros(n,Nel); %moment
    T = zeros(n,Nel); %tvärkraft
    f_y = zeros(n,Nel); %nedböjning
    x_k = zeros(n,Nel); %x-koordinater

    %Reaktionskrafter/stödkrafter
    R=fb;

    %LÖSER UT INRE VÄRDEN
    for i = 1:Nel
        [es,edi,eci] =
        beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep,ed(i,:),eq(i,:),n);
        M(:,i) = es(:,3); %moment
        T(:,i) = es(:,2); %tvärkraft
        f_y(:,i) = edi(:,2); %nedböjning
        x_k(:,i) = eci + ex(i,1); %x-koordinater
    end

    %Lagring av värden (array i array(celler))
    Momentspar(t,1)={M};
    Tvarkraftspar(t,1)={T};
    Nedbojningspar(t,1)={f_y};
    xKoordspar(t,1)={x_k};
    Rspar(t,1)={R};

    %Lagring maxvärden
    nedbojning(t,1) = max(max(abs(f_y)));
    Ved(t,1) = max(max(abs(T)));
    Med_pos(t,1) = max(max(M));

```

```

Med_neg(t,1) = min(min(M));

end %slut iterationsloop

%Dimensionerande värden
[Med_dim_pos,m_pos] = max(Med_pos);
[Med_dim_neg,m_pos] = min(Med_neg);
[Ved_dim,v_pos] = max(Ved);
[nedbojning_dim,n_pos] = max(nedbojning);

%NY SPAR MAXMOMENT
M_spar_pos(lastfall,1) = Med_dim_pos;
M_spar_neg(lastfall,1) = Med_dim_neg;
V_spar(lastfall,1) = Ved_dim;

%skriver ut maxkrafter
disp(' ')
disp(['Dimensionerande värde för lastfall ', num2str(lastfall)])
disp(['M+ = ', int2str((Med_dim_pos)*1e-3), ' [kNm]'])
disp(['M- = ', int2str((Med_dim_neg)*1e-3), ' [kNm]'])
disp(['V = ', int2str((Ved_dim)*2*1e-3), ' [kN]'])

%skriver ut reaktionskrafterna
Rmax = Rspar{v_pos}; %Reaktionskrafterna i stöden är störst när
tvärkraften är störst
Reaktionskraft = [Rmax(2,1)*1e-3;Rmax(23,1)*1e-3;Rmax(26,1)*1e-3];
Stod = {'Vänster ändstöd';'Mittstöd';'Höger ändstöd'};
Enhet = {'[kN]';'[kN]';'[kN]'};
T = table(Stod,Reaktionskraft,Enhet);
disp(' ')
disp('Vertikala reaktionskrafter för stöd')
disp(T)

%Momentdiagram
figure(lastfall)
plot(xKoordspar{m_pos},Momentspar{m_pos}*1e-3,'r')
set(gca,'Ydir','reverse')
title('Dimensionerande moment',['Lastfall ',int2str(lastfall)])
ylabel('Moment [kNm]')
xlabel('Längd [m]')
grid minor
hold on

%plottar balk och stöd
line([0 L_spann*2],[0 0],'LineWidth',2,'color','k')
plot([0 L_spann*2],[0.7e3
0.7e3],'o','color','k','MarkerFaceColor','k','MarkerSize',10)

plot(L_spann,1e3,'^','color','k','MarkerFaceColor','k','MarkerSize',10)

% Plottar punktlasternas position
for i = 3:6

```

```

        line([x(m_pos,i) x(m_pos,i)],[-3e3
-3e3],'color','k','Marker','v')
    end

    %Tvärkraftdiagram
    figure(lastfall+4)
    plot(xKoordspar{v_pos}, Tvarkraftspar{v_pos}*1e-3,'r')
    set(gca,'Ydir','reverse')
    title('Dimensionerande tvärkraft',['Lastfall ',int2str(lastfall)])
    ylabel('Tvärkraft [kN]')
    xlabel('Längd [m]')
    grid minor
    hold on

    %plottar balk och stöd
    line([0 L_spann*2],[0 0],'LineWidth',2,'color','k')
    plot([0 L_spann*2],[0.7e2
0.7e2],'o','color','k','MarkerFaceColor','k','MarkerSize',10)

    plot(L_spann,1e2,'^','color','k','MarkerFaceColor','k','MarkerSize',10)

    % Plottar punktlasternas position
    for i = 3:6
        line([x(v_pos,i) x(v_pos,i)],[-3e2
-3e2],'color','k','Marker','v')
    end

    %Komplimentlinjer till tvärkraft diagram
    for i = 2:7
        line([xKoordspar{v_pos}(n,i) xKoordspar{v_pos}(1,i
+1)], [Tvarkraftspar{v_pos}(n,i)*10^-3 Tvarkraftspar{v_pos}(1,i
+1)*10^-3],'LineWidth',1,'color','r')
    end

end %Slut lastkombination loop

```

Dimensionering av huvudbalkar

Dimensionerande värde för lastfall 1

$M+ = 17345$ [kNm]

$M- = -30758$ [kNm]

$V = 10253$ [kN]

Vertikala reaktionskrafter för stöd

<i>Stöd</i>	<i>Reaktionskraft</i>	<i>Enhet</i>
{'Vänster ändstöd' }	3075.1	{' [kN] ' }
{'Mittstöd' }	10252	{' [kN] ' }
{'Höger ändstöd' }	3074.9	{' [kN] ' }

Dimensionerande värde för lastfall 2

M+ = 13601 [kNm]
M- = -24114 [kNm]
V = 8039 [kN]

Vertikala reaktionskrafter för stöd

Stöd	Reaktionskraft	Enhet
'Vänster ändstöd' }	2410.8	' [kN] '
'Mittstöd' }	8037.6	' [kN] '
'Höger ändstöd' }	2410.7	' [kN] '

Dimensionerande värde för lastfall 3

M+ = 11569 [kNm]
M- = -20522 [kNm]
V = 6841 [kN]

Vertikala reaktionskrafter för stöd

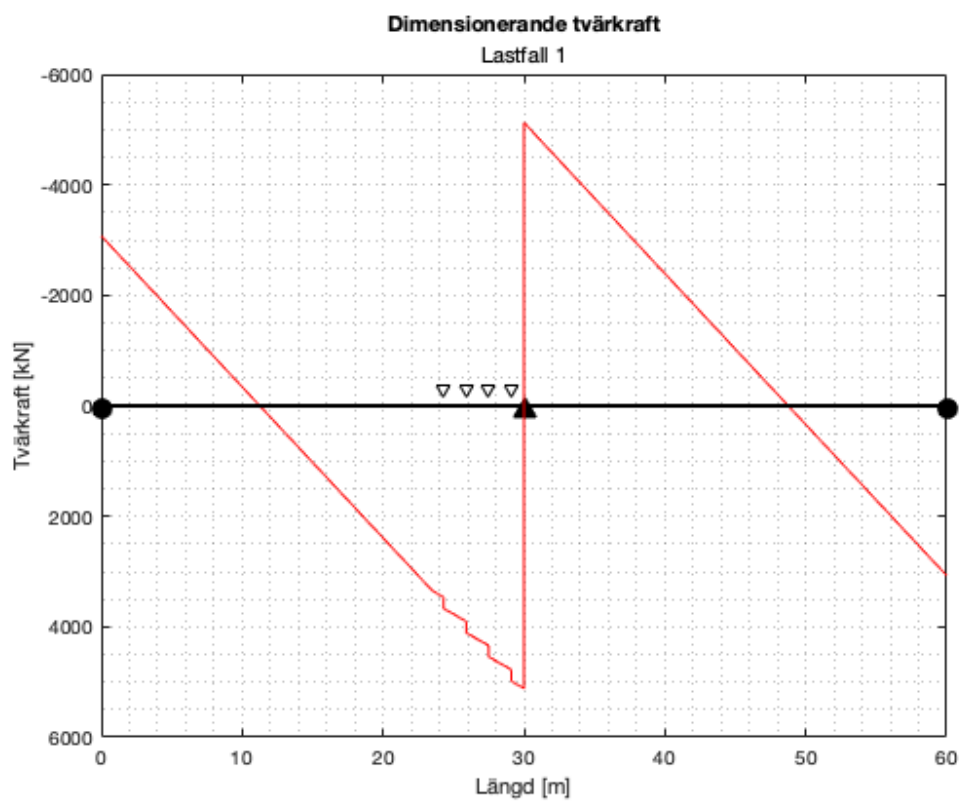
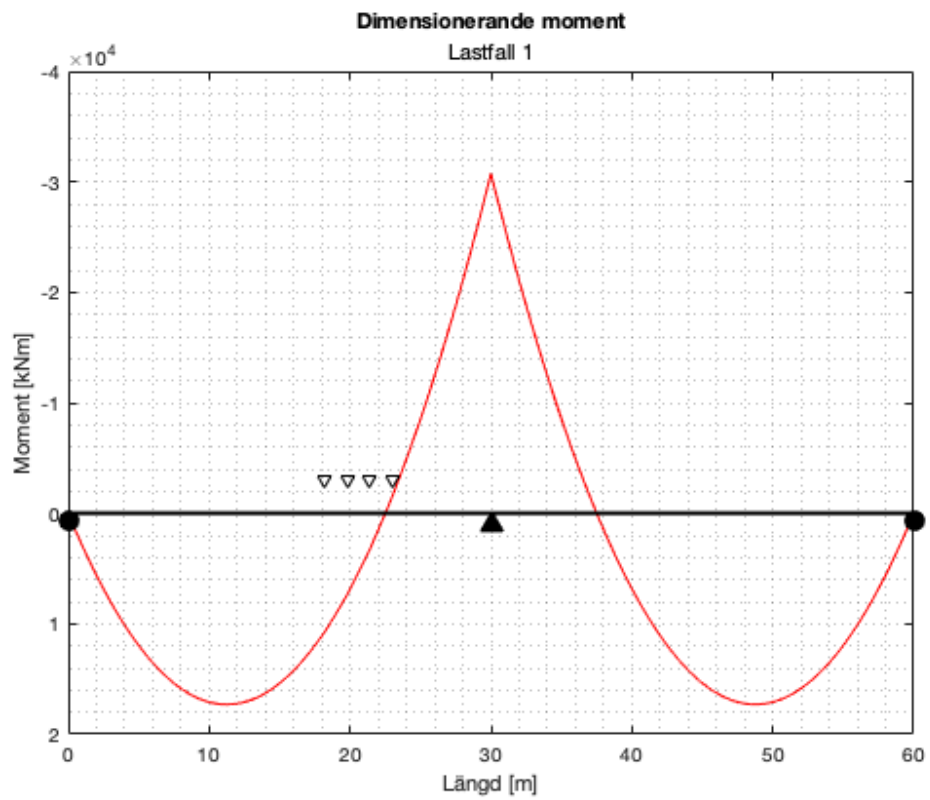
Stöd	Reaktionskraft	Enhet
'Vänster ändstöd' }	2051.8	' [kN] '
'Mittstöd' }	6840.2	' [kN] '
'Höger ändstöd' }	2051.7	' [kN] '

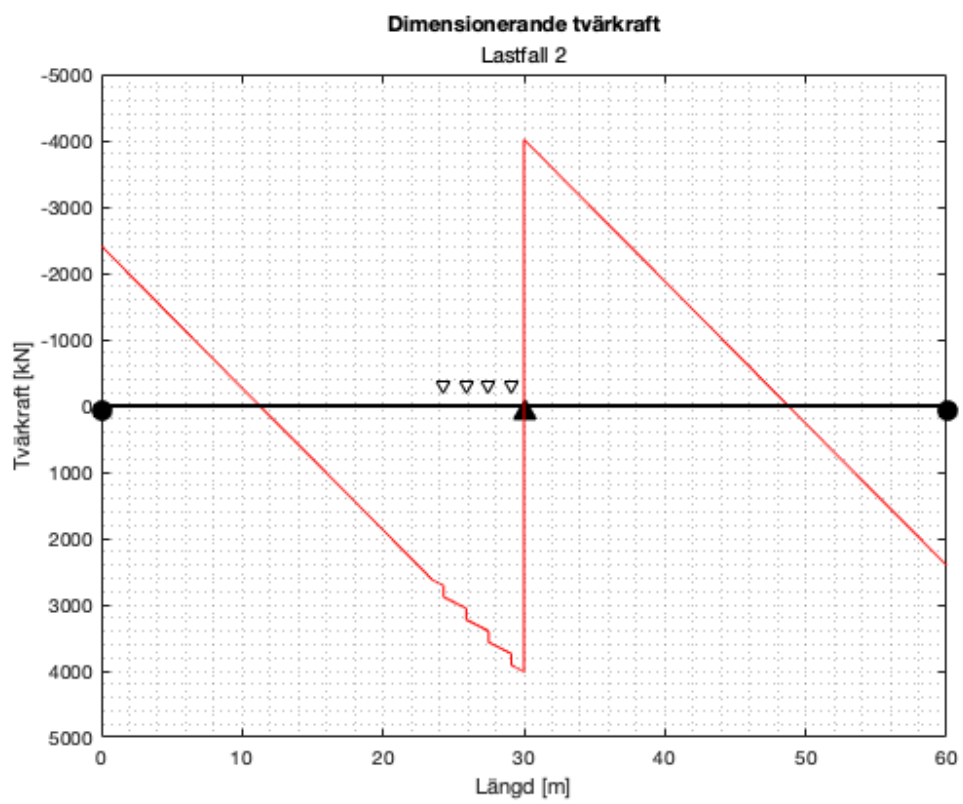
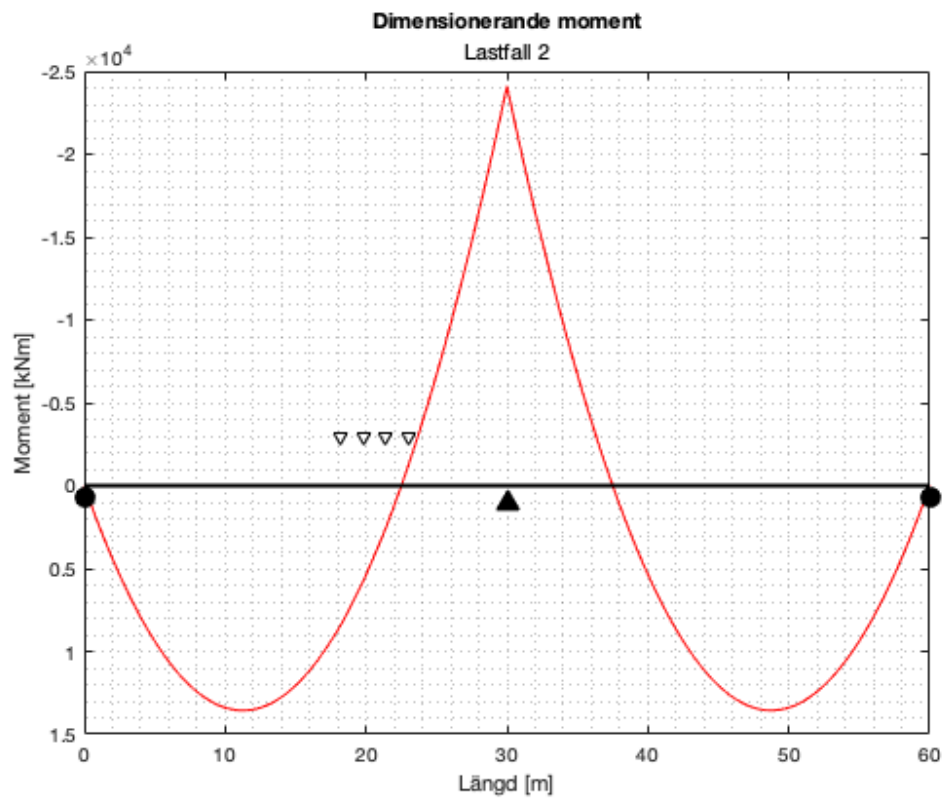
Dimensionerande värde för lastfall 4

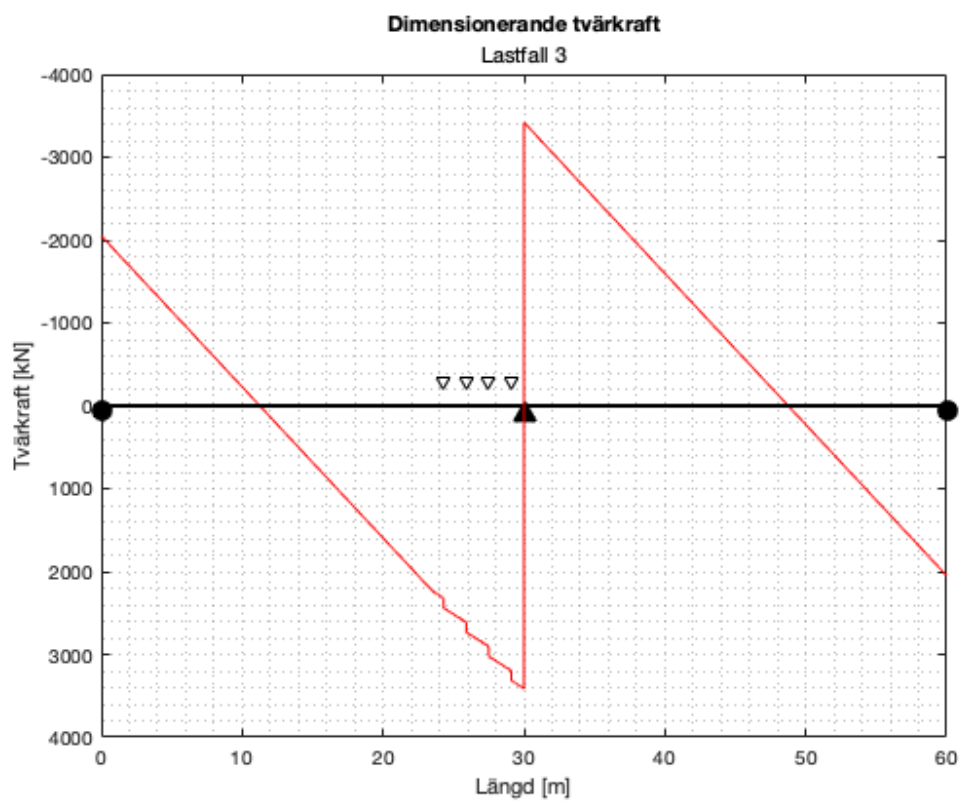
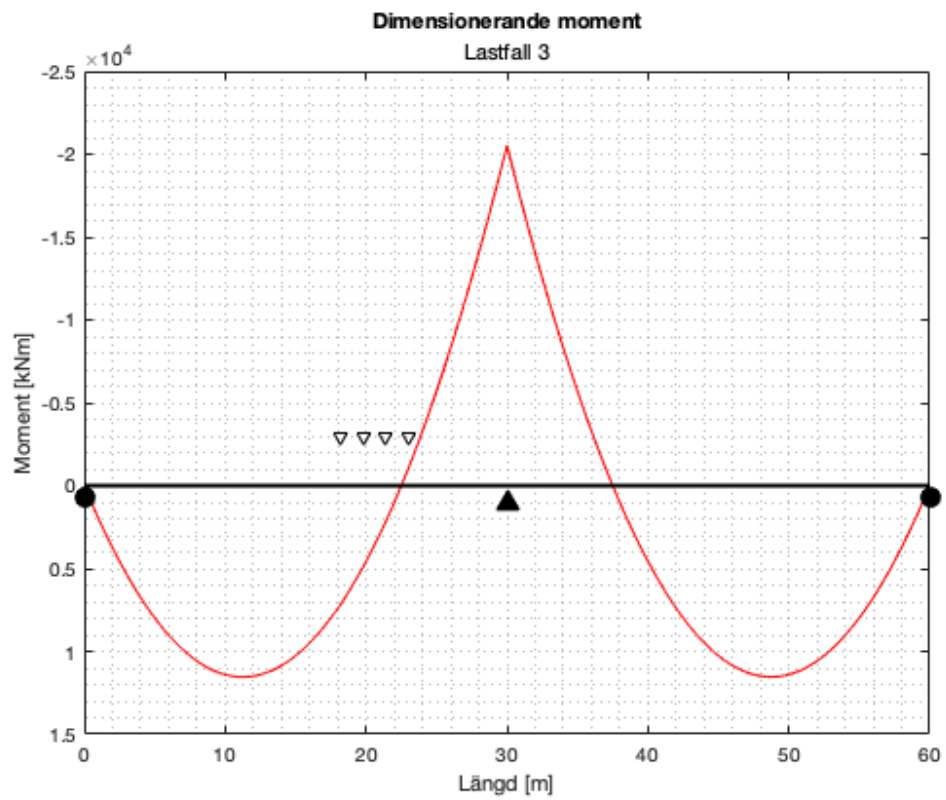
M+ = 6828 [kNm]
M- = -12139 [kNm]
V = 4046 [kN]

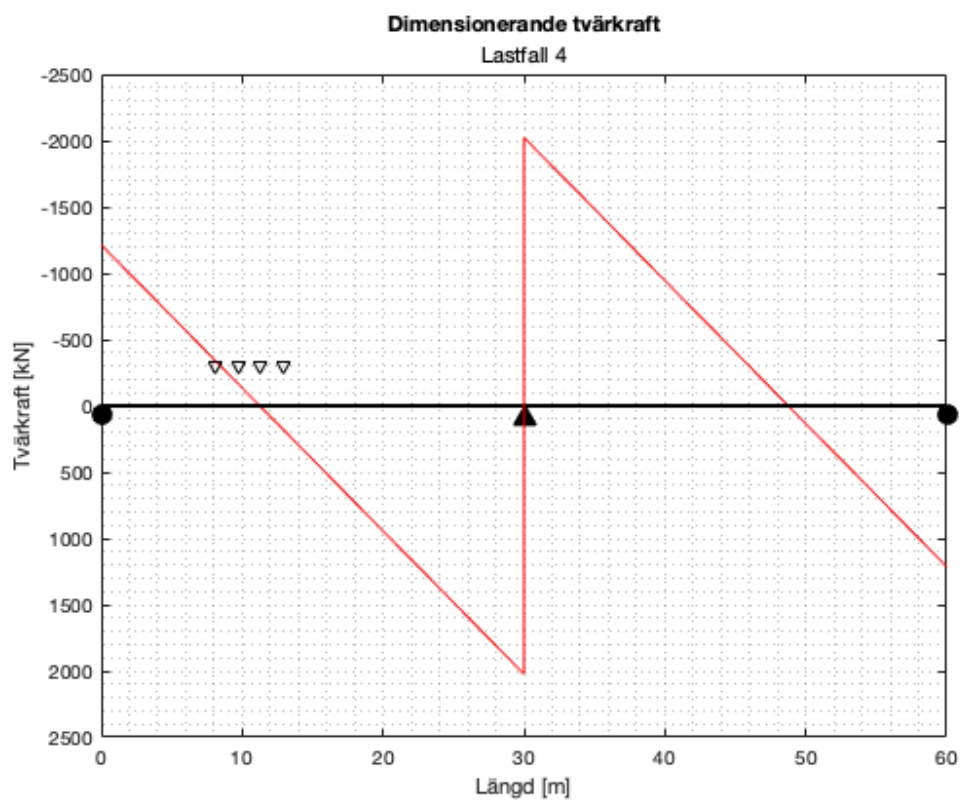
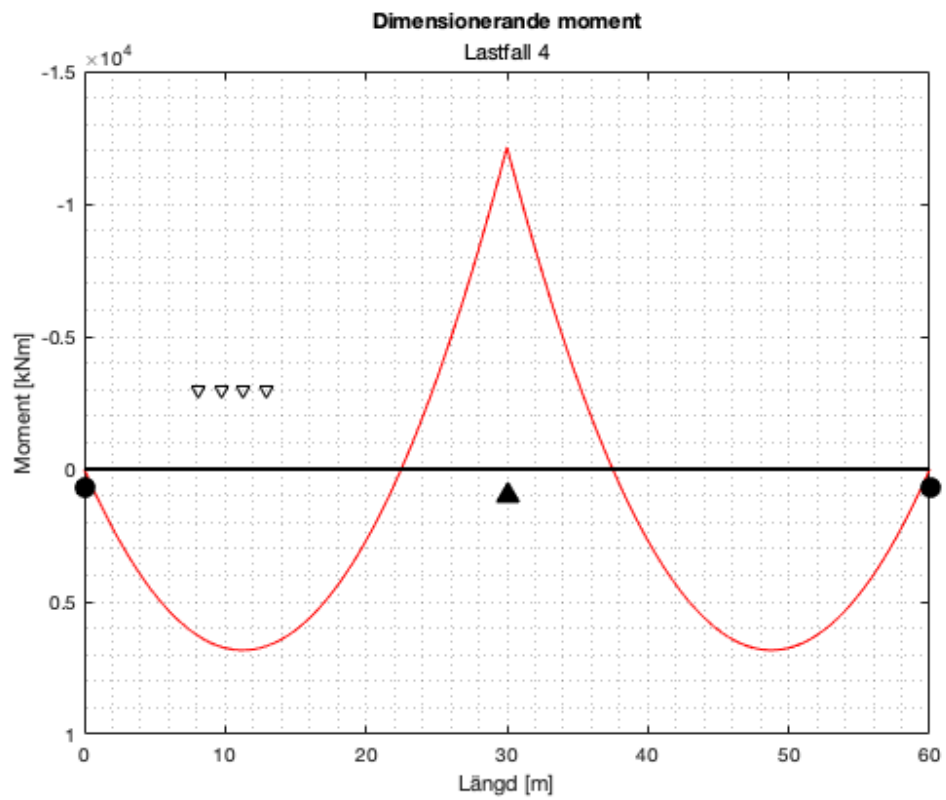
Vertikala reaktionskrafter för stöd

Stöd	Reaktionskraft	Enhet
'Vänster ändstöd' }	1213.9	' [kN] '
'Mittstöd' }	4046.3	' [kN] '
'Höger ändstöd' }	1213.9	' [kN] '









TVÄRSNITTSKONSTANTER FÄLT

