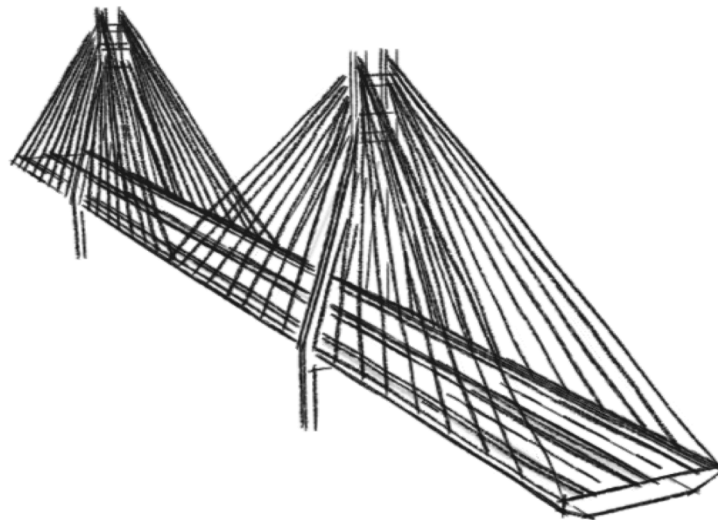


CHALMERS



En bro över Karlsnäs industriområde

Konceptuell design och preliminär dimensionering

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet

Väg och vatten

MICHAEL ENGBERG
ANGELICA HENRIKSSON
CARL HOLMQUIST
EMMA JACOBSSON
LINUS RÖNN
DAVID WALLERTZ

Institutionen för bygg- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2015

En bro över Karlsnäs industriområde
- Konceptuell design och preliminärdimensionering

*Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet
Väg och vatten*

MICHAEL ENGBERG
ANGELICA HENRIKSSON
CARL HOLMQUIST
EMMA JACOBSSON
LINUS RÖNN
DAVID WALLERTZ

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Chalmers tekniska högskola

Sammandrag

Riksväg 40 skall byggas ut till en fyrfilig motorväg på en delsträcka mellan Borås och Jönköping för att öka trafiksäkerheten och framkomligheten. Rapporten syftar till att utforma och preliminärdimensionera ett brokoncept för en 320 meter lång bro över Karlsnäs industriområde i Ulricehamn.

Till grund för urvalsprocessen ligger en litteraturbaserad undersökning om brotyper, material, förvaltning och produktionsmetoder. De koncept som anses lämpliga utifrån gällande krav och förutsättningar sammanställs och genomgår en slutlig urvalsprocess. Det slutliga urvalet genomförs genom diskussioner och viktning av kriterier för att resultera i ett vinnande koncept.

Den slutliga bron blev en snedkabelbro med två pyloner i betong och ett brotvärsnitt i stål. Brobanan formges som ett sexkantigt lådtvärsnitt med ett invändigt fackverk för ytterligare stabilitet. Mittspannet är 160 meter långt, vilket innebär att industriområdet under bron förblir orört.

Preliminärdimensioneringen syftar till att dimensionera de bärande delarna av konstruktionen efter framräknade snittkrafter och moment. Beräkningsprocessen är iterativ och genomförs utifrån brott- och bruksgränstillstånd. Olika lastkombinationer används för att lokalisera de värsta lastfallen för de olika konstruktionsdelarna. Vissa förenklingar har genomförts för att kunna modellera systemet med tillgänglig programvara.

Dimensioneringen resulterade i en bro med 72 meter höga pyloner vars tvärsnittsmått vid marken är 6x3 meter och avsmalnar något med höjden. Brobanan består av en lådbalk med 2 centimeter tjock plåt och har ett invändigt fackverk av HEB balkar. De totalt 64 kablarna är uppdelade i två dimensioner. De fyra understa på varje sida har en ståldiameter på 90 mm och de fyra översta 100 mm.

Nyckelord: brokandidat, kandidatarbete, Chalmers, bro, balkbro, snedkabelbro, bågbro.

Omslag: Snedkabelbro framtagen genom förstudie (Wallertz. D).

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2015

Bridge across Karlsnäs industrial area
- Conceptual design

Bachelor Thesis
Building and Civil Engineering

MICHAEL ENGBERG
ANGELICA HENRIKSSON
CARL HOLMQUIST
EMMA JACOBSSON
LINUS RÖNN
DAVID WALLERTZ

Department of Civil and Environmental Engineering
Chalmers University of Technology

Abstract

The Swedish national road 40 is to be converted into a four-lane highway between Ulricehamn and Gothenburg in order to increase traffic safety and accessibility. This report aims to design and perform preliminary design calculations on a bridge concept for a 320 metre long bridge over the Karlsnäs industrial area.

The selection process relies on a literature-based study of bridge types, materials, management and methods of production. The concepts deemed viable according to ruling requirements and conditions have been singled out and enter a final selection process. This final selection is carried out by means of discussion and weighting of criteria for the purpose of leaving one candidate as the winning concept.

The chosen bridge design is a cable-stayed bridge consisting of two concrete pylons and one box-section steel deck. The deck section is hexagonal and has an internal steel truss for increased stability. As the main span is 160 metres long, the underlying industrial area will remain largely unaffected.

The preliminary design phase aims to design the load bearing elements of the construction with respect to calculated section moments and forces. The calculation process is iterative in its nature and is done for both ultimate limit state (ULS) and serviceability limit state (SLS). Various load combinations are used to determine the worst-case load scenarios for the different structural elements. Some simplifications have been made in order to adapt the system models to the available calculation software.

The design process resulted in a bridge with 72 metre tall pylons with dimensions of 6x3 metres at ground level, becoming somewhat more slender towards the top. The deck of the bridge consists of a box girder out of steel with a thickness of 2 centimetres. Inside the box girder there are trusses made up of HEB beams spaced out evenly along the length of the bridge. For the cables, two different dimensions were used, the outer set of cables have a diameter of 100 millimetres while the inner set of cables have a diameter of 90 millimetres.

Department of Civil and Environmental Engineering
Chalmers University of Technology
Gothenburg 2015

Innehåll

Sammandrag.....	II
Abstract.....	IV
Innehåll.....	V
Förord.....	VIII
Beteckningar.....	IX
1 Inledning.....	1
1.1 Syfte.....	1
1.2 Problembeskrivning.....	1
1.3 Metod.....	1
1.4 Avgränsningar.....	1
2 Förutsättningar.....	2
2.1 Geografiska och topografiska förutsättningar.....	2
2.2 Geotekniska förutsättningar.....	2
2.3 Teknisk kravspecifikation.....	2
2.4 Miljöförutsättningar och åtgärder.....	3
2.5 Samhällsintressen.....	3
3 Underlag för urval.....	4
3.1 Konstruktionsmaterial.....	4
3.1.1 Betong.....	4
3.1.2 Stål.....	4
3.2 Brotyper.....	5
3.2.1 Balkbro.....	5
3.2.2 Bågbro med dragband.....	5
3.2.3 Fackverksbro.....	6
3.2.4 Hängbro.....	6
3.2.5 Snedkabelbro.....	7
3.2.6 Första urval av brotyper.....	8
3.3 Produktionsmetoder.....	8
3.3.1 Platsgjutning.....	8
3.3.2 Byggnation med prefabricerade element.....	8
3.3.3 Byggnation med konsolmetod.....	8
3.3.4 Byggnation på tillfälliga stöd.....	9
3.3.5 Allmänna produktionsrisker.....	9
3.4 Underhåll och inspektioner.....	9
3.4.1 Inspektionsrutiner.....	9
3.4.2 Risker med stålkonstruktioner.....	10
3.4.3 Risker med betongkonstruktioner.....	10
4 Förslag till olika koncept.....	11
4.1 Koncept 1 - Balkbro med tvärsnitt i betong.....	11
4.1.1 Produktion.....	11
4.1.2 Inspektioner och underhåll.....	11
4.1.3 Motivering till konceptets utformning.....	12
4.2 Koncept 2 - Samverkansbalkbro i betong och stål.....	12
4.2.1 Produktion.....	12
4.2.2 Inspektioner och underhåll.....	12

4.2.3	Motivering till konceptets utformning	13
4.3	Koncept 3 – Snedkabelbro med solfjädersystem	13
4.3.1	Produktion	13
4.3.2	Inspektioner och underhåll	14
4.3.3	Motivering till konceptets utformning	14
4.4	Koncept 4 – Bro med tre fritt upplagda bågar	14
4.4.1	Produktion	15
4.4.2	Inspektioner och underhåll	15
4.4.3	Motivering till konceptets utformning	15
5	Urvalsprocess	16
5.1	Utvärderingskriterier	16
5.1.1	Design.....	16
5.1.2	Innovation	16
5.1.3	Harmoni med omgivningen.....	16
5.1.4	Produktionstid	16
5.1.5	Produktionsmetod.....	16
5.1.6	Materialanvändning.....	16
5.1.7	Transportlogistik	17
5.1.8	Beständighet	17
5.1.9	Inspektion	17
5.2	Resultat av urvalsprocess.....	17
5.3	Analys av resultat.....	18
6	Det slutliga konceptet.....	19
6.1	Utformning	19
6.1.1	Pyloner.....	19
6.1.2	Brokana.....	19
6.1.3	Kabelsystem och förankringar	20
6.2	Detaljerad produktionsgång	21
6.3	Brodetaljer	22
6.3.1	Övergångskonstruktioner	22
6.3.2	Brolager.....	23
6.3.3	Svetsförband	24
6.3.4	Skruvförband	24
6.3.5	Omhändertagande av dagvatten	24
6.3.6	Broräcken	24
6.4	Åtgärder vid ökad trafiklast	24
7	Dimensioneringsförutsättningar	26
7.1	Lastförutsättningar.....	26
7.2	Allmänna förutsättningar.....	26
7.3	Beräkningsgång	27
8	Utveckling av laster	28
8.1	Dimensionerande laster	28
8.1.1	Egentyngd.....	28
8.1.2	Trafiklast.....	29
8.1.3	Vindlast.....	30
8.2	Icke-dimensionerande laster	31
8.2.1	Temperaturlast	31
8.2.2	Krympning	31
8.2.3	Bromslast.....	32
8.2.4	Övriga laster	32
8.3	Lastkombinationer	32

9	Dimensioneringsberäkningar.....	34
9.1	Lådbalk i stål.....	34
9.1.1	Beräkningsmodell och lastfall	34
9.1.2	Förenklingar.....	36
9.1.3	Dimensionering	36
9.1.4	Resultat.....	37
9.2	Fackverk.....	37
9.2.1	Beräkningsmodell och lastfall	37
9.2.2	Förenklingar.....	39
9.2.3	Dimensionering	40
9.2.4	Resultat.....	40
9.3	Kablar.....	41
9.3.1	Beräkningsmodell och lastfall	42
9.3.2	Förenklingar.....	42
9.3.3	Dimensionering	42
9.3.4	Resultat.....	43
9.4	Pyloner.....	44
9.4.1	Betongklassificering	44
9.4.2	Nominellt täcksikt.....	45
9.4.3	Dimensionering i brons längdriktning	45
9.4.4	Dimensionering i tvärriktning.....	47
9.4.5	Tvärbalk.....	49
9.4.6	Resultat.....	50
9.5	Sammanställning av resultat.....	53
10	Slutsats.....	54
11	Diskussion	55
11.1	Lådbalk.....	55
11.2	Fackverk.....	55
11.3	Kablar	56
11.4	Pyloner	56
11.5	Tvärbalk.....	57
11.6	Övrigt	57
12	Litteraturförteckning.....	59
13	Bilageförteckning.....	61

Förord

Rapporten har skrivits som ett kandidatarbete av studenter på Väg- och vattenbyggnadsprogrammet på Chalmers tekniska högskola. Rapporten behandlar konceptuell design och preliminärdimensionering av en motorvägsbro. För att genomföra arbetet har förkunskaperna kompletterats med självstudier och föreläsningar.

Tack till personalen vid institutionen för Bygg- och miljöteknik på Chalmers tekniska högskola som ständigt funnits där för att svara på frågor. Ett tack riktas även till Staffan Lindén, brokonstruktör på COWI för stöttning och smarta förslag inom såväl konceptuell design som dimensionering. Tack ägnas också till de föreläsare som informerat och inspirerat oss under processens gång.

Göteborg, juni 2015

MICHAEL ENGBERG
ANGELICA HENRIKSSON
CARL HOLMQUIST
EMMA JACOBSSON
LINUS RÖNN
DAVID WALLERTZ

Beteckningar

Avstyvningsplåt – stålplåt som används för att ge en balk bättre förmåga att ta upp tvärkrafter eller moment.

Betongspjälkning – mekanisk vittring där betongpartier sönderdelas på grund av inre tryckspänningar.

Blästra – Rengöring av ytskikt där stark ström av partiklar blåses mot ytan.

Buckling – lokalt instabilitetsfenomen som uppkommer vid alltför hög tryckbelastning.

Dragband – balk med syfte att ta upp de horisontella krafter som uppkommer i en tryckbåge.

Förspänning – tryckkraft som appliceras på en konstruktionsdel i syfte att öka dess bärande förmåga.

Knäckning – instabilitetsfenomen för långsmala konstruktionsdelar som överbelastas i tryck och tappar sin bärförmåga.

Kontinuerlig – innebär inom byggt teknik att ett bärande element görs sammanhängande över en stödkonstruktion. Fältmomenten blir mindre jämfört med en konstruktion som utformats med fri uppläggning. Dock tillkommer moment över stödkonstruktionen.

Krympning – vid betongens härdning sker en kemisk reaktion samt att vatten avges och betongens volym minskar.

Navföljare – den längsgående delen av ett vägräcke vars funktion är att styra tillbaka fordonet mot farbanan vid en eventuell kollision.

Pilhöjd – vertikala avståndet mellan brobanan och bågens högsta punkt.

Prefabricera – konstruktionselement som har förtillverkas för att sedan transporteras till byggplats för slutlig montering.

PTFE-material – en flourplast med låg friktionskoefficient.

Samverkansbro – bro där flera material samverkar för att ta upp laster. De vanligaste materialen är betong och stål.

Spännvidd – sträckan som är belägen mellan två stöd i en konstruktion.

Stumsvets – två plåtar som sammanfogas av ett genomsvetsat förband där svetsen uppvisar stumt beteende.

Teknisk livslängd – den tidsperiod som bron skall uppfylla avsedda funktioner med "normalt underhåll".

Toppföljare – den översta längsgående delen av ett vägräcke.

Vippning – instabilitetsfenomen där den tryckta delen i en balk böjer ut.

Årsdygnsmedeltrafik, ÅDT – antalet passerande fordon per dygn i medeltal under året, ÅDT beräknas på båda körfälten.

1 Inledning

Sedan början av 90-talet har planer funnits på att bygga om riksväg 40 som är huvudförbindelsen mellan Jönköping och Göteborg (Trafikverket 2013a). Syftet med ombyggnationen är att öka trafiksäkerheten och framkomligheten. Vägen har byggts om kontinuerligt och det som återstår är en sträcka på 17 kilometer förbi Ulricehamn. Här kommer den nya riksväg 40 att bli en fyrfilig motorväg där flertalet nya broar samt en tunnel ska byggas. En del av vägsträckningen är projekterad förbi Karlsnäs industriområde där en bro erfodras för att överbygga dalgången.

1.1 Syfte

Rapporten syftar till att projektera en bro över industriområdet utifrån rådande förhållanden samt givna krav och förutsättningar. Ett förslag på utformning och preliminärdimensionering skall redovisas.

1.2 Problembeskrivning

Enligt tekniska krav skall bron vara 320 meter lång och minst 21,5 meter bred med två körfält i vardera riktning. En teknisk livslängd har fastställts till 80 år. De ställda kraven i tekniska beskrivningen skall efterföljas samt att synpunkter från beställare, produktionsansvarig och förvaltningsansvarig skall tillgodoses. Vid projektering skall hänsyn tas till att förslaget är estetiskt tilltalande samt geotekniskt genomförbart.