```
%1992 5.3.2.1 EFFEKTIV FLÄNSBREDD L-Tvärsnitt
disp(' ')
disp('Tvärsnittskonstanter FÄLT')

l_f = 21.5; %[m] När moment=0 i fält (räknar från vänster stöd)
% Approximerat ifrån momentdiagram lastfall 1

%ekv 5.7a
if 0.2 * b_platta_halv + 0.1 * l_f < 0.2 * l_f
    b_eff_f = 0.2 * b_platta_halv + 0.1 * l_f;
    disp('Ekv 5.7a Krav OK')
    disp(['b_eff_fält = ', num2str(b_eff_f), ' [m]'])
else
    disp('Ekv 5.7a Krav EJ OK')
end

%ekv 5.7
if b_eff_f + b_balk < b_tot/2
    b_eff_f = b_eff_f + b_balk;
    disp('Ekv 5.7b Krav OK')
    disp(['b_eff_fält = ', num2str(b_eff_f), ' [m]'])
else
    disp('Ekv 5.7b Krav EJ OK endast 5.7a gäller')
end

%BETONGAREA
A_f = b_balk * h_w + b_eff_f * h_platta; %[m2]

%TYNGDPUNKT
x_f = (b_balk * h_w * (h_w / 2) + b_eff_f * h_platta * (h_w
+h_platta/2)) / A_f; %[m]

%YTTRÖGHETSMOMENT
I_f = (((b_balk * h_w^3) / 12) + ((x_f - (h_w/2))^2 * b_balk *
h_w)) + (((b_eff_f*h_platta^3) / 12) + (h_w + h_platta/2 - x_f)^2 *
h_platta*b_eff_f); %[m4]

disp(' ')
disp('Tvärsnittskonstanter FÄLT')
disp(['Medverkande flänsbredd fält, b_eff_fält = ',
num2str(b_eff_f), ' [m]'])
disp(['A_f = ', num2str(A_f), ' [m^2]'])
disp(['x_f = ', num2str(x_f), ' [m]'])
disp(['I_f = ', num2str(I_f), ' [m^4]'])

Tvärsnittskonstanter FÄLT
Ekv 5.7a Krav OK
b_eff_fält = 2.69 [m]
Ekv 5.7b Krav OK
b_eff_fält = 3.49 [m]
```

```

Tvärsnittskonstanter FÄLT
Medverkande flänsbredd fält, b_eff_fält = 3.49 [m]
A_f = 2.974 [m^2]
x_f = 1.1485 [m]
I_f = 0.59922 [m^4]

```

TVÄRSNITTSKONSTANTER STÖD

1992 5.3.2.1 EFFEKTIV FLÄNSBREDD L-Tvärsnitt

```

disp(' ')
disp('Tvärsnittskonstanter STÖD')

l_s = 37.5 - l_f; %[m] När moment=0 i fält (räknar från vänster stöd)
% Approximerat ifrån momentdiagram lastfall 1

%ekv 5.7a
if 0.2 * b_platta_halv + 0.1 * l_s < 0.2 * l_s
    b_eff_s = 0.2 * b_platta_halv + 0.1 * l_s;
    disp('Ekv 5.7a Krav OK')
    disp(['b_eff_stöd = ', num2str(b_eff_s), ' [m]'])
else
    disp('Ekv 5.7a Krav EJ OK')
end

%ekv 5.7
if b_eff_s + b_balk < b_tot/2
    b_eff_s = b_eff_s + b_balk;
    disp('Ekv 5.7b Krav OK')
    disp(['b_eff_stöd = ', num2str(b_eff_s), ' [m]'])
else
    disp('Ekv 5.7b Krav EJ OK endast 5.7a gäller')
end

%BETONGAREA
A_s = b_balk * h_w + b_eff_s * h_platta; %[m2]

%TYNGDPUNKT
x_s = (b_balk * h_w * (h_platta + h_w / 2) + b_eff_s * h_platta *
    (h_platta/2)) / A_s; %[m]

%YTTRÖGHETSMOMENT
I_s = (((b_balk * h_w^3) / 12) + ((h_w/2 - x_s)^2 * b_balk *
    h_w)) + (((b_eff_s*h_platta^3) / 12) + (x_s - h_platta/2)^2 *
    h_platta*b_eff_s); %[m4]

disp(' ')
disp('Tvärsnittskonstanter STÖD')
disp(['Medverkande flänsbredd stöd, b_eff_stöd = ',
    num2str(b_eff_s), ' [m]'])
disp(['A_s = ', num2str(A_s), ' [m^2]'])
disp(['x_s = ', num2str(x_s), ' [m]'])

```

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

```
Tvårsnittskonstanter STÖD
```

```
Ekv 5.7a Krav OK
```

```
b_eff_stöd = 2.14 [m]
```

```
Ekv 5.7b Krav OK
```

```
b_eff_stöd = 2.94 [m]
```

```
Tvårsnittskonstanter STÖD
```

```
Medverkande flänsbredd stöd, b_eff_stöd = 2.94 [m]
```

```
A_s = 2.644 [m^2]
```

```
x_s = 0.5829 [m]
```

```
I_s = 0.28379 [m^4]
```

MINSTA BETONGSKIKT OCH PLACERINGSÅVSTÅND

1992 XC3 Utvändig betong skyddad mot nederbörd