1.3 Metod

Arbetsprocessen delas upp i två etapper i form av en förstudie och en dimensioneringsprocess. Förstudien bygger på en litteraturbaserad undersökning i vilken gruppen är uppdelad i tre ansvarsområden för att tillgodose krav och önskemål från beställare, produktions- och förvaltningsansvarig vid val av brokoncept. Utifrån underlag från förstudien utformas förslag till koncept och en urvalsprocess genomförs. Denna process utförs genom att kriterier viktats mot varandra och därefter bedöms koncepten efter hur väl kriterierna uppfylls. Vid snarlika resultat från urvalsprocessen kommer en ytterligare bedömning genomföras för att fastställa det slutliga konceptet.

Preliminärdimensionering utförs på det slutliga brokonceptet och påbörjas genom uppställning av beräkningsmodell, bärande system och randvillkor. Därefter följer definiering och dimensionering av laster vilket slutligen leder till snittkrafts- och konstruktionsberäkningar. Dimensioneringsprocessen kommer att utföras successivt där indata såsom tvärsnittsmått itereras fram för att hitta ett hållbart system som klarar krav för brotts- och bruksgränstillstånd.

1.4 Avgränsningar

I rapporten görs avgränsningar med avseende på geoteknik, ekonomi och laster. Lasterna begränsas vid dimensionering till egentynngd, trafiklast, vindlast och bromslast. Dock beaktas inte olyckslaster i denna rapport. De geotekniska förutsättningarna berörs kort där varje koncept skall vara genomförbart. Vidare anses ekonomi vara en svårbedömd aspekt vilken kräver fördjupade analyser och beräkningar och kommer därför inte behandlas i denna rapport. Däremot har vissa kriterier en ekonomisk betydelse och är därmed till viss del representerad.

2 Förutsättningar

Utformning av bron skall utgå från ett trafiksäkert perspektiv och tillåta ett effektivt utförande av drift och underhåll. De oskyddade trafikanternas behov skall beaktas och trafikmiljön utformas förlåtande (Trafikverket, 2011a). Nedan följer förutsättningar och krav för projektering av bron.

2.1 Geografiska och topografiska förutsättningar

Bilaga 2.1 beskriver de geografiska förutsättningarna för området där bron kommer att byggas. Terrängen väster om bron består av skogsmark som sträcker sig cirka 140 meter inom området (Trafikverket, 2011a). Därefter ligger industrimarken vilken bron kommer att sträcka sig över. Öster om industriområdet är marken lätt sluttande och glest bevuxen. Skogsmarken i väst lutar brant ner mot industriområdet vilket visas i bilaga 2.1.

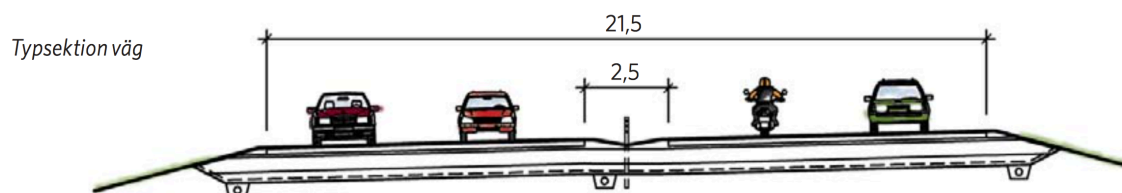
2.2 Geotekniska förutsättningar

Brons grundläggning skall enligt den tekniska beskrivningen (Trafikverket, 2011a) bestå av pålning. Pålarna kommer att tillverkas i betong och vara både spets- och mantelburna. De skall drivas ned till ett djup så att erforderlig geoteknisk bärförmåga uppnås. Pålning kan ske utefter hela området då marken består av friktionsjord. Vid västra landfästet är det däremot möjligt att grundlägga direkt på berg.

2.3 Teknisk kravspecifikation

Vägbredden skall enligt bestämmelser vara 21,5 meter och körbanorna kommer att skiljas med en 2,5 meter bred mittremsa. Figur 2.1 beskriver en typsektion av nya riksväg 40 förbi Ulricehamn. Mittremsan skall vara utrustad med ett linräcke för att skydda mötande trafikanter mot kollision vid olycka. De inre vägrenarna närmast mittremsan skall vara 0,5 meter och de yttre vägrenarna 2 meter (Trafikverket, 2013). Även ytterkanterna av bron skall förses med räcken vilka utformas för att kunna stå emot kollision med fordon.

Bron skall dimensioneras för en teknisk livslängd på 80 år (Trafikverket 2011a). År 2015 beräknas ÅDT för riksväg 40 till 12000 fordon/dygn och år 2035 till 15100 fordon/dygn. Andelen tung trafik förutsätts vara 22 %. Vägen skall utformas så att profillutningen över broområdet blir 5 % (Trafikverket 2013a).



Figur 2.1. Typsektion av nya riksväg 40 förbi Ulricehamn (Trafikverket, 2013).

2.4 Miljöförutsättningar och åtgärder

Den projekterade vägen sträcker sig genom ett skyddsområde för områdets grundvattentäkt i anslutning till Åtran och därför finns krav på åtgärder som måste göras enligt Miljöbalken (Trafikverket, 2013). Dagvatten från vägytan får ej förorena området eller påverka stabiliteten och säkerheten mot skred och uppflytning. (Trafikverket, 2011a). I området där bron byggs finns naturobjekt med biotopskydd såsom diken och stenmurar som skall återupprättas efter anläggningsarbetets färdigställande.

Risken finns att byggnation av motorväg och bro kommer att påverka djur- och växtlivet i närområdet eftersom en del skog kommer att fällas och vattendrag dras om. Hänsyn till detta kommer att tas genom att flytta på de växter som är möjliga och sätta upp skyddsanordningar för att skydda vägen från djur. Förhoppningarna är att djurlivet kommer att kunna leva vidare relativt ostört trots den nya vägsträckningen.

2.5 Samhällsintressen

Bron och motorvägen kommer att underlätta mycket för de som pendlar på riksväg 40 dagligen. Möjligheten till ett snabbt och säkert framförande av fordon på sträckan kommer öka, vilket bidrar till en bättre vardag för de resande. Brons direkta påverkan för invånarna i närområdet anses liten eftersom den är förlagd en bit utanför Ulricehamn och det enda som ligger i direkt närhet är ett industriområde i vilket det anses accepterat att förlägga en motorväg. Bron är en viktig del av motorvägen och bidrar till att möjliggöra denna nya väg.

Risken finns att fler väljer att pendla med bil om det blir lättare att ta sig fram vilket skulle ha negativ miljöpåverkan. Dock innebär den ökade framkomligheten på vägarna en trolig ökning av kollektivtrafiken vilket skulle kunna minska en ökad miljöpåverkan. Då motorvägen kommer att dras bredvid den gamla riksväg 40 så minskar trafikmängden genom samhället, vilket bidrar till ett säkrare samhälle med bättre miljöförutsättningar och ett renare klimat.

3 Underlag för urval

Vid utformning av lämpligt koncept behövs vissa val göras med hänsyn till brotyp, material, produktionsmetod och underhållsmöjligheter. I detta kapitel behandlas de faktorer som ligger som grund för val av koncept.

3.1 Konstruktionsmaterial

Vid konstruktion av broar är materialval en viktig aspekt som påverkar både utformning och livslängd. Olika material har egenskaper som kan påverka bron på ett positivt eller negativt sätt. Det är därför viktigt att vara medveten om hur de olika materialen beter sig och hur de skall användas på bästa sätt.

3.1.1 Betong

Betong är ett vanligt konstruktionsmaterial med egenskaper som god tryckhållfasthet, beständighet samt har hög energieffektivitet. En stålkonstruktion som dimensioneras för en kapacitet på 10 MN kräver uppskattningsvis den mängd energi som motsvarar cirka 350 liter olja vid produktion medan en likvärdig betongkonstruktions energikonsumtion ligger på ungefär 50 liter (Al-Emrani, 2011).

Hållfastheten hos betong beror på ålder, materialsammansättning och i stor grad på förhållandet mellan vatten och cement i betongblandningen (Burström, 2007). Betong kan bära stora tryckbelastningar men draghållfastheten är endast cirka en tiondel av kapaciteten i tryck. Därav bör inte betong användas i konstruktioner som riskerar att utsättas för stora dragbelastningar.

Vidare är betong ett material med hög formbarhet, vilket möjliggör att önskade konstruktionsformer enkelt kan erhållas (Al-Emrani, 2011). En vanlig åtgärd för att begränsa den sprickbildning som lätt uppstår i betongkonstruktioner är att låta förspänna armeringsstål som gjuts in i betongelementen.

3.1.2 Stål

Stål används vanligtvis vid tillverkning av balkar och pelare i bärande strukturer vid brokonstruktion (Al-Emrani, 2011). Stål används även till dragna konstruktionsdelar, exempelvis stag och armering i betongelement, då det är ett material med hög draghållfasthet.

Det finns inga hinder mot att använda stål även i tryckta konstruktionsdelar såsom tryckarmering och bågkonstruktioner, eftersom hållfastheten är hög även i denna riktning. För tryckta stålstrukturer måste dock instabilitetsfenomen såsom risk för vippning, buckling och knäckning beaktas vid dimensionering.

En fördel som stål har gentemot andra vanligt förekommande byggmaterial såsom trä och betong är att stålkonstruktioner inte kräver lika massiva tvärsnitt och kan därför ge en smidigare och slankare konstruktion (Al-Emrani, 2011).

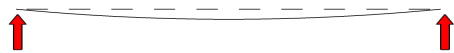
3.2 Brotyper

Ett första val vid utformande av koncept är att undersöka vilka brotyper som lämpar sig. De broar som inte är genomförbara och därmed inte presenteras i rapporten är rambro, plattbro samt valvbro. Nedan följer en kort beskrivning av de brotyper som är möjliga att projektera på den valda platsen utifrån krav och förutsättningar. Dessa typer presenteras med utformning, egenskaper och bärande system.

3.2.1 Balkbro

Balkbroar är den enklaste varianten av broar och de allra första balkbroarna bestod av en stock på två stöd över ett vattendrag¹. Det bärande systemet består av en eller flera huvudbalkar som tar upp de vertikala lasterna genom balkverkan (se figur 3.1) och för ner dessa till grundläggningen via bropelarna. Ovanpå huvudbalkarna placeras en brobanepatta vilken utgör det sekundära bärverket (Rutgersson, 2008).

Vid byggnation av balkbroar där huvudbalkarna består av stål eller armerad betong går det idag att bygga broar med spännvidder på över 200 meter (Nationalencyklopedin [NE], 2015a). En metod för att klara längre spännvidder är att förstärka bron med fackverk eller andra stödkonstruktioner. Vid byggnation av balkbroar finns möjligheten till hög prefabriceringsgrad vilket ger kortare byggtid².



Figur 3.1. Verkningsätt hos balkbroar. När balken belastas transversellt sker en nedböjning. Lasten fördelas sedan till stöden och förs ned till grundläggningen.

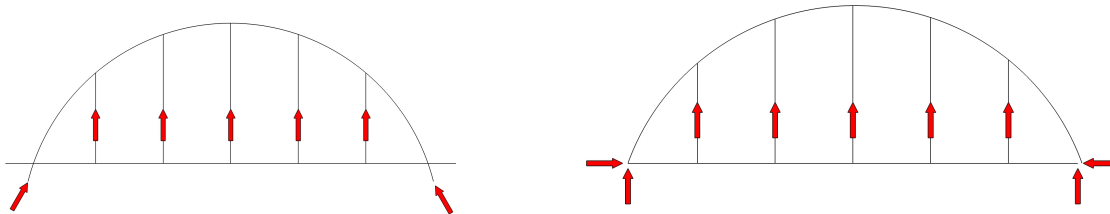
3.2.2 Bågbro med dragband

En bågbros huvudsakliga bärsystem utgörs av en tryckt båge (se figur 3.2). Bågen består av antingen stål eller armerad betong, material som båda har goda hållfasthetsegenskaper i tryck (Chen & Duan, 2000). Brobanan förbinds till bågen med vertikala dragstag vilket gör att alla vertikala laster på brobanan överförs till tryckspänningar i bågen. För att hantera de stora horisontalkrafterna som uppstår i stöden kräver en traditionell bågbro goda grundläggningsförhållanden såsom fast berg (British Constructional Steelwork, u.å.).

I de fall då fast berggrund inte finns att tillgå är en lösning med dragband ett lämpligt alternativ. Dragbandet återfinns ofta gömt i brobanan och utgörs av stålbalkar som knyter samman ändarna med varandra. Strukturen kan liknas vid en pilbåge där tryckspänningarna i bågen balanseras av dragspänningarna i dragbandet (se högra bild i figur 3.2). Granskas strukturen som helhet beter den sig närmast likt en fritt upplagd balk. En sådan utformning medför att inga horisontella tvångskrafter uppstår till följd av last- eller temperaturdeformationer i bron längdriktning. Spännvidderna hos bågbroar med dragband ligger omkring 50-250 meter, dock med vissa undantag (British Constructional Steelwork, u.å.).

¹ Docent Mario Plos, Chalmers tekniska högskola(2015-01-23) Föreläsning i allmän brokunskap.

² Tekn Dr. P-O Svahn, Skanska produktion(2015-02-12) Föreläsning Produktion



Figur 3.2. Den vänstra bilden visar verkningssättet för en bågbro medan den högra bilden illustrerar en bågbro med dragband.

3.2.3 Fackverksbro

Ett fackverk är ett system av sammankopplade stänger som med sin tryck- och dragförmåga tillsammans bildar ett bärande system (se figur 3.3). Stängerna kan utformas på olika sätt, både sett till tvärsnittsprofil och systemet som helhet (Rutgersson, 2008). Två exempel på system är fackverksbalkbro och fackverksbågbro.

En fackverksbalkbro består av ett rakt fackverk med överarmsstång, underramsstång samt sammanbindande diagonala och vertikala stänger. Bågfackverksbron har antingen över- eller underramsstången bågformad beroende på om fackverket är över- eller underliggande (Rutgersson, 2008). Fackverkssystemet kan byggas såväl fritt upplagt, kontinuerligt och som konsolbro.

För alla typer av fackverksbroar är stål det vanligaste materialet. Stål har tillräcklig hållfasthet i både drag och tryck för att klara av en fackverkskonstruktion. Trä är ett annat material som används, dock inte lika frekvent som stål på grund av den lägre hållfastheten (Rutgersson, 2008).

Fackverksbroar går att bygga med hög prefabriceringsgrad och monteras snabbt för att inte vara ett hinder för trafiken (Sjöde & Ronnebrandt, 1996). En nackdel med fackverksbroar i stål är att de är relativt dyra att underhålla. Detta har lett till att användningen av brotypen minskat och främst begränsats till gång- och cykelbroar samt provisoriska broar. Det finns fackverksbroar med spännvidder på upp till 100 meter i stål och 30 meter i trä för vägtrafik i Sverige (Rutgersson, 2008).



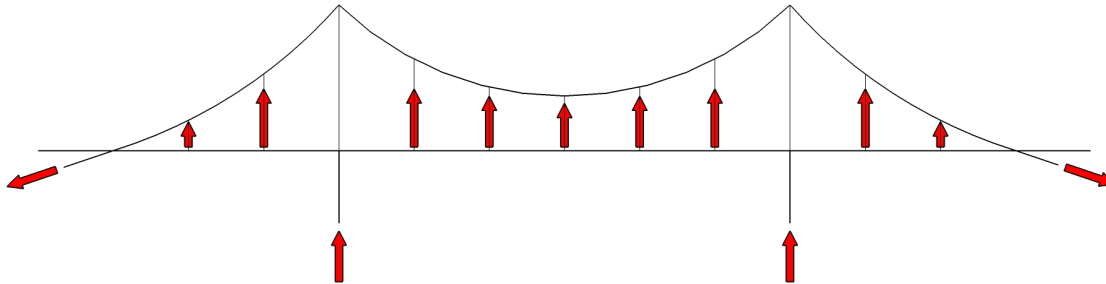
Figur 3.3. Verkningssätt hos fackverksbro där bilden illustrerar snittkrafter i fackverket samt upplagsreaktioner.