```
%BYGLAR
```

```
fi_v = 20; %[mm] diameter byglar ANTAG
```

```
c_minb = fi_v; %seperata byglar
```

```
c_mindur = 25; %[mm] diverseutdrag XC3
```

```
c_min = max([c_minb, c_mindur, 10]); %[mm] ekv 4.2 1992-2
```

```
c_dev = 10; %[mm] bärande del 1 B4-26
```

```
c_norm = c_min + c_dev; %[mm] ekv 4.1 1992-2
```

```
%"Nominellt täckskikt bör dock vara en multipel av 5"
```

```
%c_norm = 35mm OK!
```

```
c_v = c_norm;
```

```
%SPÄNNARMERING FODERRÖR
```

```
fi_duct = 100; %[mm] diameter foderör ANTAG
```

```
c_minb = fi_duct; %[mm]
```

```
c_mindur = 25; %[mm] diverseutdrag XC3
```

```
c_min = max([c_minb, c_mindur, 10]); %[mm] ekv 4.2 1992-2
```

```
c_dev = 10; %[mm] bärande del 1 B4-26
```

```
c_norm = c_min + c_dev; %[mm] ekv 4.1 1992-2
```

```
s_e = c_norm + c_minb/2; %[mm] Avstånd mellan kant och centrum
foderrör
```

```
disp(' ')
disp('Avstånd mellan kant och centrumfoderrör')
disp(['s_e = ', num2str(s_e), ' [mm]'])
```

```
Avstånd mellan kant och centrumfoderrör
s_e = 160 [mm]
```

FÄLTMOMENT FÖR RESPEKTIVE LASTFALL SEPARERADE

```
% Max moment fält, lastfall 2 & 4a endast variabelast
M_f2_v = 6773e3; %[Nm]
M_f4_v = 0; %[Nm]
```

```
% Max moment fält, lastfall 2 & 4a endast egentygnd
M_f2_e = 6823e3; %[Nm]
M_f4_e = 6823e3; %[Nm]
```

STÖDMOMENT FÖR RESPEKTIVE LASTFALL SEPARERADE

```
% Max moment stöd, lastfall 2 & 4a endast variabelast
M_s2_v = 11979e3; %[Nm]
M_s3_v = 8384e3; %[Nm]
M_s4_v = 0; %[Nm]
```

```
% Max moment stöd, lastfall 2 & 4a endast egentygnd
M_s2_e = 12139e3; %[Nm]
M_s4_e = 12139e3; %[Nm]
```

TVÅNGSMOMENT

```
%Värsta moment i brukstadie från variabla
M_b_v = max([M_s2_v, M_s3_v, M_s4_v]); %[Nm]
```

```
%Uppskattning tvångsmoment
dM_b = 0.5*M_b_v;
```

```
disp(' ')
disp('Uppskattat tvångsmoment')
disp(['#M_b = ', num2str(dM_b*1e-3), ' [kNm]'])
```

```
Uppskattat tvångsmoment
```

#M_b = 5989.5 [kNm]

FÄLTMOMENT HÄNSYN TILL TVÅNGSMOMENT FRÅN MOMENTOMLAGRING

```
%förankring spännkraft i tvärsnitts TP ANTAG

%moment fält, lastfall 2 & 4a endast variabelast
M_f2_v = M_f2_v + dM_b/2;
M_f4_v = M_f4_v + dM_b/2;

%moment fält, lastfall 2 & 4a endast egentygnd
M_f2_e = M_f2_e + dM_b/2;
M_f4_e = M_f4_e + dM_b/2;
```

STÖDMOMENT HÄNSYN TILL TVÅNGSMOMENT FRÅN MOMENTOMLAGRING

```
%moment stöd, lastfall 2 & 4a endast variabelast
M_s2_v = M_s2_v - dM_b;
M_s4_v = M_s4_v - dM_b;

%moment stöd, lastfall 2 & 4a endast egentygnd
M_s2_e = M_s2_e - dM_b;
M_s4_e = M_s4_e - dM_b;
```

SPÄNNINGSKRITERIER

```
%"Uppskattning av erforderlig spännkraft och excentricitet, gissa
  inverkan
%av långtid förlust"

eta = 0.8; %Långtidseffekt på förspänning ANTAG

% 1992-1-1 kap 7.2
%Betongen spänns upp vid 70% hållfastighet

%BTG C40/50
f_ck = 40e6; %[Pa]
f_ctk005 = 2.5e6; %[Pa]

%BTG C30/37
f_cka = 30e6; %[Pa]
f_ctk005a = 2e6; %[Pa]

%Kapad förspänd
a_ccimax = 0.6 * f_cka; %[Pa] 5-10
a_ctimax = f_ctk005a; %[Pa] 5-3
```

```

%Långtidslast
a_ccinfmax = 0.45*f_ck; %[Pa] 5-7

%Karakteristisk last
a_ctinfmax = 0; %[Pa] ekv 5-2 från bok

```

PRELIMINÄRT VAL AV FÖRSPÄNNINGSKRAFT

```

%Kontroll så uppspänningskraft klarar kriteriet om att förhindra
%uppsprickning vid uppspanning samt klara av den dimensionerande
lasten

%Effektivhöjd
d_p = h - s_e*1e-3; %[m]

%Spännkraften excentricitet
%FÄLT
e_cf = d_p - x_f; %[m]

%STÖD
e_cs = d_p - x_s - 0.4; %[m]

```

DIMENSIONERING SPÄNNKABLAR

```

for i = 1:3

    disp(' ')
    disp(['Iteration ', num2str(i)])
    disp(' ')

    disp('Förberedande val av förspänningskraft FÄLT')

    M_gf = M_f2_e; %Momentomlagring fält egentyngd
    M_qf = M_f2_v; %Momentomlagring fält variabel last
    M_qs = M_s2_v; %Momentomlagring stöd variabel last

    %Edge in "Tension" 5-24 (Tar hänsyn till sprickbegränsningar (drag))

    P_if1 = (M_gf + I_f/x_f * a_ctimax)/(e_cf - I_f/(x_f*A_f)) / 1.05;
    disp(['Ekv (1) => P_i = ', num2str(P_if1*1e-3), ' [kN]'])

    %Edge in compression 5-25 (Tar hänsyn till
    tryckspänningsbegränsningar)

    P_if2 = (M_gf + I_f/(h-x_f) * abs(a_ccimax))/(e_cf + I_f/((h-
    x_f)*A_f)) / 1.05;
    disp(['Ekv (2) => P_i = ', num2str(P_if2*1e-3), ' [kN]'])

    %Quasi-permanent load edge in compression 5-26

    P_if3 = (1/eta) * (M_qs - I_f/x_f * abs(a_ccinfmax))/(e_cf - I_f/
    (x_f*A_f)) / 0.95;

```

```

disp(['Ekv (3) => P_i = ', num2str(P_if3*1e-3), ' [kN]'])

%Characteristic load edge in "tension" 5-27

P_if4 = (1/eta) * (M_qf - I_f/(h-x_f)*abs(a_ctinfmax))/(e_cf + I_f/
((h-x_f)*A_f)) / 0.95;
disp(['Ekv (4) => P_i = ', num2str(P_if4*1e-3), ' [kN]'])

%Bestämma gränsvärde för ekvationen
%ÖVRE GRÄNSVÄRDE

if P_if1 < P_if2 && P_if1 > 0
    P_i_ovre_f = P_if1;
    disp('(1) är dimensionerande övre')
    ekv_ovre_f = 1;

else
    P_i_ovre_f = P_if2;
    disp('(2) är dimensionerande övre')
    ekv_ovre_f = 2;

end

%UNDRE GRÄNSVÄRDE

if P_if3 > P_if4
    P_i_undre_f = P_if3;
    disp('(3) är dimensionerande undre')
    ekv_undre_f = 3;

else
    P_i_undre_f = P_if4;
    disp('(4) är dimensionerande undre')
    ekv_undre_f = 4;

end

%Tillåten spannlängd

if P_i_undre_f < P_i_ovre_f
    disp(' ')
    disp(['Krav OK! : ', num2str(P_i_undre_f*1e-3,6), ' [kN] < P_i < ',
num2str(P_i_ovre_f*1e-3,6) ' [kN]'])
    disp(['Spännkrafts excentricitet: e_cf = ',
num2str(e_cf,4), ' [m]'])

    krav_f = 1;

else
    disp(' ')
    disp(['Krav EJ OK! : ', num2str(P_i_undre_f*1e-3,6), ' [kN] < P_i <
', num2str(P_i_ovre_f*1e-3,6) ' [kN]'])

```

```

    krav_f = 0;
end

P_i_f = ceil(P_i_undre_f/100000)*100;
disp(['P_i i fältsnittets sätts till: P_i = ', num2str(P_i_f), ' [kN]'])

%--||- FÄLT

disp(' ')
disp('Förberedande val av förspänningskraft STÖD')

M_gs = M_s2_e;
M_qs = M_s2_v;

%Edge in "Tension" 5-24 (Tar hänsyn till sprickbegränsningar (drag))

P_is1 = (M_gs + I_s/x_s * a_actimax)/(e_cs - I_s/(x_s*A_s)) / 1.05;
disp(['Ekv (1) => P_i = ', num2str(P_is1*1e-3), ' [kN]'])

%Edge in compression 5-25 (Tar hänsyn till
tryckspänningsbegränsningar)

P_is2 = (M_gs + I_s/(h-x_s) * abs(a_ccimax))/(e_cs + I_s/((h-
x_s)*A_s)) / 1.05;
disp(['Ekv (2) => P_i = ', num2str(P_is2*1e-3), ' [kN]'])

%Quasi-permanent load edge in compression 5-26

P_is3 = (1/eta) * (M_qs - I_s/x_s * abs(a_ccinfmax))/(e_cs - I_s/
(x_s*A_s)) / 0.95;
disp(['Ekv (3) => P_i = ', num2str(P_is3*1e-3), ' [kN]'])

%Characteristic load edge in "tension" 5-27

P_is4 = (1/eta) * (M_qs - I_s/(h-x_s)*abs(a_ctinfmax))/(e_cs + I_s/
((h-x_s)*A_s)) / 0.95;
disp(['Ekv (4) => P_i = ', num2str(P_is4*1e-3), ' [kN]'])

%Bestämma gränsvärde för ekvationen
%ÖVRE

if P_is1 < P_is2 && P_is1 > 0
    P_i_ovre_s = P_is1;
    disp('(1) är dimensionerande övre')
    ekv_ovre_s = 1;
else
    P_i_ovre_s = P_is2;
    disp('(2) är dimensionerande övre')
    ekv_ovre_s = 2;

```

```

end

%UNDRE

if P_is3 > P_is4
    P_i_undre_s = P_is3;
    disp('(3) är dimensionerande undre')
    ekv_undre_s = 3;

else
    P_i_undre_s = P_is4;
    disp('(4) är dimensionerande undre')
    ekv_undre_s = 4;

end

if P_i_undre_s < P_i_ovre_s
    disp(' ')
    disp(['Krav OK! : ', num2str(P_i_undre_s*1e-3,6), ' [kN] < P_i < ',
num2str(P_i_ovre_s*1e-3,6) ' [kN]'])
    disp(['Spännkrafts excentrisitet: e_cs = ',
num2str(e_cs,4), ' [m]'])

    krav_s = 1;

else
    disp(' ')
    disp(['Krav EJ OK! : ', num2str(P_i_undre_s*1e-3,6), ' [kN] < P_i <
', num2str(P_i_ovre_s*1e-3,6) ' [kN]'])

    krav_s = 0;
end

%om antagande e = e_cs ej ok!
if krav_s == 0

    if ekv_ovre_s == 1 && ekv_undre_s == 3
        disp('EJ MÖJLIGT!')

    elseif ekv_ovre_s == 1 && ekv_undre_s == 4
        syms e_cs

        eqn = ((M_gs + I_s / x_s * a_ctimax) / (e_cs - I_s / (x_s *
A_s)) / 1.05 == (1/eta) * (M_qs - I_s / (h - x_s) * a_ctinfmax) /
(e_cs + I_s / ((h - x_s) * A_s)) / 0.95);

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

        P_i_ovre_s = (M_gs + I_s / x_s * a_ctimax) / (e_cs - I_s /
(x_s * A_s)) / 1.05;

        P_i_undre_s = (1/eta) * (M_qs - I_s / (h - x_s) *
a_ctinfmax) / (e_cs + I_s / ((h - x_s) * A_s)) / 0.95;

```

```

        disp(['Tillåtet spann: ', num2str(P_i_undre_s*1e-3), ' [kN] <
P_i < ', num2str(P_i_ovre_s*1e-3), ' [kN]'])
        disp(['Spännkrafts excentrisitet: e_cs = ' ,
num2str(e_cs,4), ' [m]'])

    end
end

P_i_s = ceil(P_i_undre_s/100000)*100;
disp(['P_i i stödsnitt sätts till: P_i = ', num2str(P_i_s), ' [kN]'])

% PLACERING AV SPÄNNKABLAR

disp(' ')
disp('Placering av Spännkablar')

%excentricitet fält
e_f = e_cf; %[m]

%excentricitet stöd
e_s = x_f - s_e*1e-3 - 0.4; %[m]

%PARABELSEGMENT 1 (Från stöd till maxmoment)

%excentrisitet
e_11 = e_cf; %[m]

%avstånd för segment 1
l_11 = l_f/2; %[m]

lambda1 = (L_spann - l_11)/L_spann; %[-]

%Lutning i ände
alpha_11 = 2*e_11 / l_11; %[rad]

%Krökningsradie
R_11 = l_11^2/(2*e_11); %[m]

disp('Parabelsegment 1:')
disp(['e_1 = ', num2str(e_11), ' [m]'])
disp(['l_1 = ', num2str(l_11), ' [m]'])
disp(['alpha_1 = ', num2str(alpha_11), ' [rad]'])
disp(['R_1 = ', num2str(R_11), ' [m]'])
disp(' ')

%PARABELSEGMENT 2 (Maxmoment till inflationspunkt)
%avstånd för segment 2
l_12 = l_f - l_11; %[m]
beta_1 = (L_spann - (l_11 + l_12))/L_spann; %[-]

%Kontroll för samma lutning vid inflationspunkt
e_13 = beta_1 * (e_f + e_s) / lambda1;

```

```

%excentricitet
e_12 = e_f + e_s - e_13; %[m]

%lutning i ände
alpha_12 = 2 * e_12 / l_12; %[rad]

%Krökinsradie
R_12 = l_12^2/(2*e_12); %[m]

disp('Parabelsegment 2:')
disp(['e_2 = ', num2str(e_12), ' [m]'])
disp(['l_2 = ', num2str(l_12), ' [m]'])
disp(['alpha_2 = ', num2str(alpha_12), ' [rad]'])
disp(['R_2 = ', num2str(R_12), ' [m]'])
disp(' ')

%PARABELSEGMENT 3 (inflationspunkt till mittstöd)

%avstånd för segment 3
l_13 = L_spann - l_11 - l_12; %[m]

%lutning i ände
alpha_13 = 2*e_13 / l_13; %[rad]

%Krökningsradie
R_13 = l_13^2/(2*e_13); %[m]

disp('Parabelsegment 3:')
disp(['e_3 = ', num2str(e_13), ' [m]'])
disp(['l_3 = ', num2str(l_13), ' [m]'])
disp(['alpha_3 = ', num2str(alpha_13), ' [rad]'])
disp(['R_3 = ', num2str(R_13), ' [m]'])
disp(' ')

%Kontroll att lutningen är lika vid inflationspunkt

if round(alpha_12,5) == round(alpha_13,5)
    disp('Lutning vid inflationspunkt OK!')
else
    disp('Lutning vid inflationspunkt EJ OK!')
end

%Friktionsförlust vid uppspanning

%Maximal spännkraft
Pmax = max(P_i_f, P_i_s)*1e3;

%Friktions koefficient Tab 5.1 EK2
mikro = 0.17;

%"displacement per metre" EK2
k = 0.01;

```

```

disp(' ')
disp('Friktionsförluster vid uppspänning')
disp('ANTAG spännkablarna spänns upp från 2 håll och placeras i TP')

%segment 1
x = l_11;
P_1 = Pmax * exp(-mikro * (alpha_12 + k * x)); %6-30 ekv

disp(' ')
disp('Fältmaxmoment: ')
disp(['P_1 = ', num2str(P_1/Pmax,4), ' * Pmax [kN]'])
disp([' => Erfodrad uppspänningskraft: ', num2str(Pmax/1000 / (P_1/
Pmax),-1), '[kN]'])

%segment 2
x = x+l_12;
P_2 = P_1 * exp(-mikro * (alpha_12 + k * x));

disp(' ')
disp('Inflektionspunkt: ')
disp(['P_2 = ', num2str(P_2/Pmax,4), ' * Pmax [kN]'])

%segment 3
x = x+l_13;
P_3 = P_2 * exp(-mikro * (alpha_12 + k * x));

disp(' ')
disp('Mittstöd: ')
disp(['P_3 = ', num2str(P_3/Pmax,4), ' * Pmax [kN]'])
disp(' ')

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

% Anordning av spännkablar

%Ek2 5.10.2.1 ekv

disp(' ')
disp('Anordning av spännkablar')

%National parameter
k_1 = 0.8;
k_2 = 0.9;

%Bok TAB 3.6 "7-wire strand"
f_pk = 1860e6; %[Pa]
f_p01k = 1770e6; %[Pa]

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

```

```

%Stålarea
A_p = (Pmax / (P_1/Pmax)) / sigma_pi_max; %[m^2]

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

%antal spännkablar
n = ceil(A_p*1e6 / A_pi);
n=6;
disp(['Antal spännkablar: ', num2str(n), ' st'])

%placering av spännkablar
%Avstånd mellan strands
l_rqd = 50e-3;

%Tjocklek foderrör
fi_duct = c_minb;

n_strands = 3;

if b_balk - (2*s_e*1e-3 + n_strands * fi_duct*1e-3 + (n_strands -
1)*l_rqd) >= 0
    disp(['Antal spännkablar lager 1: ', num2str(n_strands), '
st, med centrumavstånd ', num2str((b_balk - 2*s_e*1e-3)/
(n_strands-1)*1e3), ' [mm]'])
    disp(['Avstånd från kant, s_e = ', num2str(s_e), ' [mm]'])
else
    disp('Funkar ej')
end

n_strands = n - n_strands;

if b_balk - (2*s_e*1e-3 + n_strands * fi_duct*1e-3 + (n_strands -
1)*l_rqd) >= 0
    disp(['Antal spännkablar lager 2: ', num2str(n_strands), '
st, med centrumavstånd ', num2str((b_balk - 2*s_e*1e-3)/
(n_strands-1)*1e3), ' [mm]'])
else
    disp('Funkar ej')
end

%Ny excentricitet pga 2 lager
%excentricitet fält
e_tp_f = (n_strands * A_pi * (l_rqd + fi_duct*1e-3 + s_e*1e-3) + (n -
n_strands) * A_pi * s_e*1e-3) / (n * A_pi) - s_e*1e-3;

e_cf = e_cf - e_tp_f;

```

```
%excentricitet stöd
e_tp_s = (n_strands * A_pi * s_e*1e-3 + (n-n_strands) * A_pi *
  (fi_duct*1e-3 + l_rqd + s_e*1e-3)) / (n*A_pi) - s_e*1e-3;

e_cs = e_cs - e_tp_s;

end
```

Iteration 1

Förberedande val av förspänningskraft FÄLT

Ekv (1) => P_i = 47872.1578 [kN]

Ekv (2) => P_i = 36963.8923 [kN]

Ekv (3) => P_i = -20716.2096 [kN]

Ekv (4) => P_i = 16981.3628 [kN]

(2) är dimensionerande övre

(4) är dimensionerande undre

Krav OK! : 16981.4 [kN] < P_i < 36963.9 [kN]

Spännkrafts excentricitet: e_cf = 0.3915 [m]

P_i i fältsnittets sätts till: P_i = 17000 [kN]

Förberedande val av förspänningskraft STÖD

Ekv (1) => P_i = 18189.5824 [kN]

Ekv (2) => P_i = 15633.8158 [kN]

Ekv (3) => P_i = -9785.9339 [kN]

Ekv (4) => P_i = 12065.5145 [kN]

(2) är dimensionerande övre

(4) är dimensionerande undre

Krav OK! : 12065.5 [kN] < P_i < 15633.8 [kN]

Spännkrafts excentricitet: e_cs = 0.5571 [m]

P_i i stödsnittets sätts till: P_i = 12100 [kN]

Placering av Spännkablar

Parabelsegment 1:

e_1 = 0.39151 [m]

l_1 = 10.75 [m]

alpha_1 = 0.07284 [rad]

R_1 = 147.5845 [m]

Parabelsegment 2:

e_2 = 0.54727 [m]

l_2 = 10.75 [m]

alpha_2 = 0.10182 [rad]

R_2 = 105.5804 [m]

Parabelsegment 3:

e_3 = 0.43273 [m]

l_3 = 8.5 [m]

alpha_3 = 0.10182 [rad]

R_3 = 83.4821 [m]

Lutning vid inflationspunkt OK!

Friktionsförluster vid uppspänning

ANTAG spännkablarna spänns upp från 2 håll och placeras i TP

Fältmaxmoment:

$$P_1 = 0.965 * P_{max} \text{ [kN]}$$

$$\Rightarrow \text{Erfodrad uppspänningskraft: } 17615.8 \text{ [kN]}$$

Inflektionspunkt:

$$P_2 = 0.9144 * P_{max} \text{ [kN]}$$

Mittstöd:

$$P_3 = 0.8541 * P_{max} \text{ [kN]}$$

$$P_3 < P_{i_max_stöd} \Rightarrow \text{OK!}$$

Anordning av spännkablar

Antal spännkablar: 6 st

Antal spännkablar lager 1: 3 st, med centrumavstånd 240 [mm]

Avstånd från kant, $s_e = 160$ [mm]

Antal spännkablar lager 2: 3 st, med centrumavstånd 240 [mm]

Iteration 2

Förberedande val av förspänningskraft FÄLT

$$Ekv (1) \Rightarrow P_i = 73322.2754 \text{ [kN]}$$

$$Ekv (2) \Rightarrow P_i = 41029.7454 \text{ [kN]}$$

$$Ekv (3) \Rightarrow P_i = -31729.4998 \text{ [kN]}$$

$$Ekv (4) \Rightarrow P_i = 18849.2323 \text{ [kN]}$$

(2) är dimensionerande övre

(4) är dimensionerande undre

$$\text{Krav OK! : } 18849.2 \text{ [kN]} < P_i < 41029.7 \text{ [kN]}$$

$$\text{Spännkrafts excentrisitet: } e_{cf} = 0.3165 \text{ [m]}$$

$$P_i \text{ i fältsnittets sätts till: } P_i = 18900 \text{ [kN]}$$

Förberedande val av förspänningskraft STÖD

$$Ekv (1) \Rightarrow P_i = 22768.0984 \text{ [kN]}$$

$$Ekv (2) \Rightarrow P_i = 17661.8028 \text{ [kN]}$$

$$Ekv (3) \Rightarrow P_i = -12249.16 \text{ [kN]}$$

$$Ekv (4) \Rightarrow P_i = 13630.6287 \text{ [kN]}$$

(2) är dimensionerande övre

(4) är dimensionerande undre

$$\text{Krav OK! : } 13630.6 \text{ [kN]} < P_i < 17661.8 \text{ [kN]}$$

$$\text{Spännkrafts excentrisitet: } e_{cs} = 0.4821 \text{ [m]}$$

$$P_i \text{ i stödsnittets sätts till: } P_i = 13700 \text{ [kN]}$$

Placering av Spännkablar

Parabelsegment 1:

$$e_1 = 0.31651 \text{ [m]}$$

$$l_1 = 10.75 \text{ [m]}$$

$$\alpha_1 = 0.058886 \text{ [rad]}$$

$R_1 = 182.5556 \text{ [m]}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.50539 \text{ [m]}$

$l_2 = 10.75 \text{ [m]}$

$\alpha_2 = 0.094026 \text{ [rad]}$

$R_2 = 114.3301 \text{ [m]}$

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.39961 \text{ [m]}$

$l_3 = 8.5 \text{ [m]}$

$\alpha_3 = 0.094026 \text{ [rad]}$

$R_3 = 90.4006 \text{ [m]}$

Lutning vid inflationspunkt OK!

Friktionsförluster vid uppspänning

ANTAG spännkablarna spänns upp från 2 håll och placeras i TP

Fältmaxmoment:

$P_1 = 0.9663 * P_{max} \text{ [kN]}$

=> Erfodrad uppspänningskraft: 19558.7[kN]

Inflektionspunkt:

$P_2 = 0.9169 * P_{max} \text{ [kN]}$

Mittstöd:

$P_3 = 0.8575 * P_{max} \text{ [kN]}$

$P_3 < P_{i_max_stöd} \Rightarrow \text{OK!}$

Anordning av spännkablar

Antal spännkablar: 6 st

Antal spännkablar lager 1: 3 st, med centrumavstånd 240 [mm]

Avstånd från kant, $s_e = 160 \text{ [mm]}$

Antal spännkablar lager 2: 3 st, med centrumavstånd 240 [mm]

Iteration 3

Förberedande val av förspänningskraft FÄLT

Ekv (1) => $P_i = 156546.662 \text{ [kN]}$

Ekv (2) => $P_i = 46100.5922 \text{ [kN]}$

Ekv (3) => $P_i = -67744.0418 \text{ [kN]}$

Ekv (4) => $P_i = 21178.8 \text{ [kN]}$

(2) är dimensionerande övre

(4) är dimensionerande undre

Krav OK! : $21178.8 \text{ [kN]} < P_i < 46100.6 \text{ [kN]}$

Spännkrafts excentrisitet: $e_{cf} = 0.2415 \text{ [m]}$

P_i i fältsnittets sätts till: $P_i = 21200 \text{ [kN]}$

Förberedande val av förspänningskraft STÖD

Ekv (1) => $P_i = 30426.874 \text{ [kN]}$

Ekv (2) => $P_i = 20294.3441 \text{ [kN]}$

$Ekv (3) \Rightarrow P_i = -16369.5554 \text{ [kN]}$

$Ekv (4) \Rightarrow P_i = 15662.3121 \text{ [kN]}$

(2) är dimensionerande övre

(4) är dimensionerande undre

Krav OK! : $15662.3 \text{ [kN]} < P_i < 20294.3 \text{ [kN]}$

Spännkrafts excentrisitet: $e_{cs} = 0.4071 \text{ [m]}$

P_i i stödsnitts sätts till: $P_i = 15700 \text{ [kN]}$

Placering av Spännkablar

Parabelsegment 1:

$e_1 = 0.24151 \text{ [m]}$

$l_1 = 10.75 \text{ [m]}$

$\alpha_1 = 0.044933 \text{ [rad]}$

$R_1 = 239.2468 \text{ [m]}$

Parabelsegment 2:

$e_2 = 0.46351 \text{ [m]}$

$l_2 = 10.75 \text{ [m]}$

$\alpha_2 = 0.086234 \text{ [rad]}$

$R_2 = 124.6611 \text{ [m]}$

Parabelsegment 3:

$e_3 = 0.36649 \text{ [m]}$

$l_3 = 8.5 \text{ [m]}$

$\alpha_3 = 0.086234 \text{ [rad]}$

$R_3 = 98.5693 \text{ [m]}$

Lutning vid inflationspunkt OK!

Friktionsförluster vid uppspänning

ANTAG spännkablar spänns upp från 2 håll och placeras i TP

Fältmaxmoment:

$P_1 = 0.9676 * P_{max} \text{ [kN]}$

=> Erfodrad uppspänningskraft: 21909.8 [kN]

Inflektionspunkt:

$P_2 = 0.9193 * P_{max} \text{ [kN]}$

Mittstöd:

$P_3 = 0.8609 * P_{max} \text{ [kN]}$

$P_3 < P_{i_max_stöd} \Rightarrow \text{OK!}$

Anordning av spännkablar

Antal spännkablar: 6 st

Antal spännkablar lager 1: 3 st, med centrumavstånd 240 [mm]

Avstånd från kant, $s_e = 160 \text{ [mm]}$

Antal spännkablar lager 2: 3 st, med centrumavstånd 240 [mm]

MINIMIARMERING

```
disp(' ')
disp('Minimiarmering')

%Antag B500B Bärande del 1
fyk = 500e6; %[Pa]
fyd = fyk / 1.15; %[Pa] ekv b2-25

disp('Armering B500B')

fctm = 0.3 * f_ck^(2/3); %[Pa] ekv b2-6;

fi = 20; %[mm]
disp(['Armeringsdiameter: # = ', num2str(fi), ' [mm]'])

c_minb = fi; %[mm] %b4-25
c_dev = 10; %[mm] %b4-26
c_mindur = 25; %[mm] %XC3 klass
c_min = max([c_minb, c_mindur, 10]); %[mm]
c_nom = c_min + c_dev; %[mm] %b4-24

%Nationell parameter
k1 = 1;
k2 = 5;
d_g = 32; %största ballast

d_arm = max([k1 * fi, d_g+k2, 20]); %b4-27

%FÄLT armering
disp(' ')
disp('Minimiarmering FÄLT')

b_t = b_eff_f;
d = h;

A_smin = max([0.26 * fctm/fyk * b_t * d * 1e6, 0.0013*b_t*d * 1e6]); %
b4-21

disp(['A_s,min = ', num2str(A_smin,4), ' [mm^2]'])

Asi = pi * fi^2/4; %[mm^2]
disp(['A_si = ', num2str(Asi,3), ' [mm^2]'])

n_stang = ceil(A_smin / Asi); %rundar uppåt

disp(['Minst antal stänger: ', num2str(n_stang), ' [st]']);
```

```

%Armeringsarea
As = Asi * n_stang; %[mm^2]

if (b_eff_f * 1e3 - c_nom) / n_stang > d_arm
    disp(['Endast 1 lager krävs, med centrumavstånd mellan
    armeringstänger: ', num2str((b_eff_f*1e3 - c_nom)/
n_stang,3), ' [mm]'])

elseif b_eff_f * 1e3 / (n_stang/2) - c_nom > d_arm
    disp(['2 lager krävs, med centrumavstånd mellan armeringstänger:
    ', num2str(b_eff_f*1e3 - c_nom/(n_stang/2),3), ' [mm]'])

else
    disp('fler än 2 lager krävs')

end

%STÖD armering
disp(' ')
disp('Minimiarmoring STÖD')

b_t = b_balk;
d = h;

A_smin = max([0.26 * fctm/fyk * b_t * d * 1e6, 0.0013*b_t*d *
1e6]); %[mm^2] b4-21

disp(['A_s,min = ', num2str(A_smin,4), ' [mm^2]'])

Asi = pi * fi^2/4; %[mm^2]
disp(['A_si = ', num2str(Asi,3), ' [mm^2]'])

n_stang = ceil(A_smin / Asi); %rundar uppåt

disp(['Minst antal stänger: ', num2str(n_stang), ' [st]']);

%armeringsarea
As = Asi * n_stang; %[mm^2]

if (b_eff_f * 1e3 - c_nom) / n_stang > d_arm
    disp(['Endast 1 lager krävs, med centrumavstånd mellan
    armeringstänger: ', num2str((b_eff_f*1e3 - c_nom)/
n_stang,3), ' [mm]'])

elseif b_eff_f * 1e3 / (n_stang/2) - c_nom > d_arm
    disp(['2 lager krävs, med centrumavstånd mellan armeringstänger:
    ', num2str(b_eff_f*1e3 - c_nom/(n_stang/2),3), ' [mm]'])

else
    disp('fler än 2 lager krävs')

end

```

Minimiarmering
Armering B500B
Armeringsdiameter: # = 20 [mm]

Minimiarmering FÄLT
A_{s,min} = 7713 [mm²]
A_{si} = 314 [mm²]
Minst antal stänger: 25 [st]
Endast 1 lager krävs, med centrumavstånd mellan armeringstänger: 138 [mm]

Minimiarmering STÖD
A_{s,min} = 1768 [mm²]
A_{si} = 314 [mm²]
Minst antal stänger: 6 [st]
Endast 1 lager krävs, med centrumavstånd mellan armeringstänger: 576 [mm]

BROTTGRÄNSTILLSTÅND FÄLT

```
disp(' ')
disp('Momentkapacitet FÄLT')

%från slide
ys = 1.15; % Koefficeint
f_pd = f_p01k / ys;
A_p = n * A_pi * 1e-6;
P = f_pd * A_p;