3.2.4 Hängbro

En hängbro utgörs av pyloner som placeras i par på var sida om spannet. Antalet spann kan variera där den mest förekommande är en så kallad trespannsbro (Chen & Duan, 2000). Mellan pylonerna spänns bärcablar vilka utgör de primära kablarna för bron. Brobanan hängs upp i de sekundära kablarna som består av vertikala stag som i sin tur fästs i bärcablarna. I var ände av bron kan bärcablarna förankras i fast berg alternativt i ankarblock av betong (Rutgersson, 2008).

Hängbron bärs genom linverkan i primärkabeln och tryck i pylonerna (se figur 3.4). Vid belastning av bron tar sekundärkablarna upp den vertikala lasten som via dragkraft i primärkabeln förs vidare till pylonerna och ner till grundläggningen (Illustrerad vetenskap, 2006).

Brobanan är ofta i stål och ibland förstärkt med fackverk på undersidan medan pylonerna kan vara gjorda av stål eller betong (Nationalencyklopedin [NE], 2015a). Kablarna utgörs av stålkablar i tvinnade buntar. Brotypen är ett bra alternativ då mittstöd ej kan användas och krav finns på stora spännvidder. Spännvidderna kan variera från 100 meter till över 1500 meter.



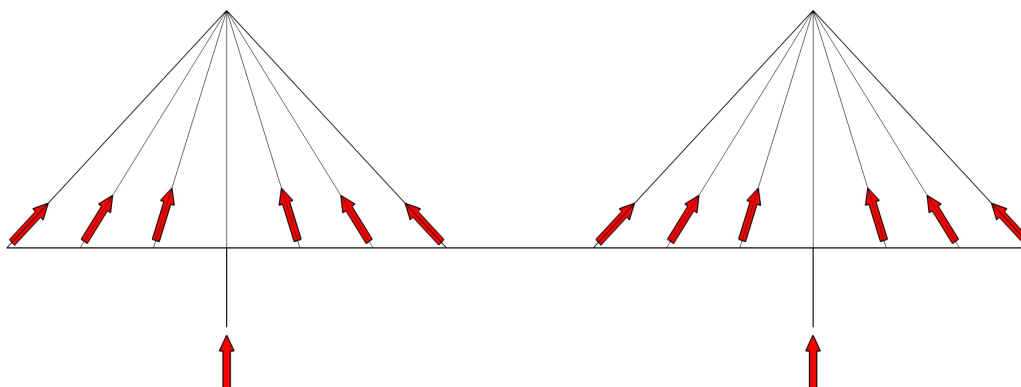
Figur 3.4. Verkningsätt hos hängbro. Pilarna visar yttre och inre krafter på hängbron. De vertikala krafterna i kablarna är inre krafter medan resterande krafter på linan och pylonerna är yttre krafter.

3.2.5 Snedkabelbro

Snedkabelbron har utvecklats till att bli en av de dominerande brotyperna vid spann mellan 100-500 meter (Nationalencyklopedin [NE], 2015a). När brobanan belastas utsätts kablarna för dragkrafter, vilka överförs till pylonerna och vidare ner till grundläggningen (se figur 3.5). Kablarna har även som uppgift att förspänna brobanan med tryckkrafter. Brobanan utsätts således för balkverkan och tryckkrafter från de sneda kabelinfästningarna.

Det finns olika system att anordna kablarna på vid byggnation av snedkabelbroar. Att fästa alla kablarna i toppen av pylonen kallas för ett solfjäderssystem (Sjåde & Ronnebrant, 1996). Ett harpsystem består av parallella kablar som förankras jämnt fördelat över pylonen. Det tredje systemet kallas halvolfjäderssystem, vilket innebär att kablarnas infästningar sprids på övre halvan av pylonerna. Harpsystemet ger upphov till större moment i pylonerna samt stora normalkrafter i brobanan.

Pylonerna är oftast tillverkade i betong eftersom materialet har hög tryckhållfasthet medan kablarna är av stål. Brodeckets utformning kan vara helt i betong, som en samverkanskonstruktion eller enbart i stål (Sjåde & Ronnebrant, 1996).



Figur 3.5. Verkningsätt hos snedkabelbro.

3.2.6 Första urval av brotyper

De brotyper som uppfyller kraven och förutsättningarna och därmed vidare undersöks för att hitta en passande lösning är balkbro, bågbro med dragband och snedkabelbro. De övriga brotyperna har brister i en eller flera egenskaper och anses därför inte passande.

Hängbron är vanligt förekommande vid stora spännvidder vilket skulle passa detta projekt. Dock kräver hängbron bra grundläggningsförhållanden i form av fast berg alternativt ankarblock i betong. Med de givna förutsättningarna erfodras ett stort ankarblock och därför är inte hängbron ett lämpligt alternativ.

Fackverksbron har en begränsning i spännvidd och skulle innebära restriktioner i val av stödplacering. Brotypen ansågs även ge ett klumpigare intryck mot omgivningen och valdes därför bort.

3.3 Produktionsmetoder

Produktionsmetod är en viktig faktor vid val av koncept, då utförandet av bron kan begränsa vilka brotyper som är lämpliga. I detta kapitel kommer de produktionsmetoder som anses lämpliga för projektet att behandlas.

3.3.1 Platsgjutning

Att platsgjuta innebär att betongen härdar i sin slutposition. Platsgjutning är en flexibel produktionsmetod med vissa begränsningar på grund av gjutformarna. Gjutformar kan antingen byggas statiska eller dynamiska. Rörliga gjutformar innebär att formen kan förflyttas för att gjuta olika etapper av en konstruktion. Klätterformsgjutning är ett exempel på en rörlig gjutformsteknik och sker i flera kortare etapper där gjutformen höjs allteftersom betongen härdar. Formen höjs med hjälp av hydrauliska domkrafter eller kranar (svenskbetong, 2015).

3.3.2 Byggnation med prefabricerade element

Prefabricerade element produceras i fabriker vilket ger möjlighet att upprätthålla en högre kvalitet än vid tillverkning på byggarbetsplats (Al-Emrani, 2011). Prefabricering minskar dock utformningsmöjligheterna eftersom brodelarna levereras i färdiga stycken och begränsas även av transporter från fabrik till arbetsplats. De prefabricerade elementen monteras ihop på byggarbetsplatsen med olika tillvägagångssätt beroende på material.

3.3.3 Byggnation med konsolmetod

En konsolbro uppförs genom att brobanan byggs ut som konsoler från permanenta stöd. Byggnadsställningar, fästa i den redan härdade delen av brobanan, håller upp formen för gjutning av nästa segment. Vid avslutad gjutning flyttas ställningen och gjutformen, där processen påbörjas på nytt.

Den mest förekommande metoden är när en konsol byggs på vardera sida i jämn takt så att konsolerna balanserar varandra. Metoden är ett effektivt produktions sätt med flera fördelar och har blivit en alltmer förekommande produktionsmetod (Virlogeux, M. 2000). Tillvägagångssättet utnyttjas för spann mellan 50-300 meter och används ofta vid produktion av snedkabelbroar, balkbroar och hängbroar.

Då risk finns att stora moment kan uppkomma vid byggnation kan tillfälliga stöd eller avlastning i form av kabelsystem förekomma. Ytterligare en riskfaktor som bör beaktas är temporär instabilitet under byggnation som kan orsakas av asymmetriska bygglaster.

3.3.4 Byggnation på tillfälliga stöd

En metod som ger större frihet vid utformning av bron är att utnyttja tillfälliga stöd (Virlogeux, 2000). Metoden lämpar sig bra vid byggnation av broar på platser med goda geotekniska förutsättningar. Dock lämpar sig inte produktionsmetoden vid vatten eller andra hinder eftersom produktionskostnaden skulle bli betydligt högre. Metodens flexibilitet gör att den passar alla brotyper.

Det finns många aspekter som bör beaktas vid byggnation på tillfälliga stöd (Virlogeux, 2000). Om sättningar vid stöden blir ojämn eller alltför stor kan detta påverka slutresultatet. Placering av stöd får inte heller ske vid områden med instabil mark, exempelvis slänter. Ställningen måste även vara styv nog för att ta upp vindlaster och andra horisontella laster.

3.3.5 Allmänna produktionsrisker

Produktion av broar utgör alltid en viss fallrisk där alla höjdskillnader över 2 meter kräver skyddsanordningar. Vid grundläggning är det viktigt att dimensioneringen och utförandet av sponten är korrekt då de kan leda till allvarliga personskador vid en kollaps. Alla brobyggnationer med svetsmoment samt användning av maskiner och verktyg utgör risker såsom svetsolyckor och andra personskador.

3.4 Underhåll och inspektioner

Avsnittet syftar till att redogöra för vilka typer av allmänna inspektioner och underhåll som är nödvändiga för brokonstruktioner. Vidare analyseras risker som kan uppstå i betong- och stålkonstruktioner.

3.4.1 Inspektionsrutiner

Nedan följer ett antal inspektionsrutiner som enligt Trafikverket bör finnas med i förvaltningsplanen av bron. Inspektionerna delas in i fyra kategorier: fortlöpande, översiktliga, allmänna inspektioner och huvudinspektioner. De översiktliga inspektionerna utförs två gånger per år och huvudinspektionerna vart sjätte år (Vägverket, 1993).

Fortlöpande inspektion innebär en snabb kontroll av uppenbara brister vilka kan leda till olyckor eller resultera i höga underhållskostnader. Kontrollen genomförs parallellt med inspektion av vägnätet och utförs av underhållsentreprenörer. Vidare bör en översiktlig inspektion uträttas vilken skall säkerställa att bron uppfyller åtgärdsplanen och de egenskaper som fordras. Inspektionen bör genomföras minst två gånger per år. Den allmänna inspektionen skall liksom den översiktliga, säkerställa att krav i förvaltningsplanen uppfylls samt att utveckling av skador som kan leda till försämrade bärförmåga dokumenteras.

Huvudinspektionen är en noggrann undersökning på nära håll av brons samtliga element. Särskild utrustning och trafikreglering är ofta nödvändig för denna typ av kontroll. Genomförd inspektion skall sedan följas upp med en rapport innehållande information om de undersökta broelementen.

3.4.2 Risker med stålkonstruktioner

Stålkonstruktioner riskerar att utsättas för korrosion vilket innebär att stålet ombildas till rost som i sin tur sänker materialets hållfasthet (Vägverket, 1993). För att undvika korrosion bör broarna konstrueras så att smuts och vatten inte kan ansamlas. Då detta inte är möjligt och korrosion bildas är den vanligaste åtgärden att blåstra och skyddsmåla ytan.

Om avflagnad färg upptäcks ihop med rost kan det tyda på utmattningsbrott och en mer noggrann inspektion bör utföras för att fastställa orsaken till skadan (Vinayagamorthy, 2000). Utmattningsbrott innebär att material som vid upprepade på- och avlastning spricker och brott tillslut uppstår (Nationalencyklopedin [NE], 2015b). Om sprickorna upptäcks innan brott har skett är det möjligt att slipa ytan och därefter svetsa för att förhindra brott.

En ytterligare risk med stålkonstruktioner är buckling som kan inträffa vid höga normalspänningar. Genom att placera ut avstyvningsplåtar dimensionerade efter vilka krafter som skall tas upp kan risken åtgärdas (Ryall, 2001). Beroende på hur plåtarna placeras kan de agera på olika sätt. En transversell placering ger bättre förmåga att ta upp tvärkraft medan en longitudinell placering längsmed flänsen ger bättre böjmotståndskapacitet.

3.4.3 Risker med betongkonstruktioner

De flesta skador och risker med konstruktioner i betong innefattar att betongen skadas. Som följd exponeras armeringen och korrosion bildas vilket försvagar konstruktionen (Ryall, 2001). Orsaken till exponerad armering kan vara karbonatisering, sprickbildning eller frostsprängning. Karbonatisering innebär att pH-värdet sjunker i betongen vilket i sin tur leder till korrosion och betongspjälkning. Detta åtgärdas genom att den skadade betongen avlägsnas, armeringen rengörs från korrosion och slutligen gjuts ny betong över det skadade området.

Sprickbildning sker i betongen på grund av dragkrafter som uppkommer genom krympning, temperaturförändringar eller böjning (Ryall, 2001). Stora sprickor kan åtgärdas genom att ny betong injiceras i sprickan. Om betongen runt sprickan är utsatt för dragkrafter kan bron tillfälligt belastas vid applicering för att på så vis skapa tryck-istället för dragbelastning. Alternativt kan ett expansionsmedel tillsättas för att uppnå samma effekt.

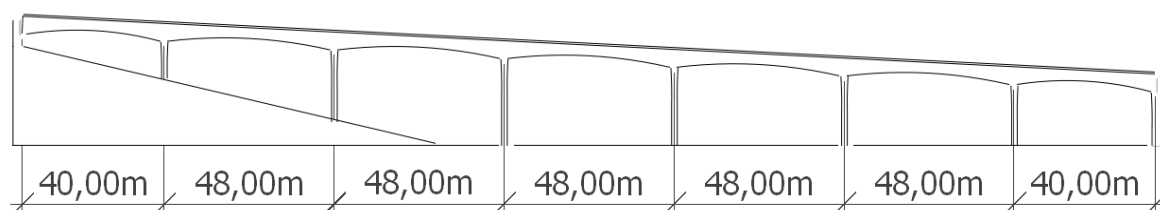
Frostsprängning beror på att vatten tränger in i betongens porer och sedan fryser, vilket kan leda till att betongen går sönder då is har större volym än vatten (Burström, 2007). För att åtgärda problemet kan luftporbildande medel tillsättas vid tillverkning av betongen. Det är också möjligt att reparera betong som har utsatts för frostsprängning genom att ny betong appliceras på ytan.

4 Förslag till olika koncept

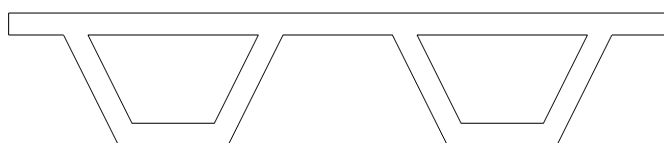
Detta kapitel innehåller ett antal förslag till koncept på en bro vilka har framtagits med hjälp av underlag från tidigare kapitel. Koncepten har valts utifrån lämpliga brotyper, material och produktionsmetoder. Hänsyn har tagits till att varje koncept skall vara både geotekniskt genomförbart samt möjligt att underhålla och reparera.

4.1 Koncept 1 – Balkbro med tvärsnitt i betong

Brokonceptet är en kontinuerlig balkbro med lådtvärsnitt. Det finns åtta stöd inklusive ytterstöd vilket bildar sju spann där de yttre spannen har en mindre spannvidd (se figur 4.1). De yttre spannen har en längd på 40 meter medan de övriga 5 uppmäter 48 meter var. Stödpelarna består av betong och är rektangulärt utformade och konkavt avsmalnande mot marken. Brobanan och de två lådtvärsnitten platsgjuts i betong (se figur 4.2)



Figur 4.1. Koncept 1 – Balkbro med tvärsnitt i betong.



Figur 4.2. Bilden visar ett exempel på ett dubbelt lådtvärsnitt också kallad lådbalk.

4.1.1 Produktion

Pelarna kommer först att klätterformgjutas och därefter inleds formgjutning av lådtvärsnittet (se kap. 3.3). Vid platsgjutning av lådtvärsnitt delas gjutningsprocessen upp i två delar. Först gjuts lådbalkarna och efter härdning gjuts brobanan. Det krävs en yttre och en inre träform för att kunna gjuta ett lådtvärsnitt. För att bära upp betongen under byggprocessen kommer flera stödkonstruktioner att behövas.

De tillfälliga konstruktioner som används vid byggnationen är en stor olycksrisk. Träkonstruktionerna som håller uppe gjutformarna måste ha tillräcklig bärförmåga för att inte knäckas. Skulle någon av dessa tillfälliga konstruktioner falla kan det medföra skador på maskiner och människor.

4.1.2 Inspektioner och underhåll

Överlag är inspektionsmetoderna som fordras relativt enkla. Den mest problematiska delen är bronns undersida och ytan högt upp på pelarna vilka kräver en skylift. Alla element av betong måste kontrolleras för sprickor och risk för exponerad armering (se kap. 3.4). Lådtvärsnittet bör hållas under noggrann uppsikt eftersom det är den bärande delen av konstruktionen. Varje stöd och upplag måste inspekteras och risken för skada ökar med antal stöd.