%effektivhöjd
d_p = h - s_e*1e-3 - e_tp_f;

%inre hävarm
z = 0.9*d_p;

M_Rd = f_pd * A_p * z * 1e-3;
M_Ed = M_spar_pos(1)*1e-3;

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

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

Momentkapacitet FÄLT
M_Rd = 34702 [kNm]
M_Ed = 17345 [kNm]
M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet tillräcklig
```

BROTTGRÄNSTILLSTÅND STÖD

```
disp(' ')
disp('Momentkapacitet STÖD')

%effektivhöjd
d_p = h - s_e*1e-3 - e_tp_s;

%inre hävarm
z = max(d_p - h_platta / 2, 0.9 * d_p);

M_Rd = f_pd * A_p * z *1e-3;
M_Ed = abs(M_spar_neg(1))*1e-3;

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

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

Momentkapacitet STÖD
M_Rd = 34702 [kNm]
M_Ed = 30758 [kNm]
M_Rd > M_Ed => Momentkapacitet tillräcklig
```

TVÄRARMERING LÄNGSLED

```
disp(' ')
disp('Tvärkraftsarmering längsled')
fi_v = 16; %[mm] byglar storlek
disp(['Diameter byglar: fi_v = ', num2str(fi_v), ' [mm]'])

%Skjuvspricka lutning
% 1 < cot(theta) < 2.5, theta = 21.8 => cot = 2.5
theta = deg2rad(21.8);
disp('Lutning skjuvsprickor: theta = 21.8°')

%lutning tvärarmering
alpha = deg2rad(90);

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

V_Ed = V_spar(1);

z = max(d_p - h_platta / 2, 0.8*d_p);
```

```

s = ((z * cot(theta)) / V_Ed) * Asw * fyd;

s = floor(s*100)/100;

disp(['S-avstånd: s', num2str(s*1e3)])

ro_wmin = 0.08 * sqrt(f_ck) / fyk;

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

if ro_w > ro_wmin
    disp('Minsta mänga tvärkraftsarmering: OK!')
else
    disp('Minsta mänga tvärkraftsarmering: EJ OK!')
end

s_max = 0.75 * d *(1 + cot(alpha));

if s < s_max
    disp('Maximalt centrumavstånd: OK!')
else s > s_max
    disp('Maximalt centrumavstånd: EJ OK!')
end

```

```

Tvärkraftsarmering längsled
Diameter byglar: fi_v = 16 [mm]
Lutning skjuvsprickor: theta = 21.8°
A_sw = 402.1239 [mm^2]
S-avstånd: s90
Minsta mänga tvärkraftsarmering: OK!
Maximalt centrumavstånd: OK!

```

NEDBÖJNING

```

disp(' ')
disp('Nedböjning i brukgränstillstånd')
%btg C40/50
fcm = 48e6; %[Pa]

E_c = 22*(fcm*1e-6 / 10)^(1/2) * 1e9; %[Pa]
E_s = 195e9; %[Pa]
alpha = E_s/E_c;

%Tvärnsnitt TP fält
tp = ((h * b_balk - A_p) * h/2 + h_platta * b_eff_f * (h-h_platta/2) +
A_p * (h-(e_tp_f + s_e*1e-3))) / (h * b_balk + h_platta * b_eff_f);

%Yttröghetsmoment (S1)
I_1 = b_balk * h^3 / 12 + (b_balk * h - A_p) * (tp - h/2)^2 + b_eff_f
* h_platta^3 / 12 + b_eff_f * h_platta * (h - h_platta / 2 - tp)^2 +
alpha * A_p * (h - s_e*1e-3 - e_tp_f - tp)^2;

```

```

%dimensionerande moment
M_Ed = M_f2_v; %[Nm]

%Krökningsfördelning
ksi_mitt = M_Ed/(E_c*I_1);
A_mitt = (2/3) * ksi_mitt * l_f / 2;
x_mitt = 5/8 * l_f;

y_mitt = A_mitt * x_mitt;
disp(['y_mitt = ', num2str(y_mitt*1e3,4), ' [mm]'])

y_max = L_spann/800;
disp(['Krav L/800: y_max = ', num2str(y_max*1e3), ' [mm]'])

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

Nedböjning i brukgränstillstånd
y_mitt = 30.34 [mm]
Krav L/800: y_max = 37.5 [mm]
Krav nedböjning OK!

```

DIMENSIONERING PLATTA TVÄRLED

```

%Dimensionering enligt ekv 6.14b Karakteristiskt lastfall

disp(' ')
disp('Dimensionering av betongplatta')

%Permanentlast
G_d = yd * G_jsup;
eq = [0 -G_d];

%Variabellast
Q_d = yd * Q_vd;

ep = [1,1,1]; %Elementmatrix
Ndof = 4; %Antal Noder
Nel = 3; %Antal Element

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

%Topologi
edof = zeros(Nel,7);

```

```

for i = 1:Nel
    edof(i,:) = [i dof(i,[2 3 4]) dof(i+1,[2 3 4])];
end

%y-vektor
ey = zeros(Nel,2);

%Nodkoordinater
coord = zeros(Ndof,1);
coord(1,1) = 0;
coord(2,1) = b_balk + b_platta/2 - r/2;
coord(3,1) = coord(2,1) + r;
coord(4,1) = b_tot;

%last == 1 båda rälarna försjukts utåt mot balkarna MOTSATTRIKTNIN
%last == 2 rälsen försjukts mot kantbalk
e = r/18; %excentricitet
for last = 1:2
    if last == 1
        coord(2,1) = coord(2,1) - e;
        coord(3,1) = coord(3,1) + e;
    elseif last == 2
        coord(2,1) = coord(2,1) + e;
        coord(3,1) = coord(3,1) + e;
    end
end

%ex vektor
ex = zeros(Nel,2);
for i = 1:3
    ex(i,:) = [coord(i,1) coord(i+1,1)];
end

Nfr = Ndof*3;
K = zeros(Nfr);
f = zeros(Nfr,1);

for i = 1:3
    [Ke,fe] = beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep,eq);
    [K,f] = assem(edof(i,:),K,Ke,f,fe);
end

%adderar punktlaster
f(5,1) = f(5,1) - Q_d;
f(8,1) = f(8,1) - Q_d;

%randvilkor
bc = [2 0; 10 0; 11 0];

%löser matrissystemet
[a,fb] = solveq(K,f,bc);

ed = extract(edof,a);

```

```

n = 100;

%Definerar del av spar array
M1 = zeros(n,Nel); %moment
T1 = zeros(n,Nel); %tvärkraft
f_y1 = zeros(n,Nel); %nedböjning
x_k1 = zeros(n,Nel); %x-koordinater

%löser ut inte värden
for i = 1:Nel
    [es edi eci] = beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep,ed(i,:),eq,n);
    M1(:,i) = es(:,3); %moment
    T1(:,i) = es(:,2); %tvärkraft
    f_y1(:,i) = edi(:,2); %nedböjning
    x_k1(:,i) = eci + ex(i,1); %x-koordinater
end

%Lagring av värden (array i array(celler))
Momentspar1(last,1)={M1};
Tvarkraftspar1(last,1)={T1};
Nedbojningspar1(last,1)={f_y1};
xKoordspar1(last,1)={x_k1};

%Lagring maxvärden
nedbojning1(last,1) = max(max(abs(f_y1)));
Ved1(last,1) = max(max(abs(T1)));
Med_pos1(last,1) = max(max(M1));
Med_neg1(last,1) = min(min(M1));

%Dimensionerande värden
[Med_dim_pos1,m_pos1] = max(Med_pos1);
[Med_dim_neg1,m_pos1] = min(Med_neg1);
[Ved_dim1,v_pos1] = max(Ved1);
[nedbojning_dim1,n_pos1] = max(nedbojning1);

%NY SPAR MAXMOMENT
M_spar_pos1(last,1) = Med_dim_pos1;
M_spar_neg1(last,1) = Med_dim_neg1;
V_spar1(last,1) = Ved_dim1;

disp(' ')
disp('Dimensionerande värde')
disp(['M+ = ', int2str((Med_dim_pos1)*1e-3), ' [kNm]'])
disp(['M- = ', int2str((Med_dim_neg1)*1e-3), ' [kNm]'])
disp(['V = ', int2str((Ved_dim1)*1e-3), ' [kN]'])

%Momentdiagram
figure(last+12)
plot(xKoordspar1{m_pos1},Momentspar1{m_pos1}*1e-3, 'r')

```

```

set(gca,'Ydir','reverse')
title('Dimensionerande moment TVÄRLED', ['Lastfall ',int2str(last)])
ylabel('Moment [kNm]')
xlabel('Längd [m]')
grid minor
hold on

%Tvärkraftdiagram
figure(last+14)
plot(xKoordspar1{v_pos1}, Tvarkraftspar1{v_pos1}*1e-3,'r')
set(gca,'Ydir','reverse')
title('Dimensionerande tvärkraft TVÄRLED', ['Lastfall ',int2str(last)])
ylabel('Tvärkraft [kN]')
xlabel('Längd [m]')
grid minor
hold on

%Komplimentlinjer till tvärkraft diagram
for i = 1:2
    line([xKoordspar1{v_pos1}(n,i) xKoordspar1{v_pos1}(1,i+1)],
    [Tvarkraftspar1{v_pos1}(n,i)*10^-3 Tvarkraftspar1{v_pos1}(1,i
    +1)*10^-3], 'LineWidth',1, 'color', 'r')
end

end %SLUT LAST LOOP

```

Dimensionering av betongplatta

Dimensionerande värde

$M+ = 1122$ [kNm]

$M- = 0$ [kNm]

$V = 548$ [kN]

Dimensionerande värde

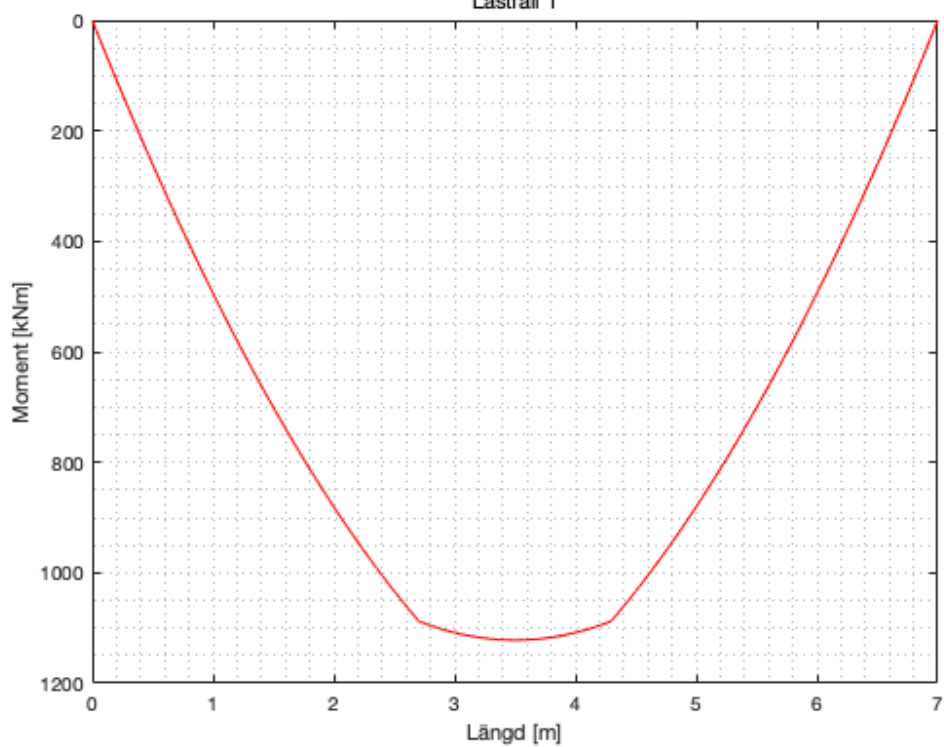
$M+ = 1122$ [kNm]

$M- = 0$ [kNm]

$V = 552$ [kN]

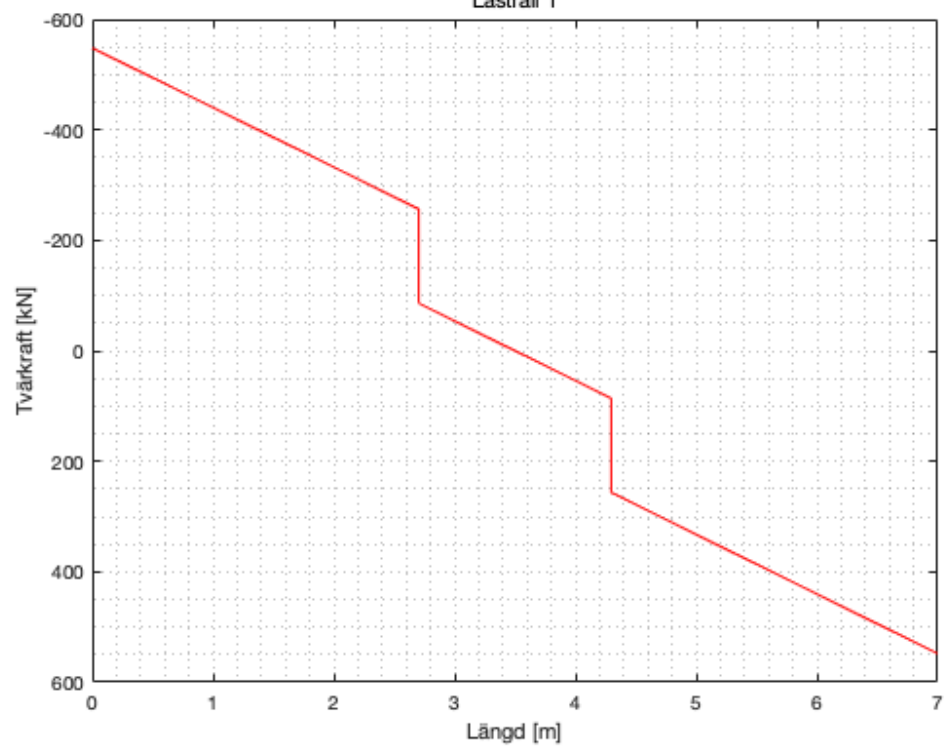
Dimensionerande moment TVÄRLED

Lastfall 1



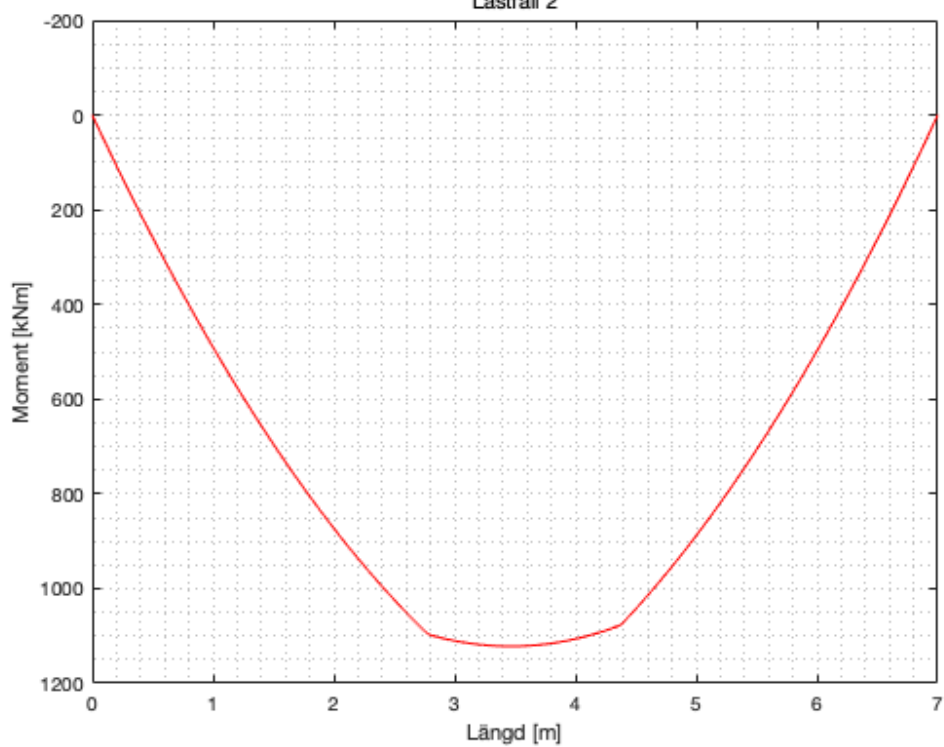
Dimensionerande tvärkraft TVÄRLED

Lastfall 1



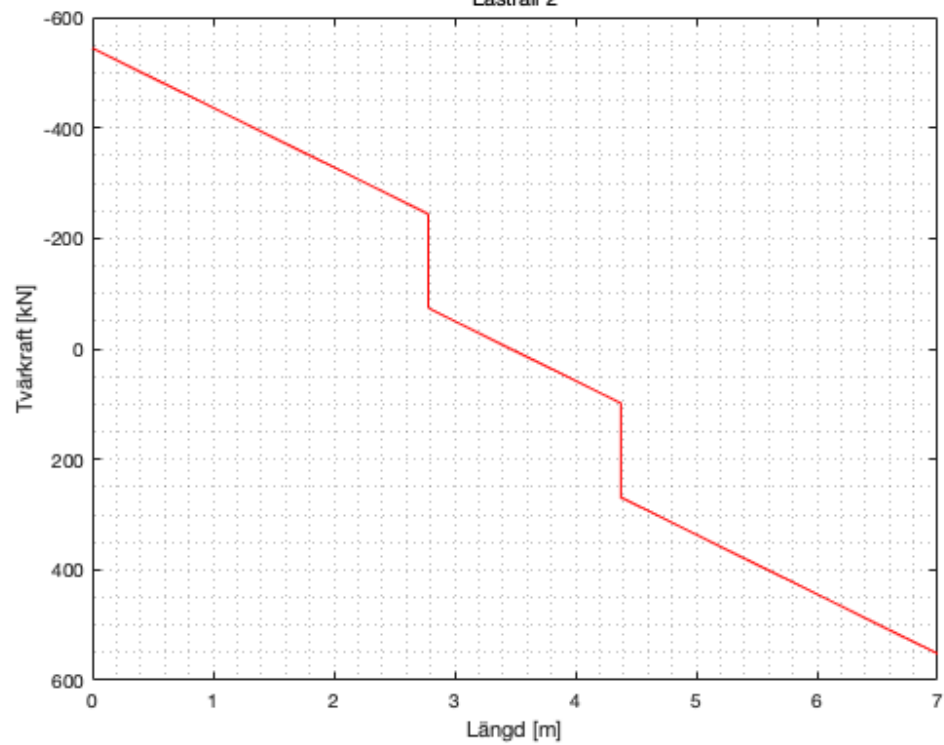
Dimensionerande moment TVÄRLED

Lastfall 2



Dimensionerande tvärkraft TVÄRLED

Lastfall 2



LÄNGSGÅENDE ARMERING PLATTA