4.1.3 Motivering till konceptets utformning

För att ge ett tilltalande estetiskt uttryck och även minska fältmomentet har konceptet fått en helgjuten brobana med ett välvt utseende. Pelarna placeras i par och dess utformning är avsmalnande nedåt för att förhöja den välvda brobanan och ge ett mjukare intryck. Antalet stöd är relativt många för att undvika ett för stort tvärsnitt.

Betong är energieffektivare än stål ur ett miljöperspektiv och att platsgjuta hela betongbron är ett traditionellt och väl beprövat konstruktionssätt. Platsgjutning anses även vara en bättre metod än prefabricerade betongelement eftersom dessa hade behövt levereras i mindre delar och gjutas ihop på plats. Vid breda lådtvärsnitt finns stor risk att nedböjning sker i tvärläng vilket förhindras genom att gjuta två smalare lådbalkar istället för en bred.

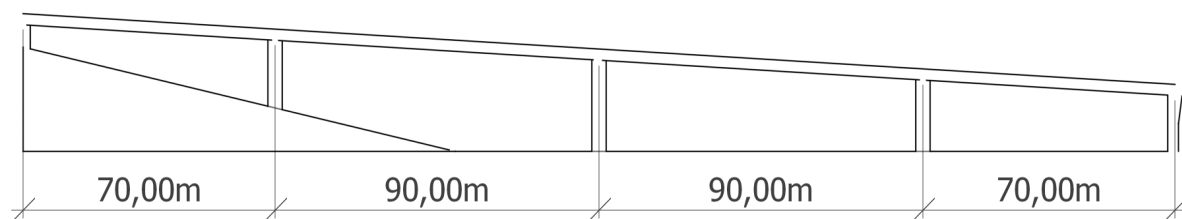
4.2 Koncept 2 – Samverkansbalkbro i betong och stål

Brokonceptet utgörs av en kontinuerlig balkbro med fyra spann uppdelade i 70 respektive 90 meter (se figur 4.3). För detta alternativ utgörs brobanan av ett samverkans tvärsnitt bestående av två separata ställådor vilka sammangjuts med en farbanan i betong. De tre stöden utgörs av pelarpar i betong med runda tvärsnitt.

4.2.1 Produktion

Stålelementen till lådbalken prefabriceras och transporteras till byggarbetsplatsen i mindre delar. Elementen svetsas ihop på plats till längre element och lyfts därefter upp på de platsgjutna betongpelarna där de svetsas samman till en kontinuerlig balk. Konceptets byggprocess är relativt enkel då tillgången till fri uppställningsyta och svetsmöjligheter på byggplatsen förenklar arbetet samt förkortar byggtiden. En av nackdelarna med produktionsmetoden är en något problematisk logistik då stålelementen är förhållandevis stora.

Ett av riskmomenten är placering av lådsektionerna. De spänningar som uppstår vid lyft får inte överstiga normkraven, annars måste lyftmetoden justeras. Innan betongen härdat klart har den ingen betydande hållfasthet och det sker ingen samverkan mellan betongen och stålet. Det innebär att stålet temporärt behöver ta upp hela egentyngheten och alla andra laster som uppstår under härdningen.



4.3. Koncept 2 – Samverkansbalkbro i betong och stål.

4.2.2 Inspektioner och underhåll

Metoderna för att underhålla bron är relativt enkla. Det svåraste momentet är bronns undersida och pelarna där skylift kommer att behövas. Konceptets nackdel är omfattningen av svetsar samt sammankopplingspunkter mellan stål och betong. Många kontroller behöver utföras vilket gör inspektionen tidskrävande. För stålkonstruktioner

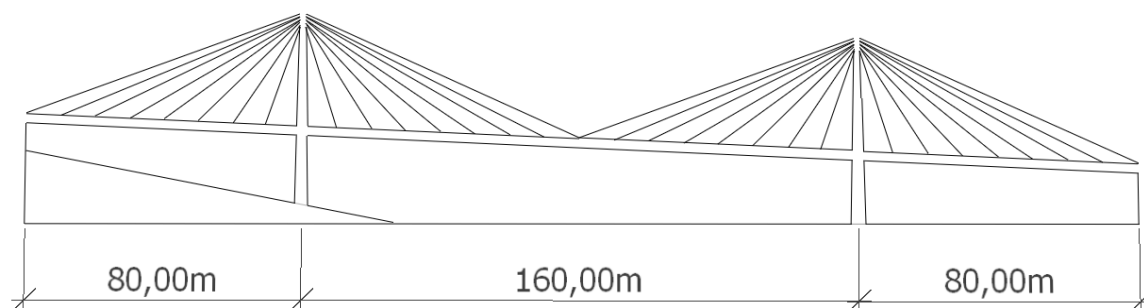
gäller det att undvika vattenansamlingar i anslutning till konstruktionen (se kap. 3.4). Särskilt lådtvårsnittet bör kontrolleras så att kondens inte bildas inuti och att läckage ej förekommer in i lådan. Lådans dräneringshål skall även kontrolleras för att säkerställa att de inte blockeras.

4.2.3 Motivering till konceptets utformning

Stöden har i konceptet satts till tre för att minska antalet pelare inom området och ge ett öppnare intryck. Färre stöd än tre är i detta fall olämpligt då de långa spannen hade medfört ett grövre tvärsnitt, vilket hade gett ett klumpigt utseende. Smalare tvärsnitt och effektivare materialanvändning uppnås också med hjälp av samverkanstvårsnittet. De prefabricerade elementen transporteras till platsen i korta element för att kunna fraktas på lastbil. Pelarna gjuts på plats i cirkulär cylindrisk form på grund av enkel produktion samt att det ger ett slankt intryck.

4.3 Koncept 3 – Snedkabelbro med solfjädersystem

Konceptet är en snedkabelbro med två pyloner och tre spann. Huvudspannet är 160 meter långt och de två sidospannen har längden 80 meter (se figur 4.4). De båda pylonerna utförs i betong och har formen av ett "A" med vinklade ben som möts i toppen ovanför brobanan. Brobanan utgörs i stål och bärs upp av stålkablar vilka sammankopplas med pylonerna längst upp i toppen i ett så kallat solfjädersystem.



Figur 4.4. Koncept 3 – Snedkabelbro med solfjädersystem.

4.3.1 Produktion

Vid byggnation av pylonerna kommer klätterformsgjutning användas istället för formgjutning eftersom den senare metoden skulle ställa högre krav på tillfälliga konstruktioner. Brobanan levereras i kortare segment som svetsas samman till större delar. Därefter lyfts delarna med kran till tillfälliga ställningar för att fästas i kablarna. Byggnationen av brobanan sker symmetriskt på båda sidor av pylonen för att undvika oönskade böjmoment.

En av riskerna är hantering av vindlast. Dessa laster måste beaktas så det inte uppstår krafter som bron inte kan hantera under produktionen. Även alla lyft av brobanan måste kontrolleras.

Förankring av kablar i pylonerna sker på hög höjd vilket medför att anpassade säkerhetsanordningar måste användas i samband med utförandet. De ställningar som används vid infästning samt sammanfogning av stålbanorna skall kontrolleras så att nödvändig bärförmåga tillgodoses.

4.3.2 Inspektioner och underhåll

Sammanfattningsvis är underhållet av en snedkabelbro omfattande och problematiskt. Höjden på bron utgör ett problem som främst riskerar arbetssäkerheten. Brons relativt höga materialanvändning av både stål och betong ökar risken för att dessa tar skada av miljö och omgivning.

Den underliggande stålbalcken kräver invändig inspektion. Främst måste vatten och smuts hållas borta från stålet och lådbalken måste dräneras. Dessutom måste kablarna och infästningarna underhållas med hänsyn till korrosionsrisk. Med tanke på pylonernas höjd kommer en skylift eller brolift att behövas. Även i detta koncept är inspektion av svetsar ett viktigt moment.

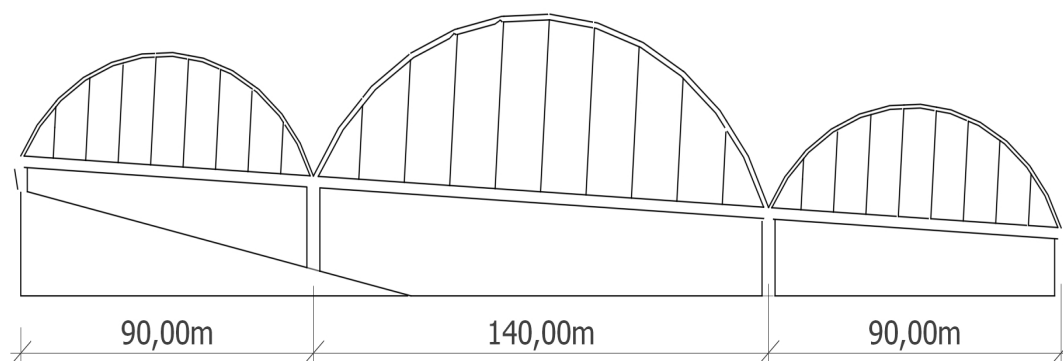
4.3.3 Motivering till konceptets utformning

Snedkabelbron anses ha en tilltalande design samt framhäva omgivningen. Den utformas med två pylonpar för att minska användningen av området under bron och för att tillföra symmetri. Pylonernas formgivning valdes för att framhäva estetiken. Solfjädersystemet används på grund av att det är ett mer elegant och materialeffektivare system än harpsystemet. Eftersom hela brobanan produceras i stål ger detta möjligheten till ett smalt tvärsnitt vilket förhöjer bron estetiska uttryck.

4.4 Koncept 4 – Bro med tre fritt upplagda bågar

Ett ytterligare koncept som anses lämpligt är en bågbro med tre spann där varje spann utgörs av en fritt upplagd bågbro med dragband. Brons mittspann uppmäter 140 meter medan sidospannen är 90 meter (se figur 4.5). Bågarna utförs i betong med ett rektangulärt tvärsnitt och vertikala dragstag i stål ansluts i bågen för att bära upp brobanan. Pelarna består av betong och har en cirkulär form. Brobanans tvärsnitt utgörs av ett antal längsgående I-balkar vilka fungerar som dragband.

Höjden hos bågarna motsvarar ungefär en tredjedel av deras utbredning i längdriktning vilket ger bågar med en pilhöjd på 30 meter respektive drygt 45 meter. Bågarna löper parallellt på vardera sida om brobanan och kopplas samman med tvärgående balkar för att ge ökad sidostyvhet.



Figur 4.5. Koncept 4 – Bro med tre fritt upplagda bågar.

4.4.1 Produktion

Vid produktion av bågbrokonceptet kommer tillfälliga stöd att användas för att hålla upp gjutformen medan bågen gjuts. Arbetet fortsätter med att dragbandet som består av ett antal I-balkar levereras i segment om 20 meter vilka lyfts upp på stöden och fästs i bågen. Stagen fästs direkt i dragbanden eftersom de också agerar huvudbalkar. Alla prefabricerade betongelement kommer att lyftas på plats.

4.4.2 Inspektioner och underhåll

De dragna stålbalkarna i brobanan måste inspekteras regelbundet mot korrosionsangrepp. Betong- och stålelementen undersöks enligt kapitlet om underhåll av stålbroar (se kap. 3.4). Bågens höjd är problematisk och kan utgöra en arbetsrisk vid inspektion och eventuellt underhåll. Höjden ställer höga krav på lyftanordning och säkerhetsutrustning. Konstruktionen har många upplag som riskerar att behöva bytas ut vilket medför fler inspektioner. Ett sådant ingrepp skulle bli besvärligt och riskabelt på grund av bågens storlek och vikt.

4.4.3 Motivering till konceptets utformning

Bågbrokonceptet utformas med tre bågar då ett förslag med endast en båge visade sig medföra en pilhöjd på cirka 100 meter. Ytterbågarna är mindre än mittbågen för att ge intryck av en mjuk form samt att symmetrin var ett önskemål från beställaren. Betongens höga tryckkraftskapacitet och energieffektivitet gör att detta material väljs i bågarna istället för stål. För att få en smal och slimmad effekt gjuts bågarna i rektangulära tvärsnitt med aningen större höjd än bredd, vilket är tänkt att tilltala trafikanterna på bron.

Stagen vilka går mellan bågen och farbanan är av stål då dessa utsätts för dragkrafter och placeras vertikalt så att materialet utnyttjas på ett effektivt sätt. Pelarna konstrueras runda och placeras i par för att förenkla produktionen. Bågarna med dragband placeras fritt upplagda ovanpå pelarna då grundläggningen begränsar möjligheten att ta upp horisontella krafter. Stålbalkarna fungerar både som balkar och dragband till den tryckta betongbågen.

5 Urvalsprocess

För att kunna välja ett slutligt koncept har ett antal kriterier formulerats vilka anses viktiga att uppfylla. Med utgångspunkt från dessa kriterier har en viktning gjorts där varje kriterium har jämförts och ett betyg har tilldelats. Vidare har en urvalsmatrix upprättats vilken tillsammans med viktningensresultaten har använts för att ta fram det slutliga konceptet. Då uppfattningar inom gruppen varit delade har betygen avvägts för att resultatet skall spegla samtliga medlemmars ståndpunkter. I detta avsnitt presenteras kriterierna och resultat från urvalet.

5.1 Utvärderingskriterier

De viktigaste aspekterna vid val av koncept avser utformning, produktion och underhåll. Följande kriterier skall uppfyllas av samtliga koncept.

5.1.1 Design

Att bron är estetiskt tilltalande anses vara ett viktigt kriterium. Broar som värderas högt anses därmed vara exempel på byggnadsverk med god utformning. Detta kriterium är subjektivt och grundar sig i gruppens egna åsikter. Det är därför troligt att utomstående personer har andra åsikter om hur bronns estetik värdesätts.

5.1.2 Innovation

Ett koncept med en innovativ lösning framhäver nytänkande gällande utformning och bärande struktur. Broar där kraftspel konstruerats på ett mer kreativt sätt värderas på så sätt högre än mer traditionella lösningar.

5.1.3 Harmoni med omgivningen

Det estetiska intrycket beror delvis på design men även på hur bron står i harmoni med omgivningen. Beroende på om landskapet är kuperat eller flackt kan olika broar uppfattas passa in mer eller mindre bra i omgivningen.

5.1.4 Produktionstid

Det finns en stark koppling mellan produktionstid och ekonomi i ett byggprojekt. Kriteriet syftar till att värdesätta denna korrelation vilket således innebär att broar med kort byggnationstid erhåller högre poäng än broar med en mer omfattande process.

5.1.5 Produktionsmetod

Broar fordrar olika typer av produktionsmetoder beroende på att utformning och svårighetsgrad varierar. Avancerade metoder ställer högre krav på utförarens kunskap och de material som fordras för att uppföra bron. En enkel process är fördelaktig då priset blir lägre och ställer lägre krav på kunskap.

5.1.6 Materialanvändning

Kriteriet avser vikten av smart användning av material och materialval med hänsyn till miljöpåverkan. Det innebär att konstruktioner vilka utnyttjar materialens egenskaper effektivt och som inte har större inverkan på miljön gynnas. I kriteriet beaktas även material som används under byggskedet.

5.1.7 Transportlogistik

En viktig del vid produktion som även har ekonomisk betydelse är en smidig, enkel och välplanerad transport. En enkel transportlogistik medför en billigare och smidigare byggprocess. Vid få, alternativt enkla transporter av produktionsmaterial värderas konceptet högre.

5.1.8 Beständighet

Broar bryts ned olika fort beroende på materialval och konstruktionens utformning vilket innebär att omfattningen av reparationer samt ekonomiska åtgärder varierar. Broar med högt betyg fordrar mindre underhållsarbete än en bro med lågt betyg.

5.1.9 Inspektion

Kriteriet syftar till hur mycket arbete som krävs för att säkerställa att bron uppfyller förvaltningsplanen. Inspektioner med svåra moment och som innefattar ett stort antal undersökningspunkter innebär ökad risk för att skador inte upptäcks. Alltså värderas broar som kan inspekteras med relativt enkla metoder och utan större insatser högt.

5.2 Resultat av urvalsprocess

Som tabell 5.1 visar har kriterierna i tur och ordning viktats mot varandra med hjälp av poängsystemet 1-3 där betyg 1 avser ett kriterium med mindre betydelse och betyg 3 större betydelse. Vid de fall då utvärderingskriterierna anses väga lika tungt har båda tilldelats betyg 2. Resultatet och poängfördelningen av viktningssprocessen rangordnar kriterierna med en procentsats utefter hur de prioriterats. Procentsatserna för respektive kriterium ligger i sin tur till grund för de slutliga poängen i urvalsmatrisen.

Tabell 5.5.1. Resultat från viktningssprocessen där kategorierna utformning och produktion anses ha störst betydelse vid urval av slutligt koncept.

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	ΣP	Viktn.
Utformning	1 Design		3	2	3	3	3	2	3	3	22	15,3 %
	2 Harmoni med omgivningen	1		1	3	3	2	2	3	3	18	12,5 %
	3 Innovation	2	3		3	3	2	3	3	3	22	15,3 %
Produktion	4 Produktionstid	1	1	1		2	1	1	2	3	12	8,3 %
	5 Transportlogistik	1	1	1	2		1	1	1	2	10	6,9 %
	6 Materialanvändning	1	2	2	3	3		2	2	3	18	12,5 %
	7 Produktionsmetod	2	2	1	3	3	2		2	2	17	11,8 %
Underhåll	8 Beständighet	1	1	1	2	3	2	2		3	15	10,4 %
	9 Inspektion	1	1	1	1	2	1	2	1		10	6,9 %

Nedan redovisas resultatet av den genomförda urvalsprocessen i tabell 5.2. Här har poängen fördelats utefter hur väl varje koncept uppfyller respektive kriterium. Om ett koncept får poäng 1 innebär det att konceptet precis uppfyller det ställda utvärderingskriteriet medan poäng 4 tilldelas de förslag som bäst uppfyller kriteriet. Därefter följer en utvärdering av kriterier med liknande poängresultat.

Tabell 5.5.2. Det slutliga konceptet har tagits fram genom en urvalsprocess som illustreras av matrisen ovan. Tabellen visar att koncept 3 fick högst poäng.

		Koncept 1	Koncept 2	Koncept 3	Koncept 4	Viktn.
Utformning	1 Design	1	1	4	3	15,3 %
	2 Harmoni med omgivningen	2	2	3	4	12,5 %
	3 Innovation	1	1	4	3	15,3 %
Produktion	4 Produktionstid	2	3	1	1	8,3 %
	5 Transportlogistik	4	2	2	1	6,9 %
	6 Materialanvändning	2	4	2	2	12,5 %
	7 Produktionsmetod	4	3	1	2	11,8 %
Underhåll	8 Beständighet	3	3	2	2	10,4 %
	9 Inspektion	4	3	1	2	6,9 %
Σ		2,31	2,32	2,47	2,40	

5.3 Analys av resultat

Resultatet från tabell 5.2 visar att två koncept har fått snarlika poäng och vidare krävs en diskussion där koncepten analyseras noggrannare vid urval av slutligt koncept. De kriterier som anses väga tyngst kommer därför att jämföras med de två koncept som erhållit högst poäng för att säkerställa att förslaget med högst poäng bör vinna.

Vid val av koncept har vikt lagts på utformning där design och innovation har högst viktningspoäng. Även materialanvändning och harmoni med omgivningen anses vara viktiga kriterier vid framtagning av slutligt brokoncept. De två koncept som har fått högst slutpoäng i urvalsprocessen är snedkabelbron och bågbron med dragband. Vid jämförelse med respektive kriterium kan slutsats dras att koncepten skiljer sig marginellt i poäng. Dock har snedkabelbron fått högre poäng i design och innovation, kriterier som ansågs viktigast. Detta innebär att resultatet från urvalsmatrisen kvarstår och snedkabelbron blir det slutliga konceptet som kommer att vidareutvecklas och preliminärdimensioneras.

Ytterligare en aspekt som har påverkat slutligt val av brokoncept är intresset för att vidareutveckla och dimensionera ett stilrent och snyggt koncept av avancerad karaktär. Detta skulle vara en utmaning för gruppen och ge en djupare förståelse för liknande problem.

6 Det slutliga konceptet

En snedkabelbro med två pyloner och tre spann utsågs till det vinnande konceptet. Huvudspannet är 160 meter långt och de två sidospannen har spännvidden 80 meter vardera. Nedan presenteras en mer detaljerad beskrivning av utformning och produktionsmetod. Kapitlet belyser även de viktigaste tekniska lösningarna samt hur en eventuell ökning av trafiklast bör hanteras.

6.1 Utformning

Nedan följer en detaljerad beskrivning av bronns utseende och utformning med fokus på bärande konstruktionsdelar.

6.1.1 Pyloner

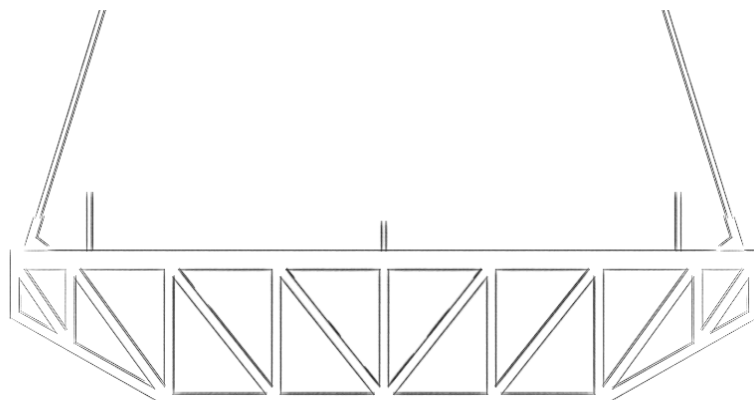
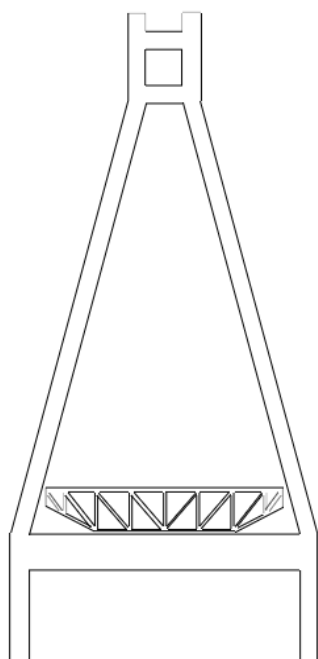
Pylonernas utformning har utvecklats från den ursprungliga triangulära formen till ett mer estetiskt och geotekniskt anpassat utseende (se figur 6.1). Från marken och upp till brobanan går pylonerna vertikalt och stabiliseras med en tvärgående balk. Pylonparen förbinds i övrigt med tvärbalkar placerade i toppen av pylonen. Med denna utformning undviks även horisontella krafter i grundläggningen. Tvärsnittet kommer att smalna av i takt med pylonens höjd vilket gör att pylonen ger ett smäckrare intryck.

Den totala höjden på pylonerna uppskattas att bli 72 meter varav 17 meter från marken upp till brobanan. Höjden bestäms exakt under dimensioneringsprocessens gång. Stora tryckpåfrestningar i pylonerna medför att armerad högpresterande betong kommer att användas. Av produktions-skäl utformas pylonernas tvärsnitt rektangulärt.

6.1.2 Brobana

Brobana är utsatt för olika typer av laster vilka bör beaktas vid dimensioneringen. För att klara dessa laster används ett sexkantigt ståltvärsnitt med ett invändigt fackverk som placeras med jämna intervall i bronns längdriktning (se figur 6.2). Valet av stål som material innebär att konstruktionen blir lätt och mindre material krävs. Följaktligen minskar även egentyngheten.

Tvärsnittet skall utformas med hänsyn till de förvaltningsrutiner som föreligger. Det innebär att en inspektör skall ha möjlighet att röra sig förhållandevis fritt inuti stålkonstruktionen. Alltså får inte lådans konstruktionshöjd vara alltför liten eller fackverket vara utformat så att viktiga detaljer inte kan undersökas.

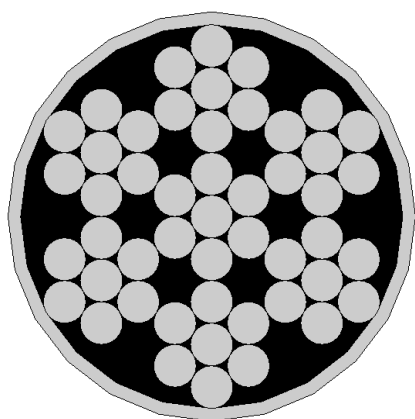


Figur 6.2. Förslag till pylonens utformning sett från vy i tvärled.

Figur 6.1. Brobana med sexkantigt tvärsnitt.

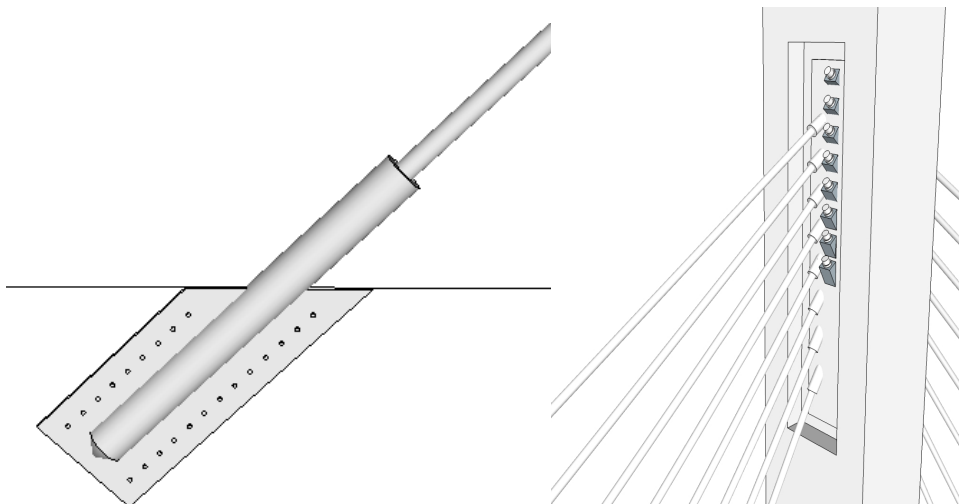
6.1.3 Kabelsystem och förankringar

Kabelsystemet sammankopplas i toppen av pylonerna i ett solfjäderssystem. Kablarna utgörs av tvinnade stålvajrar inneslutna i ett vaxlager med ett skyddande ytterhölje av polyeten (se figur 6.3). Vaxet uppfyller, liksom ytterhöljet, funktionen att skydda vajrarna mot korrosion.



Figur 6.3. Förslag till utformning av kabeltvärsnitt där de runda ljusgrå partierna symboliserar stålvajrar.

Förankring av kablarna i brobanan sker i stålrör vilka är fästa i liveken av den sexkantiga tvärsnittsprofilen med skruvförband (se figur 6.4). För att förbinda kablarna i pylonen dras de genom betongkonstruktionen och fästs på motsatt sida mot en tryckfördelningsplatta i stål (se figur 6.5). Kablar från motstående sidor överlappar varandra vilket medför att de tryckförankras i betongpylonen. Infästningen utformas för att möjliggöra kontroll av spännkrafter i kablarna. Dessutom skall kablarna kunna efterspännas om så krävs (Svensson, 2012).



Figur 6.4. Principskiss på kabelinfästning i brobana. Figur 6.5. Förslag till kabelinfästning i pylon.

Kablar och förankringar måste enligt Trafikverkets krav vara utbytbara då de ingående komponenterna löper risk för korrosion samt stålutmattning (se kap. 3.4.2). Vidare utformas både kablar och kabelförankringar så att de är vattentäta. Dessutom skall kabelsystemet skyddas mot skador vid eventuell påkörning upp till minst två meter över brobanan (Trafikverket, 2011b). I syfte att förhindra denna typ av skador monteras broräcken. Då kabelsystemet delvis sträcker över farbanan finns en potentiell risk för uppkomst av istappar på kablarna vilka kan falla ned på körfälten. Problemet kan dock åtgärdas genom att installera värmeslingor i kablarna.

6.2 Detaljerad produktionsgång

Produktionen inleds med grundläggning av pålar i betong enligt de geotekniska förutsättningarna, varpå betongfundament gjuts. Efter härdning påbörjas arbetet med pylonerna, vilka tillverkas med hjälp av klätterformsgjutning för att minska antalet tillfälliga konstruktioner. Parallellt med produktion av pylonerna kommer tvärbalkar att gjas och placeras mellan pylonparet med syfte att ge ökad stabilitet. Under samma tidsperiod gjuts även landfästen. Då betongen har härdat installeras brolager samt övergångskonstruktioner.

Brobanan levereras i flertalet mindre segment vilka svetsas samman på plats för att sedan lyftas med kran till tillfälliga ställningar. Vidare placeras brobanan på den nedre tvärbalken och fästs i kablarna vilket gör att en balanserad konsolmetod inte anses vara en lämplig produktionsmetod. Ställningen behålls tills nästa del av brobanan har förankrats i kablarna och med skruvförband sammanfogats med den tidigare förankrade delen av bron.

Byggnation av brobanan bör ske symmetriskt från pylonen för att minska risk för snedbelastning. En kritisk punkt som bör beaktas under produktion av brobanan är påverkan av vindlast vilken kan vara en stor påfrestning på pylonerna då bron delvis är instabil fram till färdigställandet. Vid avslutad produktion av brobanan inleds beläggningsarbete samt installation av räcken, belysning och avrinningsystem för dagvatten.

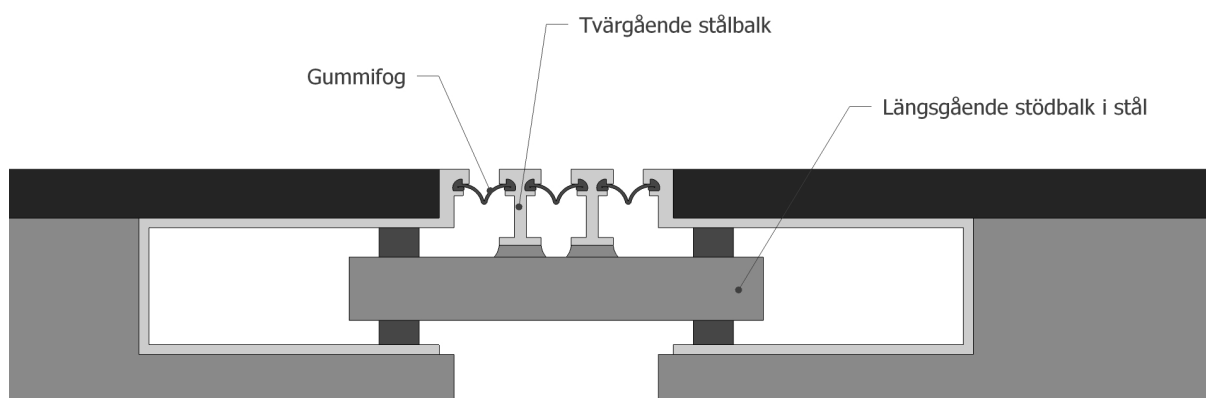
6.3 Brodetaljer

Förutom de bärande konstruktionerna finns andra delar som är viktiga att tänka på vid brokonstruktionen, nämligen brodetaljer. Exempel på brodetaljer är övergångskonstruktioner och brolager. Vidare kommer detta kapitel även att behandla införandet av räcken samt dagvattenlösningar.

6.3.1 Övergångskonstruktioner

Syftet med övergångskonstruktioner är att överbrygga diskontinuiteter i brobanan vid exempelvis ändupplag eller mellan två fritt upplagda konstruktionsdelar. Den projekterade bron kommer att utrustas med två övergångskonstruktioner, en vid vardera landfäste.