```
%Kollar på en 1.6 m sträcka (VÄRSTA FALLET AVSTÅND MELLAN LM71
PUNKTLAST)
l = 1.6; %[m]

%ARMERING B500B
fyk = 500e6; %[Pa]
fyd = fyk / 1.15; %[Pa]

%Armeringsbehov
disp(' ')
disp('Armering längsgående i plattan UK')

d = 400e-3; %[m]
sigma_s = fyd;

fi = 20e-3; %[m]
Asi = pi * fi^2 / 4; %[m^2]
disp(['Armeringsdiameter: # = ', num2str(fi*1e3), ' [mm]'])

%Dimensionerade moment
M_Ed = max(M_spar_pos1); %[Nm]

for i = 1:2
    disp(' ')
    disp(['Iteration ', num2str(i)])
    disp(' ')

z = 0.9*d; %[m]

%Mängd armering UK
As = M_Ed / (fyd * z); %[m^2]
disp(['As = ', num2str(As*1e6,5), ' [mm^2]'])

%Antal stänger
n_stanger = ceil(As / Asi);
disp(['Antal stänger per längdenhet: n = ',
    num2str(n_stanger), ' [st]'])

%MINSTA MÄNGD ARMERING
fck = 40e6; %[Pa]
fctm = 0.3 * (fck*1e-6)^(2/3) * 1e6; %[Pa]

b_t = l; %[m]
As_min = max(0.26 * (fctm / fyk) * b_t * d, 0.0013 * b_t * d); %[m^2]
disp(['As_min = ', num2str(As_min*1e6,5), ' [mm^2]'])

%MAXIMAL MÄNGD ARMERING
As_max = 0.04 * l * h_platta;
disp(['As_max = ', num2str(As_max*1e6), ' [mm^2]'])
```

```

%KRAV ARMERING
if As > As_min && As < As_max
    disp('Armeringarea OK!, As_min < As < As_max')
else
    disp('Armeringsarea EJ OK!')
end

%BETONGSKIKT PARAMETRAR
%byglar
fi_v = 16; %[mm]

c_minb = fi_v; %[mm]

%exponeringsklass
c_mindur = 25; %[mm]

%Minsta täckande btgskikt
c_min = max([c_minb, c_mindur, 10]); %[mm]

%Nationell parameter
c_dev = 10; %[mm]

%täckande betongskikt
c_nom = c_min + c_dev; %[mm]

%Måste vara multipel av 5mm
c_v = ceil((fi_v + c_nom)/5)*5; %[mm]

%Nationella parameter
k1 = 1;
k2 = 5;
dg = 32; %stenstorlek ballast

cc = max([k1*fi, dg + k2, 20]);

%PLACERING AV ARMERINGSTÄNGER
%max stänger per lager
n_max = floor(1/(cc*1e-3));

%max armeringsarea per lager
Amax = n_max*Asi; %[m^2]

if As < Amax
    cc_ny = floor(1*1e2/n_stanger)*10;
    disp(['Ett lager armering behövs, cc-avstånd = ',
    num2str(cc_ny), ' [mm]'])
    tp = 0;
elseif As < Amax*2
    cc_ny = floor(2*1*1e2/n_stanger)*10;
    disp(['Två lager armering behövs, cc-avstånd = ',
    num2str(cc_ny), ' [mm]'])
    tp = cc/2;
elseif As < Amax*2

```

```

        cc_ny = floor(3*1*1e2/n_stanger)*10;
        disp(['Tre lager armering behövs, cc-avstånd = ',
num2str(cc_ny), ' [mm]'])
        tp = cc;
end

%armerings TP

x_tp = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;

if x_tp == d
    disp('x_tp = d, INGEN ytterligare iterering krävs')
else
    disp('x_tp # d, ytterligare iterering krävs')
end

d = x_tp;
end

Armering längsgående i plattan UK
Armeringsdiameter: # = 20 [mm]

Iteration 1

As = 7167.4 [mm^2]
Antal stänger per längdenhet: n = 23 [st]
As_min = 1167.7 [mm^2]
As_max = 38400 [mm^2]
Armeringarea OK!, As_min < As < As_max
Ett lager armering behövs, cc-avstånd = 60 [mm]
x_tp # d, ytterligare iterering krävs

Iteration 2

As = 5260.5 [mm^2]
Antal stänger per längdenhet: n = 17 [st]
As_min = 1591 [mm^2]
As_max = 38400 [mm^2]
Armeringarea OK!, As_min < As < As_max
Ett lager armering behövs, cc-avstånd = 90 [mm]
x_tp = d, INGEN ytterligare iterering krävs

```

MOMENTKAPACITET I BROTTGRÄNSTILL- LSTÅND

```

%Dimensioneringsvärde från ekv 6.10a/b

disp(' ')
disp('Momentkapacitet i brottgränstillstånd')

%permanent last

```

```

G_d = max([ yd * yG * G_jsup, yd * Xi * yG * G_jsup]);
eq = [0 -G_d];
%variabler last
Q_d = max([ yd * yQ * psi0 * Q_vd, yd * Xi * Q_vd]);

Ndof = 4; %Antal Noder
Nel = 3; %Antal Element

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

%Topologi
edof = zeros(Nel,7);
for i = 1:Nel
    edof(i,:) = [i dof(i,[2 3 4]) dof(i+1,[2 3 4])];
end

ey = zeros(Nel,2);

%Nodkoordinater
coord = zeros(Ndof,1);
coord(1,1) = 0;
coord(2,1) = b_balk + b_platta/2 - r/2;
coord(3,1) = coord(2,1) + r;
coord(4,1) = b_tot;

%ex vektor
ex = zeros(Nel,2);
for i = 1:3
    ex(i,:) = [coord(i,1) coord(i+1,1)];
end

Nfr = Ndof*3;
K = zeros(Nfr);
f = zeros(Nfr,1);

%assemblerar styvhetsmatrso
for i = 1:3
    [Ke,fe] = beam2e(ex(i,:),ey(i,:),ep,eq);
    [K,f] = assem(edof(i,:),K,Ke,f,fe);
end

%adderar punktlaster
f(5,1) = f(5,1) - Q_d;
f(8,1) = f(8,1) - Q_d;

%randvillkor
bc = [2 0; 10 0; 11 0];

%löser matrissystemet
[a,fb] = solveq(K,f,bc);

```

```

ed = extract(edof,a);
n = 100;

%Definerar del av spar array
M2 = zeros(n,Nel); %moment
T2 = zeros(n,Nel); %tvärkraft
f_y2 = zeros(n,Nel); %nedböjning
x_k2 = zeros(n,Nel); %x-koordinater

for i = 1:Nel
    [es edi eci] = beam2s(ex(i,:),ey(i,:),ep,ed(i,:),eq,n);
    M2(:,i) = es(:,3); %moment
    T2(:,i) = es(:,2); %tvärkraft
    f_y2(:,i) = edi(:,2); %nedböjning
    x_k2(:,i) = eci + ex(i,1); %x-koordinater
end

M_Ed = max(max(M2))*1e-3;

%Kontroll momentkapacitet
%hävarm
z = 0.8*d;

itr = 1; % iterationsvariabel
M_Rd = fyk * As * z * 1e-3;

if M_Rd > M_Ed
    disp('M_Rd > M_Ed ==> Tillräcklig momentkapacitet')
elseif M_Rd < M_Ed
    disp('M_Rd < M_Ed ==> Otillräcklig momentkapacitet')
    n_stanger = n_stanger + 2;
end

while M_Rd < M_Ed
    disp(' ')
    disp(['Iteration ',num2str(itr)])
    disp(' ')

    As = n_stanger * Asi;

    %KRAV ARMERING
    if As > As_min && As < As_max
        disp('Armeringarea OK!, As_min < As < As_max')
    else
        disp('Armeringsarea EJ OK!')
    end

    if As < Amax
        tp =0;
        d = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;

```

```

        M_Rd = fyk * As * 0.8 * d * 1e-3;

elseif As < 2*Amax
    tp = CC/2;
    d = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;
    M_Rd = fyk * As * 0.8 * d * 1e-3;

elseif As < 3*Amax
    tp = CC;
    d = h_platta - c_v*1e-3 - tp*1e-3;
    M_Rd = fyk * As * 0.8 * d * 1e-3;

end

itr = itr+1;

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

if M_Rd > M_Ed
    disp('M_Rd > M_Ed ==> Tillräcklig momentkapacitet')
    break
elseif M_Rd < M_Ed
    disp('M_Rd < M_Ed ==> Otillräcklig momentkapacitet')
    n_stanger = n_stanger + 2;
end

end %Slut WHILE loop

if As < Amax
    disp(['Ett lager armering krävs, cc-avstånd: ',
    num2str(floor(1*1e3 / (n_stanger + 1))), ' [mm]'])

elseif As < 2*Amax
    disp(['Två lager armering krävs, cc-avstånd: ', num2str(As /
    (n_stanger / 2)*1e6), ' [mm]'])

elseif As < 3*Amax
    disp(['Tre lager armering krävs, cc-avstånd: ', num2str(As /
    (n_stanger / 3)*1e6), ' [mm]'])
end

disp(['Med ', num2str(n_stanger), ' st stänger i
underkantplatta'])

Momentkapacitet i brottgränstillstånd
M_Rd < M_Ed ==> Otillräcklig momentkapacitet

Iteration 1

Armeringarea OK!, As_min < As < As_max
M_Rd = 1301.2 [kNm]

```

```
M_Ed = 1461.6 [kNm]
M_Rd < M_Ed ==> Otillräcklig momentkapacitet
```

```
Iteration 2
```

```
Armeringarea OK!, As_min < As < As_max
M_Rd = 1438.2 [kNm]
M_Ed = 1461.6 [kNm]
M_Rd < M_Ed ==> Otillräcklig momentkapacitet
```

```
Iteration 3
```

```
Armeringarea OK!, As_min < As < As_max
M_Rd = 1575.2 [kNm]
M_Ed = 1461.6 [kNm]
M_Rd > M_Ed ==> Tillräcklig momentkapacitet
Ett lager armering krävs, cc-avstånd: 66 [mm]
Med 23 st stänger i underkantplatta
```

MINSTA MÄNGD ÖVERKANTSARMERING I PLATTA

```
disp(' ')
disp('Armering i ÖK platta')

%Tryckzon medelbredd
b_t = 1.6; %[m]

%Avstånd uk till armering, ANTAG
d = (h_platta - c_nom*1e-3 - fi_v*1e-3 - fi/2);

%Minsta armeringsarea
As_min = max(0.26 * (fctm / fyk) * b_t * d, 0.0013 * b_t * d);

n_stanger = ceil(As_min / Asi);
disp(['Diameter på armering ÖK platta: ', num2str(fi*1e3), ' [mm]'])
disp(['Antal stänger: ', num2str(n_stanger), ' st'])

Armering i ÖK platta
Diameter på armering ÖK platta: 20 [mm]
Antal stänger: 6 st
```

TVÄRKRAFTSARMERING I PLATTA

```
disp(' ')
disp('Tvärkraftsarmering i platta')

disp(['Tvärkraftsbyglar: fi_w = ', num2str(fi_v), ' [mm]'])
theta = deg2rad(21.8);

disp('Skjuvspricka lutning: theta = 21.8°')
```

```

alpha = deg2rad(90);

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

V_Ed = max(max(T2));

s = z * cot(theta) * fy_d * Asw / V_Ed;

s = floor(s*100)/100;

disp(['s-avstånd: s', num2str(s*1e3)])

%Kontroll minsta mängd tvärarmering

ro_w_min = 0.08 * sqrt(fck) / fy_k;

ro_w = Asw / (s*1*sin(alpha));

if ro_w > ro_w_min
    disp('Minsta mängd tvärkraftsarmering OK!')
else
    disp('Minsta mängd tvärkraftsarmering EJ OK!')
end

%Kontroll centrumavstånd byglar

s_max = 0.75 * d * (1 + cot(alpha));

if s < s_max
    disp('Maximalt centrumavstånd OK!')
else
    disp('Maximalt centrumavstånd EJ OK!')
end

Tvärkraftsarmering i platta
Tvärkraftsbyglar: fi_w = 16 [mm]
Skjuvspricka lutning: theta = 21.8°
A_sw = 402.1 [mm^2]
s-avstånd: s260
Minsta mängd tvärkraftsarmering OK!
Maximalt centrumavstånd OK!

```

KONTROLL OM PLATTAN SPRICKER I BRUKGRÄNSTILLSTÅND

```

disp(' ')
disp('Kontroll om plattan spricker i brukgränstillstånd')

%Maximalt moment i brukgränstillstånd

```

```

M_Ed = max(max(M1)); %[Nm]

%Yttröghetsmoment (stadium 1)
I = b_tot * h_platta^3 / 12; %[m^4]

%btg c40/50
fcm = 48e6;

%Elasticitetsmodul
Ec = 22 * (fcm * 1e-6 / 10)^(1/2) * 1e9;
Es = 200e9;

alpha = Es/Ec;

%sigma_cr = k * fctm
k = 1.6 - h_platta;
sigma_cr = k * fctm;

M_cr = 2 * sigma_cr * I / h_platta; %[Nm]

if M_cr < M_Ed
    syms x positive
    eqn = 1 * x.^2 / 2 == alpha * As * (d-x);
    x = double(solve(eqn,x));

    %Yttröghetsmoment (stadium 2)
    I = 1 * x.^3 / 3 + alpha * As * (d - x).^2;

    disp('Plattan är uppsrucken')
else
    %Yttröghetsmoment (stadium 1) I = Ic, approx
    I = 1 * h_platta^3 / 12;

    disp('Plattan är osrucken')

end

Kontroll om plattan spricker i brukgränstillstånd
Plattan är osrucken

```

NEDBÖJNING I BRUKGRÄNSTILLSTÅND

```

disp(' ')
disp('Nedböjning i tvärled i brukgränstillstånd')

ksi_mitt = M_Ed / (Ec * I);
A_mitt = (2/3) * ksi_mitt * (b_tot / 2);
x_mitt = (5/8) * b_tot / 2;

y_mitt = A_mitt * x_mitt;
disp(['y_mitt = ', num2str(y_mitt*1e3,3), ' [mm]'])

```

```

y_max = b_tot/800;

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

```

Nedböjning i tvärled i brukgränstillstånd
y_mitt = 4.12 [mm]
Krav OK!

TEMPERATURUTVIDGNING

enligt SS-EN-1991-1-5.