En överslagsberäkning visar att brobanans totala längdutvidgning uppgår till 245 mm vid 50 grader Kelvin temperaturdifferens vilket innebär att varje övergångskonstruktion måste hantera förskjutningar uppemot 185 mm (se bilaga 5.4). Då enspaltsfogar har en maximal förskjutningskapacitet på 90 millimeter är flerspaltfogar ett lämpligare alternativ (Skanska, 2013). Flerspaltfogarna utgörs av tvärgående stålbalkar vars syfte är att fördela förskjutningen mellan flera fogar. Mellan dessa balkar fästs bandprofiler i gummi för att förhindra vatten och smuts från att ta sig in i konstruktionen (se figur 6.6).



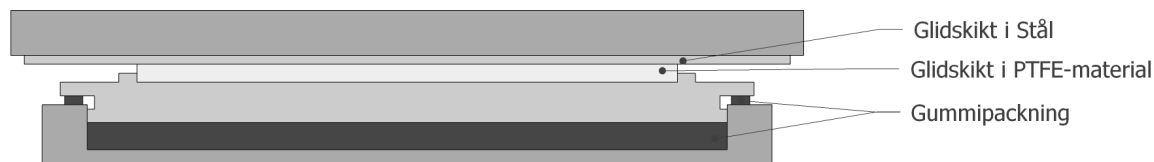
Figur 6.6. Övergångskonstruktion – flerspaltfog.

Broelement som ansluter till övergångskonstruktionen skall vara styrda i sidled och tillåts endast rörelse längsmed brobanan (Trafikverket, 2011b). Vidare skall övergångskonstruktionerna vara dimensionerade för samma laster som övriga delar av bron. Fogar skall även utformas så att gummielement är utbytbara.

I bruksstadiet utsätts övergångskonstruktioner för många typer av laster såsom trafiklast, solstrålning, temperaturskillnader och vägsaltning. Trafikverket redogör för ett antal element som bör kontrolleras. Tätprofilen får inte vara utsatt för läckage och bör vara fri från smuts. Dessutom måste denna och fogmassan undersökas så att de är rätt placerade. Övergångskonstruktionen måste vara rätt inställd vilket kontrolleras genom att öppningen mäts och sedan jämförs med aktuell lufttemperatur. Om mätningen avviker alltför mycket kan det vara ett tecken på stöddeformationer.

6.3.2 Brolager

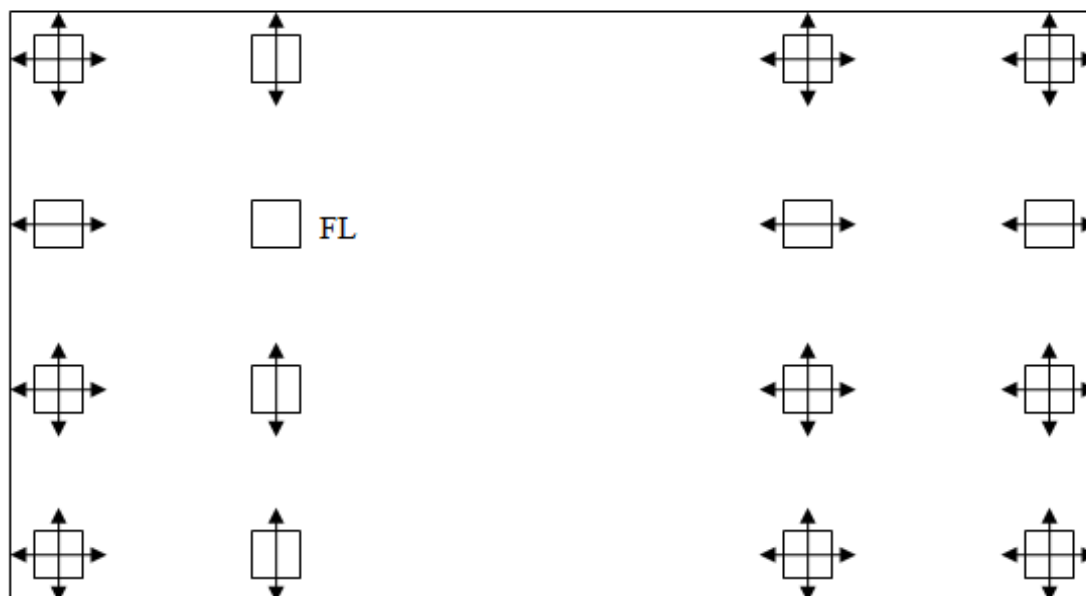
Brolager är en konstruktion vars syfte är att föra ner laster från brobanan till stöden och tillåta de rörelser i brobanan, vilka uppstår till följd av externa faktorer såsom bromskraft och temperaturskillnader. Enligt den tekniska beskrivningen skall topflager användas vilket förenklat sett är ett lager med två skivor som tillåter horisontella rörelser gentemot varandra (se figur 6.7).



Figur 6.7. Brolager – Allsidigt rörligt topflager.

Brolager av stål riskerar liksom stålkonstruktioner i allmänhet att korrodera. Långt gången korrosion kan leda till att brolagren mister sin funktion och i förlängningen riskeras ökad och ojämn belastningen på bron. Brolagrens inställning bör jämföras med rådande temperaturförhållanden för att säkerställa fortsatt god funktion och beständighet. Det är rimligt att anta att brolagrens livslängd understiger brons och därmed kommer att vara i behov av reparation eller ersättning.

Varje pylon eller landfäste kommer att förses med fyra lager som hanterar förskjutningar och utvidgning av brobanan. Av totalt 16 brolager är nio ensidigt rörliga, sex allsidigt rörliga och ett lager är fast. På så sätt kommer inga tvångskrafter uppstå till följd av stora temperaturdifferenser. Det långa avståndet mellan det fasta lagret och brons östra ände kan leda till rörelser på upp till 185 mm (se bilaga 5.4). Horisontella laster i körriktningen upptas av upplagen vid den västra pylonen. Laster vinkelrätt brobanan exempelvis vindlast tas upp av fyra brolager vilka placeras ut vid pylonen och landfästen enligt figur 6.8 nedan.



Figur 6.8. Beskriver upplagens rörelsefrihet där pilarna motsvarar den fria riktningen. Bilden är sedd uppifrån där höger sida representerar öster och vänster sida motsvarar väster.

6.3.3 Svetsförband

Svetsarbetet blir omfattande på grund av det stora antalet svetsar som fordras och därmed är det viktigt att beakta eventuella risker som detta medför. Svetsarnas hållfasthet är oftast högre än omgivande stålkonstruktioner och är således bra på att ta upp laster (Chen & Duan, 2000). Vid svetsning bör dock de spänningar som uppstår samt krympning av svetsen beaktas. Krympning kan leda till stora spänningar vilka kan riskera sprickbildning och deformation av kringliggande element.

Enligt Trafikverket skall en rad bestämmelser följas vid svetsning. Bland annat skall bärande balkskarvar i stål fogas ihop med stumsvetsar. Vidare skall även förbandet mellan liv och underfläns i huvudbalkar stumsvetsas (Trafikverket, 2011b).

6.3.4 Skruvförband

Skruvförband kommer att användas för att fästa ihop brodelarna på de ställen där svetsning inte lämpar sig och för att möjliggöra att delar smidigare kan bytas ut. Då brodelarna monteras i sitt slutliga läge kan skruvförband föredras eftersom svetsning inte kan utföras med samma effektivitet på byggplatsen som i fabrik (BE Group, 2010). Även kabelinfästningarna förankras i stålbrobanan med skruvförband.

Förbanden riskerar att utsättas för olika typer av skador vid överbelastning (Ryall, 2001). För stora skjuvkrafter kan leda till brott i skruv eller mutter. Skruven kan även brista på grund av stora dragkrafter och materialet runt skruven kan gå sönder genom olika typer av hålkantsbrott. Lätt skadade förband kan likväl vara funktionella och därmed är reparationer inte alltid nödvändigt. Vid större skador kan det dock vara nödvändigt att byta ut defekta plåtar och skruvar.

6.3.5 Omhändertagande av dagvatten

Ytavlopp placeras utefter ytterkanterna av brobanan med uppgift att föra bort dagvatten som ansamlas på vägbanan. Vattnet leds vidare till stuprör som löper utmed sidan alternativt undersidan av brobanan och följer profillutningen. Stuprören viker av vid pyloner och ändupplag för att transportera vattnet ned till marknivå. Slutligen mynnar avloppen ut i befintliga diken eller naturliga recipienter.

6.3.6 Broräcken

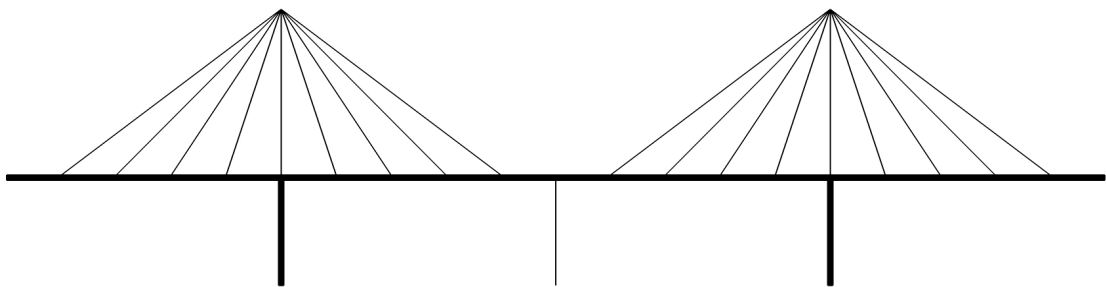
Broräcken till snedkabelbroar skall vara av typen med rörprofilerade nav- och toppföljare och följa krav enligt TRVK bro (Trafikverket, 2011b). För att skydda objekt utanför räcket såsom pyloner och kabelinfästningar kommer ett säkerhetsavstånd att erfordras för vägräcket. Avståndet benämns som arbetsbredd och fastställs i dimensioneringsskedet. Brons mitträcke utformas som ett linräcke enligt förutsättningarna.

6.4 Åtgärder vid ökad trafiklast

Ju mer trafiken ökar desto större last kommer att påverka bron, så kallad trafiklast. Vid dimensionering är det därför viktigt att förstärkningsåtgärder tas i beaktning för att bron skall kunna utnyttjas hela sin livslängd. En ökad trafiklast skulle innebära att bron bärande element måste tåla en större påfrestning än tidigare. De förstärkningsåtgärder som behövs berör framförallt pyloner, kablar och brobana.

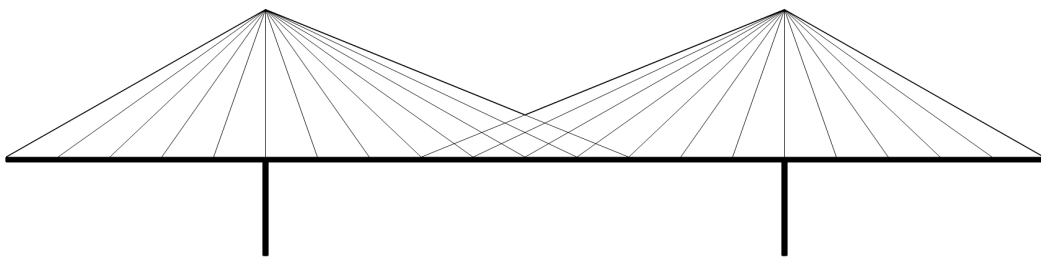
Pylonernas kapacitet kan ökas genom att böjstyvheten förbättras som medför att momentpåfrestningarna blir mindre och därmed tryckkraftskapaciteten ökar. Nedan redogörs för rimliga lösningar (Svensson, 2012).

1. Ett mellanliggande stöd i huvudspannet kopplas till brobanan enligt figur 6.9. Stödet blir dragbelastat när sidospannen vill böja ned och mittspannet böja upp. Lösningen innebär emellertid att en del av estetiken förloras eftersom mycket av designvärdet ligger i de stora spännvidderna och troligen inte den lösning som väljs i första hand.



Figur 6.9. Mellanliggande stöd som kopplats till brobanan i huvudspannet.

2. Kablarnas spännvidd ökas vilket medför att de längsta kablarna kommer att gå omlott med varandra enligt figur 6.10. Åtgärden innebär dock att balkdelen i mitten av huvudspannet blir särskilt tryckbelastad och behöver förstärkas.



Figur 6.10. Kablarna förlängs vilket medför att de går omlott i mitten av brobanan.

Brobanan behöver förstärkas med hänsyn till den ökade belastningen. Normalkraften i brobanans körriktning och de transversella påfrestningarna på fackverket kommer att öka när kraften i kablarna blir större. För att klara de ökade tryckspänningarna krävs dels att stålets tvärsnittsarea är tillräcklig men också att konstruktionen är styv och inte bucklar. Det senare problemet åtgärdas med hjälp av avstyvningar.

7 Dimensioneringsförutsättningar

Efter genomförd förstudie påbörjas en dimensioneringsprocess för att ge preliminära dimensioner av bron. Till grund för processen finns förstudien tillsammans med de laster som påverkar bron och anses ha stor inverkan på konstruktionen. Samtliga beräkningar innebär iterativa processer där mått för varje element antas för att sedan ändras tills önskat resultat uppnås.

7.1 Lastförutsättningar

De laster som beaktas vid dimensioneringen av det bärande systemet är egentygnd, trafiklast, vindlast och bromslast. Egentygnd och trafiklast överförs till pylonerna med hjälp av kablarna för att sedan föras vidare ned till grunden. Mellan pylonernas tvärbalkar och brobanan samt vid ändupplagen placeras totalt 16 brolager. Dessa förhindrar oönskade rörelser av bron men tillåter samtidigt temperaturutvidgningar utan att skapa tvångskrafter emellan dem. Vindlasten kommer att belasta både vägbanan, kablarna och pylonerna. Bromslasten har inverkan på pylonerna och kommer att tas i beaktning vid dimensionering av dessa. Dock antas lasten endast verka i brons längdriktning.

Bron har en lutning på 5 % och en kurvradie på ungefär 1300 meter. Lutningen medför ökade bromskrafter i nedförsbacke och kurvradien skapar en centripetalkraft som bidrar till krafter i horisontalled. Hänsyn till detta kommer ej att beaktas vid beräkningar utan bron antas vara rak både i vertikal- och horisontalled.

7.2 Allmänna förutsättningar

Brobanans slutliga bredd ökas från de 21,5 meter, som är bredden på motorvägen, till 26 meter. Detta görs dels för att få plats med kabelinfästningar och skapa ett säkerhetsavstånd mellan kablarna och fordonen men också för att pylonerna inte skall göra intrång på vägområdet. Säkerhetsavståndet krävs eftersom kablarna lutar inåt mot mitten av bron och högre lastbilsfordon som kör i yttersta filerna ej skall riskera att kollidera med kablarna. Då pylonerna har en flackare lutning än kablarna i tvärled ger detta en längre tvärbalk vilket i sin tur bidrar till en bredare bro.

Vid dimensionering utformas brobanan liksom pylonerna som balkelement medan kablarna modelleras som stänger. Sammankopplingen mellan brobanan och pylonen skall fungera som en led och därför adderas en rotationsfrihetsgrad. Endast hälften av kablarna är synliga i beräkningsmodellerna i kommande kapitel och därför representerar varje kabel i figuren totalt två stycken kablar. Detta är viktigt att tänka på när spänningen i kablarna analyseras.

Egentygnden modelleras på samma sätt för samtliga MATLAB-modeller. För horisontella element placeras en utbredd transversell last. För vertikala element används istället axiella laster verkande nedåt. Element med utbredning både i vertikal och horisontell riktning erfordrar en kombination av transversell och axiell last. De två lasterna ger upphov till en horisontell och en vertikal komponent där de horisontella komponenterna antas ta ut varandra medan de vertikala utgör egentygnden.

Anslutningar mellan element ses som fasta vilket innebär att förband antas ha ett styvt verknings sätt. Detta är ett antagande som inte kommer påverka dimensioneringen märkvärdigt då felmarginalerna är små. Vidare ska inte detta förväxlas med randvillkor och låsta noder, vilka kommer redogöras för i respektive beräkningsmodell.

7.3 Beräkningsgång

Varje element kommer att dimensioneras var för sig för att tillsammans ge en komplett bild av bron. Beräkningarna består av framtagning av dimensionerande laster, snittkraftsberäkningar i MATLAB och dimensionering av brons komponenter vilka huvudsakligen beräknas i Mathcad.

Dimensionerna kommer att beräknas efter villkor och krav i brottgränstillstånd och därefter kontrolleras så att krav i bruksgränstillstånd uppnås. Brodimensionerna kommer systematiskt att itereras fram eftersom villkoren ändras under processens gång. Vissa ytterligare förenklingar kommer att genomföras för att beräkningarna skall bli genomförbara på en rimlig nivå, dessa redogörs för under respektive kapitel.

8 Utveckling av laster

Snedkabelbron utsätts för permanenta och variabla laster samt olyckslaster. De permanenta lasterna uppskattas ha konstant varaktighet och kan exempelvis vara bronns egentyngd. Variabla laster är sådana som ändras med förhållandena runt bron såsom vindlaster och bromslaster. Olyckslast är en oförutsägbar last som kan inträffa plötsligt, exempelvis en påkörning. I beräkningsprocessen har olyckslasten försumrats för att förenkla beräkningens omfattning. I detta avsnitt presenteras de permanenta och variabla laster som kan påverka bron.

8.1 Dimensionerande laster

De laster som tas hänsyn till vid beräkning är de dimensionerande lasterna. Avgränsningarna bygger på hur stor påverkan lasterna har på konstruktionen samt möjligheten att genomföra beräkningarna på en acceptabel nivå utan att få för stora felmarginaler.

8.1.1 Egentyngd

Egentyngden är en permanent bunden last som verkar vertikalt på alla delar av bron. Brobanans egentyngd bärs huvudsakligen av pylonerna via kablarna som tillsammans med pylonernas egentyngd förs axiellt ner i grundläggningen. Lasten anges i de flesta fall med ett karaktäristiskt värde som beräknas med hjälp av materielens tungheter samt angivna mått. Den karaktäristiska tungheten för materialen har angetts enligt de medelvärden som finns angivna i Eurocode SS-EN 1991-1-1.

Genomförda beräkningar bygger på följande tungheter vilka är hämtade ur tabell A.1 och A.4 i SS-EN 1991-1-1.

$$\gamma_{\text{stål}} = 77 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{betong}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Egentyngden bör vid lastkombinationer innefatta tyngden av bärverket samt icke bärande delar vilka omfattas av bland annat skyddsräcken, broutrustning samt vägbeläggningar. Om egentyngden planeras att förändras under bronns livslängd, genom tillägg eller borttagning av konstruktionsdelar skall de värsta lastfallen beaktas vid dimensionering. Beräkning av egentyngd finns i bilaga 5.1.

8.1.1.1 Beläggning och överfyllnad

Asfaltsbeläggningen och överfyllnaden är permanenta laster vilka verkar vertikalt utmed hela brobanan. Storleken på lasten beräknas enligt den rekommenderade tjockleken för asfaltsbeläggningar för broar. Lasten bärs genom att tyngden fördelas utmed lådbalken till kablarna varpå dessa bär lasten till pylonerna.

Följande tungheter gäller vid dimensionering och är hämtade ur TRVK Bro 11:

$$\gamma_{\text{beläggning}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{överfyllnad}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

8.1.1.2 Skyddsräcken

För att skydda kabelinfästningar och pyloner krävs skyddsräcken längsmed bron. Räcken antas vara inkluderade i egentyngden enligt Eurocode SS-EN 1991-1-1. Räckena är givna ett fast värde på 0,5 kN/m, vilket adderas till beräkningen av egentyngd.

8.1.2 Trafiklast

Trafiklast är en variabel last som verkar vertikalt på bron och bärs upp på samma sätt som egentynghden. Vid dimensionering av vägbroar tas trafiklasten fram efter anvisningar enligt Eurocode SS-EN 1991-2 vilka avser den största lasten som bron sannolikt skulle kunna utsättas för. Anvisningarna bygger på förenklade antaganden om trafikens storlek och är översatta till lastmodeller. I denna rapport har lastmodell 1 (LM1) använts vilken avser två delsystem, en boggilast och en utbredd last.

Boggilasten som består av två axellaster med tyngden Q_k utgör tillsammans med den utbredda lasten q_k den trafiklast som belastar bron i tvärled. Enligt LM1 skall antalet lastfält som kan fördelas över bronns bredd beräknas och placeras ut så att värsta lastfallet uppstår. Lastfält 1 har störst last då detta lastfält innehåller maximal axellast samt störst utbredd last medan återstående yta (se tabell 8.1) enbart har en reducerad utbredd last.

Tabell 8.1. Tabellen visar storlek på trafiklasterna som gäller för lastmodell 1.

LM1	Axellast TS	Utbredd fillast	Svenska förhållanden			
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{Qi}	α_{qi}	$Q_{ki} \times \alpha_{Qi}$ [kN]	$q_{ik} \times \alpha_{qi}$ [kN]
Lastfält 1	300	9	0,9	0,8	270=P	7,2=p
Lastfält 2	200	2,5	0,9	1	180=2P/3	2,5=p/2,88
Lastfält 3	100	2,5	0	1	0	2,5
Återstående yta	0	2,5	0	1	0	2,5

I aktuella beräkningar är brobredden 26 meter med permanenta skyddsanordningar i mitten samt på ytterkanterna av bron vilket innebär att varje körriktning behandlas separat. Den slutliga last som erhålls för en körriktning placeras lika på motsatta körfält. Om mitträcket antas vara 0,5 meter brett och de yttre räckena placeras 2,25 meter från kantbalken utgörs den slutliga brobredden w av 10,5 meter per körriktning. Detta innebär tre lastfält på vardera 3 meters bredd och ett återstående lastfält på 1,5 meter (se figur 8.1).

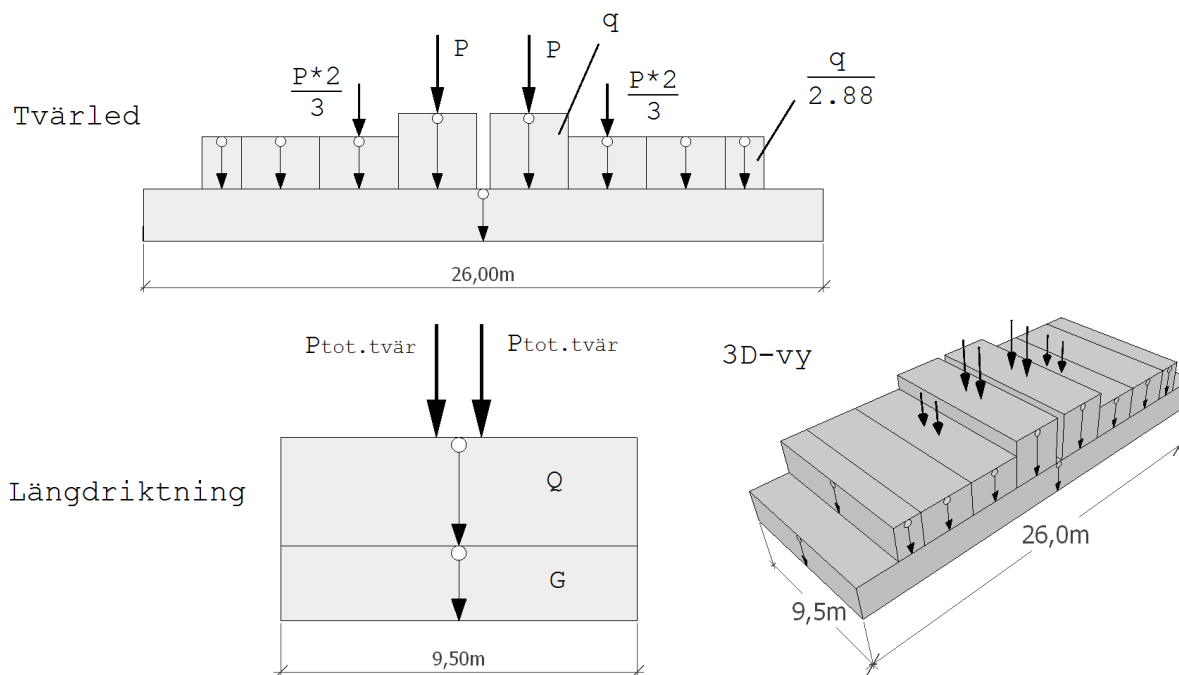


Figur 8.1. Lastfältsfördelning i tvärled enligt lastmodell 1 för en körriktning.

För att kunna etablera trafiklasterna i bron längdriktning vid dimensionering av pyloner och brobana krävs en omräkning av lasterna i tvärled. Figur 8.2 visar lasterna i tvärled, i längdriktningen samt i en 3D-vy och i bilaga 5.6 förtydligas lastomvandlingen med beräkningar. Då egentytningen är konstant över hela bron räknas den som en utbredd last i bron längdriktning enligt bilaga 5.1.

Axellasterna består av två punktlaster efter varandra på fyra av bron lastfält. Fyra av punktlasterna har storleken 270 kN och de övriga fyra 180 kN. Samtliga punktlaster visas i 3D-vyn i figuren. Axellasterna summeras för varje rad till två totala punktlaster med 1,2 meters mellanrum. Dessa punktlaster betecknas i figuren som $P_{tot.tvär}$ och gäller för last i bron längdriktning och har storleken 900 kN vardera.

Den utbredda lasten q och $q/2.88$ (betecknas p i tabell 3) är angiven som en ytlast i tvärled och multipliceras med bredden för respektive lastfält till en total utbredd trafiklinjelast Q , se bild "Längdriktning" i figur 8.2. Storleken på den utbredda trafiklasten är 80,7 kN/m i bron längdriktning.



Figur 8.2. Lastomvandling för trafiklaster från tvärriktning till längdriktning. Omvandlingen kommer senare att utnyttjas i beräkningar vid dimensionering av bron olika komponenter.

8.1.3 Vindlast

Vindlast är en vanligt förekommande variabel last som uppkommer till följd av det tryck som en konstruktion utsätts för av en påliggande vind. Vindlasten ökar med höjden över markytan och dess storlek är beroende av såväl exponerad area samt formen hos objektet som angrips. Normalt förfarande vid dimensionering av en snedkabelbro är att utföra en vindanalys av en modell av bron följt av turbulens- och svängningsberäkningar. En vindanalys innebär ofta att ett vindtunneltest utförs där modellen utsätts för exempelvis vind med mycket hög hastighet, terrängtester samt analyser i gränsskiktstunnlar för att få resultat till både förstudier samt optimering och design av broar (Force Technology, 2015).

Då aktuellt brokoncept är en snedkabelbro förväntas vindlasterna bli relativt stora. Vindlasterna angriper bron horisontellt i tvär- och längdriktning över både pyloner, brobana och kablar. Lasten tas huvudsakligen upp av pylonerna direkt på pylonytan och av brobanan via brolagren och ner till grundläggningen. Vid dimensionering av brobana och pylon beräknas vindlast enligt SS-EN 1991-1-4. I samtliga beräkningar antas vinden angripa vinkelrätt byggnadselementets yta för att säkerställa att värsta möjliga belastningsfall beaktas.

Vindlastens inverkan på kablarna bidrar till en dynamisk effekt vilket innebär att större dimensioner krävs. I beräkningarna har dock endast statiska förhållanden beaktats varför dynamiska virveffekter samt vindframkallade vibrationer som uppstår i kablarna ej analyserats. Vidare antas vindlasten enbart antas påverka pyloner och brobana.

8.2 Icke-dimensionerande laster

De icke-dimensionerande lasterna är de laster som påverkar bron men i mindre utsträckning än de dimensionerande lasterna. Nedan redogörs kort för olika typer av laster som faller inom denna kategori samt hur dessa hanteras av brokonstruktionen. Förutom bromslast och krympning kommer de icke-dimensionerande lasterna ej att beaktas vid den preliminära dimensioneringen.

8.2.1 Temperaturlast

Temperaturlast är en variabel last som uppstår vid temperaturdifferenser i stålkonstruktioner. När temperaturen ökar uppkommer utvidgningar i stålet och vid minskad temperatur drar stålet ihop sig. Vid utvidgning uppstår horisontella spänningar i konstruktionen som bidrar till tvångskrafter. För att motverka alltför stora tvång är det därför viktigt att placera ut olika typer av brolager på ett sätt som ger brobanan optimal rörelsemöjlighet i både längd- och tvärriktning (se figur 6.8 i kap 6.3.2).

Med hjälp av klimatdata från byggplatsen kan den maximala temperaturutvidgningen fastställas, vilken sedan blir dimensionerande för lager och övergångskonstruktioners kapacitet.

8.2.2 Krympning

Krympning är ett fenomen som drabbar betongkonstruktioner huvudsakligen omedelbart efter gjutning men även i ett längre tidsperspektiv. Den omedelbara autogena krympningen sker under betongens härdningsprocess och är mer påtaglig för högpresterande betong (Al-Emrani, 2011). Den efterföljande uttorkningskrympningen sker över lång tid och det kan dröja tiotals år innan slutvärdet uppnås, beroende på konstruktionsdelens tjocklek.

I de fall betongen förhindras från att krympa fritt (exempelvis av inlagd armering) under uppbyggnaden kan dragspänningar uppstå i betongen, vilka i förlängningen kan ge upphov till sprickbildning (Al-Emrani, 2011). De faktorer som påverkar krympningens storlek i övrigt är betongens sammansättning och behandling samt klimatförhållanden. Vidare beror krympningen även av betongens ålder och konstruktionsdelens form.

8.2.3 Bromslast

När ett fordon bromsar in uppkommer bromslaster vilka påverkar bron i dess längdriktning. Storleken på bromskraften beror av brolängden samt i vilken riktning som bromsningen sker. Vid en sned eller asymmetrisk inbromsning där en del av bromskraften antas verka vinkelrätt gentemot längdriktningen uppkommer även en horisontell komponent av bromskraften vilken ger upphov till sidokrafter. Dessa sidokrafter kommer att överföras via lager och övergångskonstruktioner till pyloner och landfästen.

8.2.4 Övriga laster

Bland de laster som utöver de ovannämnda även kan komma att påverka en brokonstruktion finns jordtryck och stödsättning. Jordtryck utgör en horisontell last som uppstår när omgivande jordmassor trycker mot landfästena. Tanken är att landfästena med hjälp av vingmurar skall ta upp allt jordtryck som uppstår. Ett ökande jordtryck uppstår även då bron utsätts för stora bromskrafter.

Stödsättning innebär att brostöden sätter sig då underliggande jord kompakteras av den ökade pålastningen, vilket får följden att upplagspunkterna förskjuts i vertikalled. Är stödsättningen lika stor över alla stöd har den i stort sett ingen påverkan på brons kraftspel. Skulle sättningen ske asymmetrisk kan det leda till att krafterna omfördelas så att vissa konstruktionsdelar riskerar att belastas i högre grad än de dimensionerats för.

8.3 Lastkombinationer

För att kunna beräkna ett bärverks tillförlitlighet vad gäller bärförmåga krävs en uppsättning laster vilka kombineras för tänkbara situationer. Ekvationerna för dessa lastkombinationer bygger på antagande om att den permanenta eller variabla lasten agerar huvudlast. Samtliga laster kan alltså inte agera huvudlast med full storlek utan anpassas efter en tänkbar situation där en last har full storlek och resterande laster reducerad storlek. Om den permanenta lasten, exempelvis egentyngheden, antas vara huvudlast reduceras den variabla lasten med en partialkoefficient.

För brottgränstillstånd kan bärförmåga beräknas enligt 6.10a och 6.10b från lastmodell 1 (STR/GEO) i Eurocode SS-EN 1990 med karakteristiska dimensioneringsvärden. Den ekvation som ger störst total last blir dimensionerande. Då största lasten kan vara svår att förutse bör ekvationerna användas vid dimensionering av respektive element.