```

disp(' ')
disp('Övriga dimensioneringar')

Tmax = 35; %[°C]
Tmin = -29; %[°C]

dT = Tmax-Tmin; %[°C]

aTc = 10e-6; %[1/°]

dL = aTc*dT*L_spann; %[m]

disp(' ')
disp(['Temperaturutvidgningen per spann: #L =
',num2str(dL*1e3),' [mm]'])

```

Övriga dimensioneringar

Temperaturutvidgningen per spann: #L = 19.2 [mm]

DIMENSIONERANDE VINDLAST

%Förenklad metod enligt SS-EN 1991-1-4 8.3.2

```

Rho = 1.25; %[kg/m^3] Densitet för luft Enligt (4.5 SS-En-1991-1-4)
Ce = 1.3; %urläses i figur 4.2 SS-EN-1991-1-4. Med ett Z på 3.6 och
    terrängtyp 3, antas ett värde på 1.3
Cfx = 1.2; %ges av b/dtot och sedan figur 8.3 SS-EN-1991-1-4.
    Ungefärligt värde på 1.2
vb=25; %[m/s] Vindens referenshastighet 25m/s. Enligt boverket.
C=Ce*Cfx; %Formfaktorn.
Dtot=4+h_w; %[m] Antagen höjd på tåget på 4m.

Aref_x=Dtot*L_tot; %[m^2] Påverkad Area

```

```
Fw_x = (1/2)*Rho*(vb^2)*C*Aref_x; %[N]

Fw_y = Fw_x*0.25; %[N] 25% av Fw,x enligt SS-En-1991-1-4 8.3.4.

disp(' ')
disp(['Dimensioneraden vindlast i tvärled:
',num2str(Fw_x*1e-3,5),' [kN]'])
disp(['Dimensioneraden vindlast i längsled:
',num2str(Fw_y*1e-3,4),' [kN]'])

Dimensioneraden vindlast i tvärled: 186.47 [kN]
Dimensioneraden vindlast i längsled: 46.62 [kN]
```

Published with MATLAB® R2020b

G Utdrag från Geo PM

5. Geotekniska åtgärder

5.1. Bohusbanan km 5+350 – 5+560 och skärning vid Backavägen

Föreliggande kapitel omfattar följande delsträckor:

- Bohusbanan km 5+350 - 5+560
- Backavägen km 0/150 - 0/450
- Kvilleleden km 0/290 - 0/520

För översiktsbild av områdets geografiska utbredning, se figur 5.1 nedan.



Figur 5.1 Översiktskarta över aktuellt område med planerad utformning.

5.1.1. Topografi

Aktuellt delområde utgörs till huvudsaklig del av lokalgator, befintlig järnvägsbank, grönytor med gräs, enstaka träd och buskage.

Området är i huvudsak flackt och markytans nivå varierar mellan ca +1,5 och +5 enligt avvägning av utförda undersökningspunkter. Ovankant befintlig järnvägsbank varierar inom delområdet mellan nivå ca +3,4 och +4,5. Nivån är som störst i sydost och minskar i allmänhet mot nordväst. Väster om den blivande skärningen för Backavägen, i området mellan Bohusbanan och Östra Magårdsvägen, ligger markytans nivå något högre än omgivande mark, ca +4 till +5, vilket beror av en tidigare utförd uppfyllnad. Delområdet angränsar till ett höjdområde i norr där markytans nivå uppgår till ca +45 till +65.

5.1.2. Befintliga konstruktioner och anläggningar

Inom området finns markförlagda ledningar, för el, tele, fjärrvärme, vatten och avlopp mm. Ledningarna är främst förlagda i anslutning till gator. Ett större ledningsstråk genomkorsar delområdet från nordost och går under den befintliga Lillhagsvägen och Bohusbanan i riktning mot sydväst där det följer Backavägens sträckning. Strax sydost om korsningen Lillhagsvägen – Västra Magårdsvägen finns en markförlagd gångbar fjärrvärmekulvert av betong.

Sydväst om delområdet ligger befintliga byggnader för handel med tillhörande parkeringsytor som är belagda med asfalt. Norr om delområdet finns bostadshus i form av flerfamiljshus och studentlägenheter med tillhörande garage samt ett enfamiljshus som ligger i anslutning till höjdpaketet.

5.1.3. Blivande konstruktioner och anläggningar

Bohusbanan planeras att byggas ut från enkelspår till dubbelspår. Utbyggd dubbelspårsjärnväg kommer att gå på en ca 2,5-4,5 m hög bank genom delområdet. Bankhöjden är som störst i sydost och minskar i allmänhet mot nordväst. Sydväst om järnvägen planeras en ny väg, Kvilleleden, att gå från Lundbyleden i nordvästlig riktning. Kvilleleden kommer, inom delområdet, att gå på bank med en höjd av ca 1,0-2,5 m.

Backavägen, planeras att förlängas norr och öster ut och ledas under ny dubbelspårsjärnväg och den nya Kvilleleden i en, som mest ca 5 m djup skärning, vilket motsvarar nivå ca -2. Över skärningen för Backavägen byggs en järnvägsbro och en vägbro för Kvilleleden. Mellan broarna, sydost om skärningen för Backavägen, planeras en cykelparkering att anläggas. Cykelparkeringen ska ansluta till planerad gång- och cykelbana som går utmed Backavägens högra sida. Markytan på cykelparkeringen kommer att ligga ca 5-7 m lägre än Kvilleleden och blivande dubbelspårsjärnväg.

Den del av Lillhagsvägen, som idag går längs med den nordöstra kanten av området, byggs om till gång- och cykelbana.

5.1.4. Utförda geotekniska undersökningar

I samband med framtagande av väg- och järnvägsplanen har geotekniska undersökningar utförts. En sammanställning av nu och tidigare utförda undersökningar inom aktuellt delområde redovisas i Markteknisk undersökningsrapport, MUR-Geoteknik, för hänvisning se kapitel 2.

5.1.5. Geotekniska förhållanden

Jordlagren i delområdet består överst av fyllning. Under fyllningen utgörs jordlagren av lera. Leran är avsatt på friktionsjord på berg alternativt direkt på berg. Enligt utförda jord-bergsonderingar varierar djup till berg mellan ca 4 och 71 m. De största jorddjupen har uppmätts i delområdets södra del. Jorddjupet minskar mot fastmarkspartiet i norr.

Fyllnadsmaterialet har påträffats med en varierande sammansättning av mulljord, sten, grus, sand, silt och lera men även trä- och tegelrester har påträffats. Fyllningens tjocklek har vid skruvprovtagning uppmätts till 0,5-4,5 m.

Leran förekommer med innehåll av skal, silt, grus och sand. Lokalt i undersökningspunkt CW228 har leran påträffats med innehåll av gyttja. Ställvis har leran påträffats med utbildad torrskorpa i det övre skiktet. Torrskorpelerans tjocklek har uppmätts till 0,3-1,5 m. Lerans mäktighet, tolkad utifrån utförda tryck- CPT- respektive jord-bergsonderingar, varierar inom aktuellt delområde från ca 1 m i anslutning till fastmarken i norr, till ca 60 m i söder. Lokalt i nordväst, i sonderingspunkt CW217, har ingen lera påträffats i samband med utförd trycksondering.

Lerans densitet varierar i allmänhet mellan ca 1,45 och 1,65 ton/m³ i lerprofilens övre del och ner till nivå -7. Densiteten ökar mot djupet till ca 1,65-1,75 t/m³ på nivå -25 till -40. Den naturliga vattenkvoten har bestämts till 60-100 % ner till ca nivå -15. Under denna nivå har vattenkvoten uppmätts till ca 55-65 %. Konflytgränsen är i allmänhet ca 0-30 procentenheter lägre än vattenkvoten i de övre lerlagren. Mot djupet är konflytgränsen i allmänhet ca ±10 procentenheter i förhållande till den naturliga vattenkvoten.

Lerans skjuvhållfasthet har bestämts utifrån direkta skjuvförsök, konförsök, vingförsök och utvärderade CPT-sonderingar. Den korrigerade odränerade skjuvhållfastheten, c_u , varierar i huvudsak från ca 7-20 kPa i lerprofilens övre del, till ca 35-60 kPa på nivå -30 till -40. Lerans hållfasthet klassificeras som extremt låg till medelhög. Lerans sensitivitet dvs känslighet för störning, varierar mellan ca 5 och 35 vilket innebär att leran är låg- till högsensitiv.

CRS-försök har utförts på ostörda lerprover från 5 provtagningspunkter, CW210, CW212, CW228, CW230 och CW243. I punkt CW228 har även stegvisa odometerförsök utförts på tre nivåer. Resultaten visar att överkonsolideringsgraden, OCR, varierar inom delområdet i huvudsak mellan 1,1-1,7. Vid spänningsanalyserna har antagits en portrycksfördelning motsvande en grundvattenyta som ligger ca 1,0 m under markytan samt att en hydrostatisk portrycksfördelning (10 kPa/m) råder ner till 7 m djup. Portrycksfördelningen från 7 m ner till 15 m djup har antagits vara 11,6 kPa/m och från 15 m djup och ner till 24 m under markytan har portrycksökningen antagits vara 10,5 kPa/m. Från 24 m djup ökar portrycket med 9,2 kPa/m.

I punkt CW210 och CW228 visar CRS-resultaten att överkonsolideringsgraden i flera av försöken ligger under eller omkring 1,0, framförallt i lerprofilens övre del. Detta bedöms bero på att tidigare utförd uppfyllnad av delområdet skapat effektivspänningsförändringar och gett upphov till pågående sättningar. Dessutom kan lerprovernas innehåll av skal respektive silt ha försämrat försökens kvalitet.

Friktionsjordens ovkant har påträffats mellan ca 1 m under markytan, i anslutning till fastmarken i norr, och 63 m under markytan i den södra delen av området. I samband med jord-bergsonderingar utförda i delområdets centrala delar har ingen eller enbart tunnare skikt av friktionsjord påträffats underlagrande leran. Vid övergången från lera till friktionsjord, återfinns i delområdets centrala och västra delar, ställvis växellagrade skikt av friktionsjord och lera. Friktionsjordens mäktighet har uppmätts till ca 0,2-22 m utifrån tolkningar av genomförda jord-bergsonderingar. Den största mäktigheten har påträffats i delområdets södra del. Friktionsjordens hållfasthetsegenskaper har ej undersökts.

5.1.6. Hydrogeologiska förhållanden

Inom aktuellt delområde har geohydrologiska undersökningar utförts i två undersökningspunkter, CW210 och CW215.

I punkt CW210 har portrycksspetsar installerats på två nivåer i lerlagret, på 7 m och 16 m djup under omgivande markyta samt på en nivå i friktionsjorden under leran på 38 m djup. Portrycksspetsarna på 7 och 16 m djup har loggat värden en gång per dygn och stabiliserade värden har uppmätts under en period mellan december år 2014 och september år 2016. Portrycksspetsen på 38 m djup har avlästs 11 gånger under en period mellan februari år 2015 och september år 2016. Mätningar på 7 m djup visar på en portrycksnivå i leran motsvarande en fri grundvattenyta ca 0,5-1,3 m under befintlig markyta. Mätningar på 16 m djup visar på en portrycksnivå i leran motsvarande en fri grundvattenyta ca 0,4-1,4 m över markytan och mätningar på 38 m djup visar på en trycknivå i friktionsjorden motsvarande en fri grundvattenyta ca 0,1-0,5 m under markytan.

I punkt CW215 har portrycksspets installerats på en nivå i friktionsjorden under leran på ca 16 m djup under markytan. Portrycksspetsen har avlästs 11 gånger under en period mellan februari år 2015 och september år 2016. Mätningarna visar på en trycknivå i friktionsjorden motsvarande en fri grundvattenyta ca 1,0-1,5 m under markytan.

5.1.7. Geotekniska parametrar

5.1.7.1. Stabilitetsanalys

Valda beräkningsparametrar för jordens hållfasthet och förstärkningsåtgärder framgår av tabell 5.1-1 respektive tabell 5.1-2 nedan.

Tabell 5.1-1 Valda värden hållfasthet

Nivå	Jordlager	Vald karakteristisk parameter	Dimensionerande parameter
-	Bankmaterial	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 38^\circ$	$\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 12 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_d = 29,2^\circ$
Varierar	Befintlig fyllning	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$ $c_u = 10 \text{ kPa}$ $c' = 1 \text{ kPa}$ $\varphi' = 30 \text{ kPa}$	$\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 8 \text{ kN/m}^3$ $c_{ud} = 6,67 \text{ kPa}$ $c'_d = 0,77 \text{ kPa}$ $\varphi'_d = 23,9^\circ$
+1 till -3	Lera	$\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c_u = 12 \text{ kPa}$ $c' = 1,2 \text{ kPa}$ $\varphi' = 30 \text{ kPa}$	$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c_{ud} = 8 \text{ kPa}$ $c'_d = 0,92 \text{ kPa}$ $\varphi'_d = 23,9^\circ$
-3 till -12	Lera	$\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c_u = 12 + 1,44 * z \text{ kPa}$ $c' = 1,2 + 0,144 * z \text{ kPa}$ $\varphi' = 30^\circ$	$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c_{ud} = 8 + 0,96 * z \text{ kPa}$ $c'_d = 0,92 + 0,11 * z \text{ kPa}$ $\varphi'_d = 23,9^\circ$
Från -12	Lera	$\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 6,2 \text{ kN/m}^3$ $c_u = 25 + 1,03 * z \text{ kPa}$ $c' = 2,5 + 0,103 * z \text{ kPa}$ $\varphi' = 30^\circ$	$\gamma_d = 16,2 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 6,2 \text{ kN/m}^3$ $c_{ud} = 16,67 + 0,69 * z \text{ kPa}$ $c'_d = 1,92 + 0,079 * z \text{ kPa}$ $\varphi'_d = 23,9^\circ$
Varierar	Friktionsjord	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 37^\circ$	$\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 11 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_d = 28,5^\circ$

*) z anger djup från aktuella lagrets ovkant

Lerans valda skjuvhållfasthet, redovisad i diagramform, finns bilagd denna handling, se bilageförteckningen.

Materialparametrar för förstärkningsåtgärder som redovisas i Tabell 5.1-2 nedan.

Tabell 5.1-2 Materialparametrar, förstärkningsåtgärder

Nivå	Material, förstärkningsåtgärd	Vald karakteristisk parameter	Dimensionerande parameter
-	Lättklinker	$\gamma = 4,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 1,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 35^\circ$	$\gamma_d = 4,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 1,0 \text{ kN/m}^3$ $\varphi'_{1d} = 28,3^\circ$
+1 till -3	KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, aktivzonen	-	$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c'_{1d} = 9,2 \text{ kPa}$ $\varphi'_{1d} = 24,6^\circ$ $\varphi'_{2d} = 10,1^\circ$ Normal = 15 kPa
-3 till -12	KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, aktivzonen	-	$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c'_{1d} = 16,3 \text{ kPa}$ $\varphi'_{1d} = 10,1^\circ$ $\varphi'_{2d} = 0^\circ$ Normal = 90 kPa
Från -12	KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, aktivzonen	-	$\gamma_d = 16,2 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 6,2 \text{ kN/m}^3$ $c'_{1d} = 19,5 \text{ kPa}$ $\varphi'_{1d} = 10,1^\circ$ $\varphi'_{2d} = 0^\circ$ Normal = 90 kPa
+1 till -3	KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, direkta skjuvzonen	-	$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c'_{1d} = 3,4 \text{ kPa}$ $\varphi'_{1d} = 24,6^\circ$ $\varphi'_{2d} = 10,1^\circ$ Normal = 15 kPa
-3 till -12	KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, direkta skjuvzonen	-	$\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 5,5 \text{ kN/m}^3$ $c'_{1d} = 10,6 \text{ kPa}$ $\varphi'_{1d} = 10,1^\circ$ $\varphi'_{2d} = 0^\circ$ Normal = 120 kPa
Från -12	KC-pelare, skivor c/c 1,4 m, direkta skjuvzonen	-	$\gamma_d = 16,2 \text{ kN/m}^3$ $\gamma'_d = 6,2 \text{ kN/m}^3$ $c'_{1d} = 13,8 \text{ kPa}$ $\varphi'_{1d} = 10,1^\circ$ $\varphi'_{2d} = 0^\circ$ Normal = 120 kPa

Vald portrycksfördelning mot djupet har vid stabilitetsberäkningarna valts utifrån resultaten av utförda mätningar i undersökningspunkterna CW128 och CW210 och framgår av tabell 5.1-3 nedan. Vald portryckfördelning finns även bilagd denna PM, se bilageförteckningen.

Tabell 5.1-3 Valda värden, portryck

Djup under markytan [m]*	Portryck [mvp]	Portryck [kPa]
1	0	0
7	6	60
15	15,3	153
24	24,7	247
39	38,5	385

*) För mellanliggande djup har portrycket interpolerats linjärt.

5.1.7.2. Sättningsanalys

Sättningsanalys har utförts med materialparametrar från punkt CW228, i syfte att bedöma pågående sättningars hastighet och förväntade sättningars storlek över tid för att utgöra beslutsunderlag för val av förstärkningsåtgärd för utbyggnaden av Bohusbanan till dubbelspårsjärnväg samt för den planerade Kvilleleden. För beräkningsmetodik se kapitel 4.2.1.

Under slutet av 1990-talet och början av 2000-talet, i samband med nybyggnation av varuhuset beläget mellan Bohusbanan, Backavägen och Lundbyleden, utfördes avvägning av markytan inom den blivande byggnadsytan och inom området som idag är parkeringsytor strax norr om varuhuset. Enligt utförd avvägning låg marknivån på ca +3 till +3,5 (dåvarande nivå ca +13 till +13,5). Enligt uppgift ska åtminstone delar av överskottsmassorna i samband med byggnationen ha lagts upp i form av en vall inom ytan mellan Bohusbanan och dagens Östra Magårdsvägen. I aktuell beräkningssektion ligger markytans nivå idag på som mest +5,9.

Enligt tolkningar av sonderingar och utförda skruvprovtagningar, i samband med framtagande av väg- och järnvägsplan, ligger fyllningens underkant, i dagsläget, på nivå ca ±0. Fyllningens totala mäktighet uppgår till som mest ca 5,9 m i aktuell beräkningssektion.

Sättningsberäkningarna har utförts med följande antaganden:

- Fyllningen har lagts ut vid två tillfällen, år 1960 och år 1999. All fyllning vid de respektive tidpunkterna lades ut momentant.
- 1960 lades ca 2,9 m fyllning ut med en tunghet av 17,5 kN/m³ motsvarande en tillskottslast på ca 51 kPa. Denna fyllning har antagits ha en utbredning i plan motsvarande 100 x 100 m. Lastspridningen mot djupet har vid sättningsberäkningen modellerats med Boussinesq.
- 1999 lades ca 3 m fyllning ut med en tunghet 17,5 kN/m³ i form av en vall motsvarande en tillskottslast på ca 53 kPa. Vallens utbredning i breddled uppgår till 41 m och i längdled har den modellerats som oändligt lång. Lastspridningen mot djupet har vid sättningsberäkningen modellerats med Boussinesq.

Lastberoende kryppparametrar (r_0) har beräknats för två fall, dels för totalspänningen efter utlagd fyllning 1960, dels för totalspänningen efter utlagd fyllning 1999.

5.1.8. Beräkningsresultat

5.1.8.1. Stabilitetsanalys

Säkerheten mot stabilitetsbrott har inom delområdet har kontrollerats i fyra sektioner.

Resultaten för utförda beräkningar i permanentsskedet redovisas i nedanstående tabell 5.1-4 och i bilagor, se bilageförteckning. I enlighet med TR Geo 13, kapitel 2.3 innebär SK3 att beräknad säkerhetsfaktor (F_{EN}) mot stabilitetsbrott ska vara större än 1,1 för odränerad respektive kombinerad analys. Av tabellen framgår även beräkningsresultaten för oförstärkta sektioner som kontroll att kraven enligt TK Geo 13 uppfylls för valt pelarmönster.

Tabell 5.1-4 Beräkningsresultat stabilitetsanalys delområde Bohusbanan km 5+300 – 5+570 och skärning vid Backavägen

Beskrivning beräkningssektion	Förstärkningsmetod	Odränerad analys (F_{EN})	Kombinerad analys (F_{EN})	Bilaga
<u>Backavägen 0/240</u>				
Glidyta från höger till vänster, från Östra Magårdsvägen/P-yta till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa.	Oförstärkt	0,81	0,85	5:1-2
Glidyta från höger till vänster, från Östra Magårdsvägen/P-yta till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa.	KC-pelare 1,4cc	1,10	1,24	5:3-4
Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa.	Oförstärkt	0,75	0,72	5:5-6
Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa.	KC-pelare 1,4cc	1,18	1,11	5:7-8
Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Backavägen, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa.	Oförstärkt	1,35	1,45	5:9-10
Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Backavägen, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa.	KC-pelare 1,4cc	1,65	1,44	5:11-12
Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Kvilleleden, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa.	Oförstärkt	1,21	1,68	5:13-14
Glidyta från vänster till höger, från järnväg till Kvilleleden, trafiklast 38,2 resp. 51,0 kPa.	KC-pelare 1,4cc	1,79	1,68	5:15-16
<u>Backavägen 0/355</u>				
Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen.	Oförstärkt	0,61	0,58	5:17-18
Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen.	KC-pelare 1,4cc	1,17	1,10	5:19-20
Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa.	Oförstärkt	0,64	0,63	5:21-22

Beskrivning beräkningssektion	Förstärkningsmetod	Odränerad analys (F _{EN})	Kombinerad analys (F _{EN})	Bilaga
Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 12,8 kPa.	KC-pelare 1,4cc	1,11	1,14	5:23-24
Glidyta från höger till vänster, från Kvilleleden till bef. fyllning, trafiklast 19,1 kPa.	Lättklinker	1,42	1,70	5:25-26
Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till angränsande fastighet, trafiklast 19,1 kPa.	Lättklinker	1,61	2,04	5:27-28
Glidyta från vänster till höger, från P-yta till stödmur, trafiklast 12,8 kPa.	Oförstärkt	1,23	1,40	5:29-30
<u>Backavägen 0/400</u>				
Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen.	Oförstärkt	0,89	0,88	5:31-32
Glidyta från höger till vänster, från järnväg till Backavägen.	KC-pelare 1,4cc	1,14	1,11	5:33-34
Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 19,1 kPa.	Oförstärkt	0,78	0,95	5:35-36
Glidyta från vänster till höger, från infartsväg till Backavägen, trafiklast 19,1 kPa.	KC-pelare 1,4cc	1,12	1,18	5:37-38
Glidyta från höger till vänster, från Kvilleleden till bef. fyllning, trafiklast 19,1 kPa.	Lättklinker	1,47	1,94	5:39-40
Glidyta från vänster till höger, från Kvilleleden till angränsande fastighet, trafiklast 19,1 kPa.	Lättklinker	1,25	1,46	5:41-42
<u>Backavägen mellan broarna</u>				
Glidyta från höger till vänster, från cykelparkering till Backavägen.	KC-pelare 1,4cc	1,12	1,15	5:43-44
Glidyta från höger till vänster, från befintlig fyllning till Backavägen.	Avschaktning	1,32	1,33	5:45-46
Glidyta från vänster till höger, från område mellan broarna till Backavägen.	Oförstärkt	0,84	0,82	5:47-48
Glidyta från vänster till höger, från område mellan broarna till Backavägen.	KC-pelare 1,4cc	1,16	1,11	5:49-50

Utförd stabilitetsanalys visar att förstärkningsåtgärder i form av påldäck, kalkcementpelare, lättklinker och avschaktningar erfordras för att krav enligt TK Geo 13 ska uppfyllas.

5.1.8.2. Sättningsanalys

Beräkningsresultaten visar att pågående sättningar i anslutning till planerad dubbelspårsjärnväg ger upphov till en sättning på ca 40-60 cm under 40 år. Detta motsvarar en genomsnittlig sättningshastighet på ca 10-15 mm/år. I aktuell beräkningssektions förlängning mot söder, i läget för den planerade Kvilleleden, bedöms sättningar av liknande storleksordning pågå. Resultaten från sättningsberäkningarna redovisas även i diagramform, se bilageförteckning.

Då planerad dubbelspårsjärnväg ska ansluta till den stödpålade järnvägsbron över Backavägen medför storleken av pågående sättningar i området att järnvägsbanken måste grundläggas på påldäck, med stödpålar, från delområdets sydöstra gräns och fram till bron över Backavägen för att uppfylla sättningskrav enligt TK Geo 13.

Vägbanken för Kvilleleden kommer att lastkompenseras med lättklinker för att uppfylla sättningskrav enligt TK Geo 13. Planerade geotekniska förstärkningsåtgärder tillsammans med erforderliga avschaktningar utformas på ett sådant sätt att en mjuk sättningsövergång erhålls.

5.1.9. Förstärkningsåtgärder

Utbyggd dubbelspårsjärnväg kommer att gå på en ca 2,5-4,5 m hög bank genom delområdet. Inom området öster om järnvägsbron och fram till skärningen vid Backavägen uppgår lermäktigheten till ca 30-60 m. Inom detta delområde bedöms sättningar att pågå på grund av tidigare utförd uppfyllnad strax söder om befintlig järnväg. Mot bakgrund av detta föreslås utbyggd dubbelspårsjärnväg grundläggas på påldäck, med stödpålar, från delområdets sydöstra gräns och fram till bron över Backavägen.

I området nordväst om skärningen för Backavägen fortsätter Bohusbanan att gå på bank som grundförstärks med kalkcementpelare. I övergången mellan bro och järnvägsbank anläggs ett påldäck, med stödpålar. Järnvägsbron över Backavägen grundläggs på stödpålar.

Kvilleleden kommer, inom delområdet, att gå på bank med en höjd av ca 1,0-2,5 m. För att minska risken för sättningar och för att uppnå tillräcklig säkerhet mot stabilitetsbrott, kompensationsgrundläggs vägbanken med lättfyllning i form av lättklinker på den sydöstra sidan av vägbron över Backavägen.

I anslutning till planerad cykelparkering mellan broarna, på skärningens sydöstra sida, krävs att Kvilleleden förutom lättklinker även grundförstärks med kalkcementpelare, utefter en sträcka av ca 30 m, för att erhålla tillräcklig säkerhet mot stabilitetsbrott. I övergången mellan kalkcementpelarförstärkningen och den stödpålade vägbron grundläggs vägbanken på bankpålar. Planerade geotekniska förstärkningsåtgärder tillsammans med erforderliga avschaktningar utformas på ett sådant sätt att en mjuk sättningsövergång erhålls.

Slänterna vid skärningen för Backavägen grundförstärks med kalkcementpelare som installeras i skivor. Vidare föreslås att, för skärningen, erforderliga stödmurar av betong, placeras på kalkcementpelarförstärkningen. För att uppnå erforderlig säkerhetsfaktor

mot stabilitetsbrott krävs att den utlagda fyllningen mellan befintlig Bohusbana och Östra Magårdsvägen delvis schaktas av.

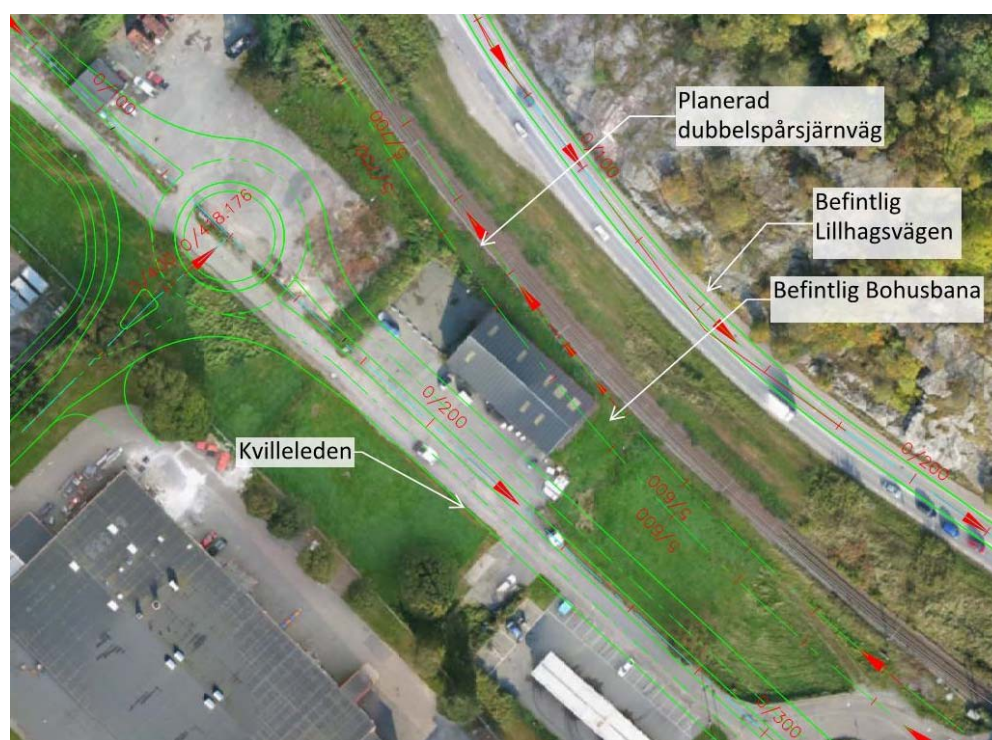
Föreslagna förstärkningsåtgärders ungefärliga utbredning i plan redovisas i bilaga, se bilageförteckning.

5.2. Bohusbanan km 5+560 – 5+700

Föreliggande kapitel omfattar följande delsträckor:

- Bohusbanan km 5+560 - 5+700
- Kvilleleden km 0/140 - 0/290

För översiktspild av områdets geografiska utbredning, se figur 5.2 nedan.



Figur 5.2 Översiktspild över aktuellt område med planerad utformning.

5.2.1. Topografi

Aktuellt delområde utgörs till huvudsaklig del av lokalgator, befintlig järnvägsbank, grönytor med gräs, enstaka träd och buskage. Området är i huvudsak flackt och markytans nivå varierar mellan ca +1,5 och +4,5 enligt avvägning av utförda undersökningspunkter. Ovankant befintlig järnvägsbank varierar inom delområdet mellan nivå ca +3,5 och +3,7. Delområdet angränsar i nordost till ett höjdområde med berg i dagen där markytans nivå stiger till ca +45 till +65.