Ekvation 6.10a – Egentyngd som huvudlast

$$G_{\text{utbredd}} = \gamma_d \gamma_G G_k + \gamma_d \gamma_Q \psi_{0,1} Q_k + \gamma_{Qi} \psi_{0,1i} Q_{ki} \text{ [kN/m]}$$
$$P_{\text{axellast}} = \gamma_Q \psi_{0,2} 2P \text{ [kN]}$$

Ekvation 6.10b – Trafiklast som huvudlast

$$G_{\text{utbredd}} = \xi \gamma_d \gamma_G G_k + \gamma_d \gamma_Q Q_k + \gamma_{Qi} \psi_{0,1i} Q_{ki} \text{ [kN/m]}$$
$$P_{\text{axellast}} = \gamma_Q 2P \text{ [kN]}$$

Vid kontroll av bärförmåga i bruksgränstillstånd tillämpas de olika dimensioneringsvärdena beroende på vilka kontroller som skall utföras. Karakteristiska värden används vid irreversibla tillstånd som exempelvis uppsprickning i en betongkonstruktion. Vid denna typ av beräkning används ekvation 6.14b enligt Eurocode.

För att betrakta reversibla tillstånd som nedböjning hos en konstruktion utnyttjas det frekventa dimensioneringsvärdet och ekvation 6.15b beskriver ett sådant tillstånd. Slutligen kan långtidseffekter som krypdeformationer eller sprickbredd kontrolleras med det kvasipermanenta värdet vars lastkombination fås av ekvation 6.16b.

Ekvation 6.14b - Irreversibla tillstånd

$$G_{tot} = G_k + P_{axellast} + Q_k + \psi_{0i}Q_{ki} \text{ [kN/m]}$$

Ekvation 6.15b - Reversibla tillstånd

$$G_{tot} = " G_k " + " P_{axellast} " + " \psi_{1,1i}Q_k " + " \psi_{2,i}Q_{ki} " \text{ [kN/m]}$$

Ekvation 6.16b - Långtidseffekter

$$G_{tot} = " G_k " + " P_{axellast} " + " \psi_{2,i}Q_{ki} " \text{ [kN/m]}$$

Vid kommande dimensioneringsberäkningar kommer lastkombinationerna att beskrivas av ovanstående ekvationer. Beräkningar i brottgränstillstånd bygger på både 6.10a och 6.10b där det samband som bidrar till störst snittkrafter blir dimensionerande. För bruksgränstillstånd väljs den lastkombination med tillhörande ekvation som bäst beskriver det tillstånd som skall kontrolleras.

Följande indata kommer att gälla för lasterna vid dimensionering:

$$\gamma_d = 1,0 \text{ (säkerhetsklass 3 - stor risk för personskador)}$$

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

$$\psi_{0,1} = 0,4$$

$$\psi_{0,2} = 0,75$$

$$\xi = 0,85$$

$$P = 900 \text{ kN (från kap 8.1.2)}$$

$$G_k: 161,627 \text{ kN/m (från kap 8.1.1)}$$

$$Q_k: 80,7 \text{ kN/m (se kap 8.1.2)}$$

$$\psi_{0,i} = \psi_{01} = 0,4$$

$$\psi_{1,i} = 0,4$$

$$\psi_{2,i} = 0$$

9 Dimensioneringsberäkningar

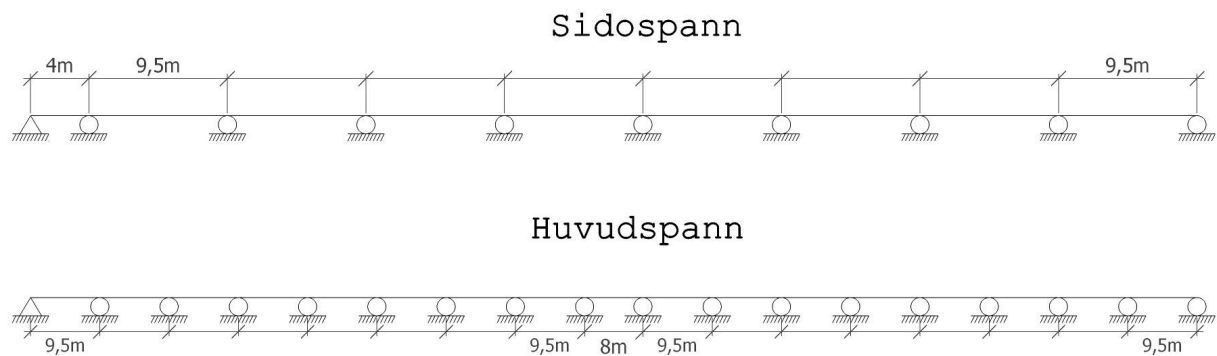
Följande kapitel beskriver lasthantering, dimensionering och resultat för de bärande delarna av bron. Varje element behandlas var för sig med anpassade beräkningsmodeller för olika lastförhållanden för att säkerställa att kapaciteten är tillräcklig.

9.1 Lådbalk i stål

Beräkningarna av lådbalken sker i två steg. Först beräknas snittkrafter och moment genom att olika lastfall testas där det värsta fallet blir dimensionerande. Steg två motsvarar själva dimensioneringen och utgår från de framtagna snittkrafterna. Lådbalken belastas med egentyngd och trafiklast.

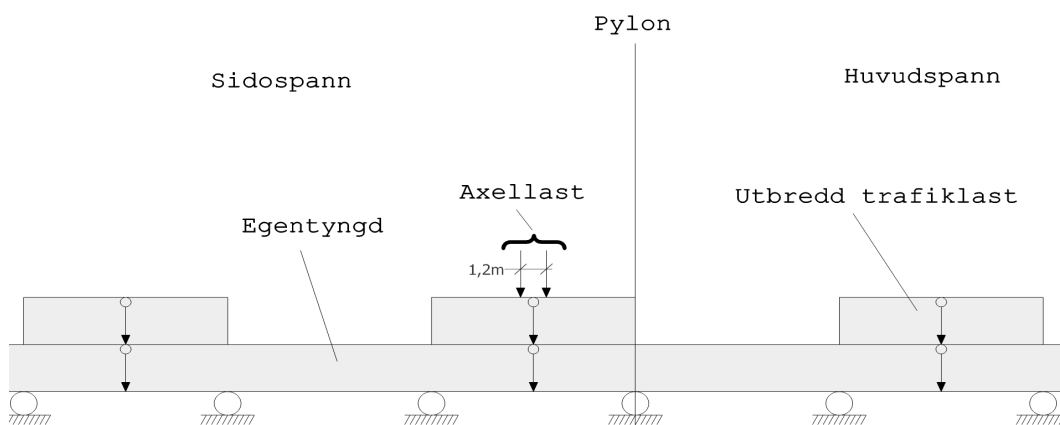
9.1.1 Beräkningsmodell och lastfall

Brobanans beräkningsmodell är en kontinuerlig balk där landfästen, brolager och kabelinfästningar ses som rullstöd vilka förhindrar vertikal rörelse (se figur 9.1).

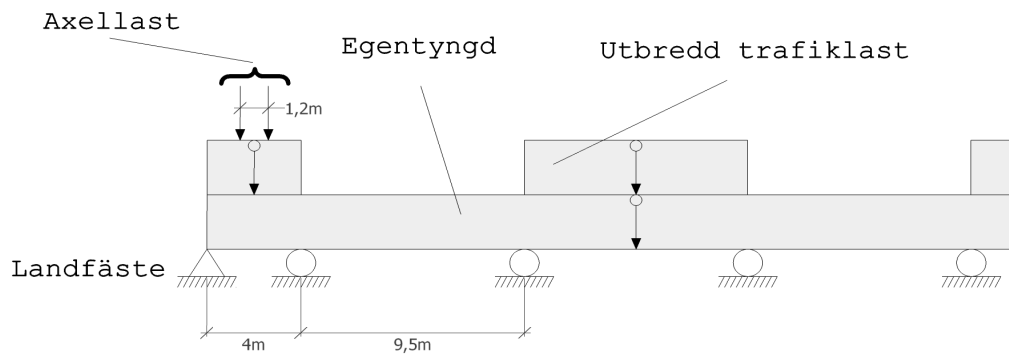


Figur 9.1. Beräkningsmodell för brobanan med brolager och kabelinfästningar vilka är modellerade som rullstöd i figuren. I den översta bilden visas sidospannet för den vänstra sidan av bron.

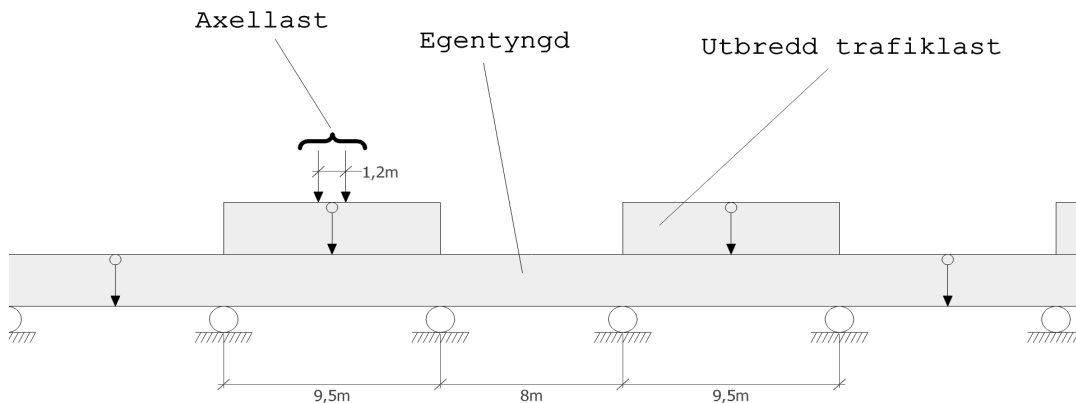
Hela balken belastas av egentyngd och trafiklast, vilka placeras ut i olika lastfall längsmed bron för att ta fram de dimensionerade snittkrafterna (se figur 9.2-9.5). Alla lastfallen testas för både lastkombination 6.10a och 6.10b. Egentyngden beräknas med hjälp av brobanans tvärsnitt och är således en iterativ process då egentyngden ändras med dimensionerna. Trafiklastens storlek är beräknad enligt kap 8.1.2.



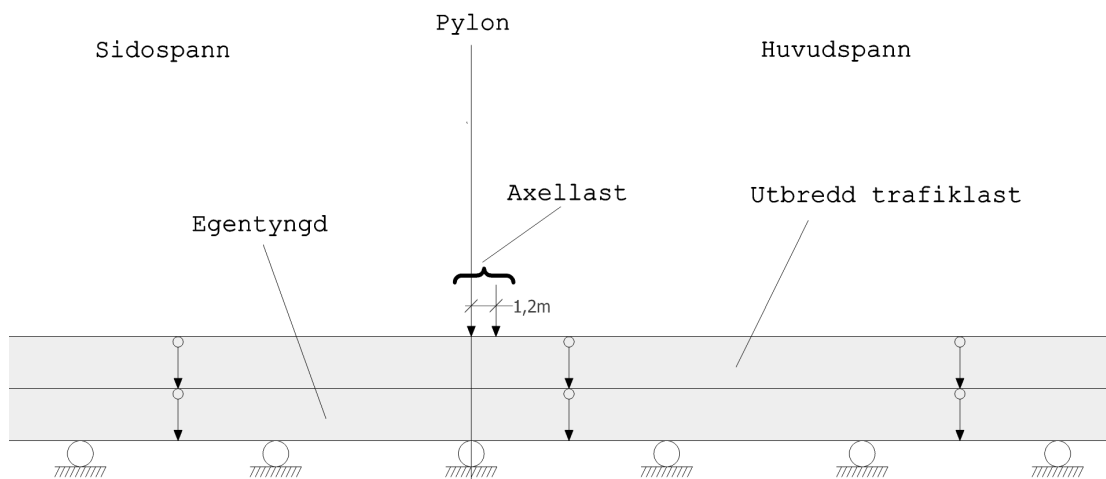
Figur 9.2. Lastfall 1 är kontrollfallet där trafiklasten placerats ut på ett standardfack för att fungera som referenspunkt för de andra lastfallen.



Figur 9.3. Lastfall 2 fokuserar på ändupplagen eftersom ena delen av balken då är fritt upplagd vilket kan medföra större snittkrafter.



Figur 9.4. Lastfall 3 är placerat på spannet till vänster om mittspannet eftersom detta är längre än mittspannet men fortfarande så centrerat att det borde få ökade snittkrafter. De ökade snittkrafterna beror av omgivande fack som medverkar vid nedböjningen.



Figur 9.5. Lastfall 4 har trafiklast på alla fack och punktlaster är placerade precis till höger om den vänstra pylonen för att ge upphov till den maximala tvärkraften.

9.1.2 Förenklingar

Lådbalkens utformning har tidigare beskrivits som sexkantig men har förenklats till ett rektangulärt tvärsnitt för att underlätta vid beräkning av bland annat yttröghetsmoment.

Dimensioneringen förenklas även genom att anta en plan nedböjning vilket innebär att interaktion med nedböjning i brobanans tvärriktning försummas. Denna förenkling kan betraktas rimlig då fackverkets täta placering motverkar nedböjning i denna riktning. Dessutom sker den värsta tvärgående nedböjningen ej på samma position som den längsgående vilket ytterligare styrker förenklingen.

Kablarnas infästningar dimensioneras som rullstöd vilket är en förenkling då det i verkligheten tillåts en viss rörelse. Vid dimensionering av lådbalken antas dock förenklingen vara rimlig då spannen närmast pylonen är delvis vertikalt låsta och ett sådant antagande leder till ett konservativt resultat.

Vindlasten har ej inkluderats vid denna dimensionering då dess inverkan skulle vara minimal i relation till egentyngd och trafiklast. Brobanan är endast dimensionerad för statiska effekter och tar ingen hänsyn till dynamiska effekter såsom egensvängningar.

9.1.3 Dimensionering

Dimensioneringsprocessens första steg genomförs i en MATLAB-modell och syftar till att undersöka vilka fält- och stödmoment samt tvärkrafter som lådbalken kommer att utsättas för (se bilaga 7.1). Med hjälp av denna modell är det möjligt att behandla de lastfall som valts. MATLAB-modellen tillåter att punktlaster placeras över hela brobanan och att varje fack mellan kabelinfästningarna kan belastas individuellt. Resultaten från snittkrafter och moment presenteras i tabell 9.1, där de dimensionerande krafterna är markerade.

Tabell 9.1. Resultat från beräkning av snittkrafter för lådbalken. Från tabellen kan utläsas att ekvation 6.10b var dimensionerande för både moment och tvärkraft.

	6.10a			6.10b		
	Max tvärkraft [MN]	Min tvärkraft [MN]	Max moment [MNm]	Max tvärkraft [MN]	Min tvärkraft [MN]	Max moment [MNm]
Lastfall 1	2.3	-2.3	3.9	2.8	-2.8	5.2
Lastfall 2	2.0	-1.3	1.3	2.3	-1.6	1.9
Lastfall 3	2.3	-2.3	3.9	2.8	-2.8	5,2
Lastfall 4	1.4	-3.2	1.3	1.6	-4,0	1.5

Snittkrafterna jämförs därefter med lådbalkens kapacitet (se bilaga 6.1). Effektivisering av lådbalken sker genom iteration tills kapaciteten är rimlig i förhållande till de belastande snittkrafterna. Som tillägg till lådans moment- och tvärkraftskapacitet beräknas även nedböjningen mellan två kabelinfästningar (se bilaga 6.2). Dessa beräkningar förenklas en aning genom att endast ett fack studeras och belastas. Dock är detta en förenkling på den säkra sidan eftersom momentet i angränsade fack i verkligheten motverkar nedböjningen.

9.1.4 Resultat

Resultatet av dimensioneringen ger ett tvärsnitt med en höjd på 2 meter och en tjocklek på 2 centimeter i både liv och fläns. I detta fall är utnyttjandegraden för tvärkraften 84,2 % och för momentet 1,5 %. Den beräknade nedböjningen i spannet mellan två kabelinfästningar blev $2,37 \cdot 10^{-4}$ meter och klarar nedböjningskravet på 0,024 meter (se tabell 9.2).

Tabell 9.2. Redovisning av nedböjning dimensionerande värden samt kapacitet för tvärsnittet.

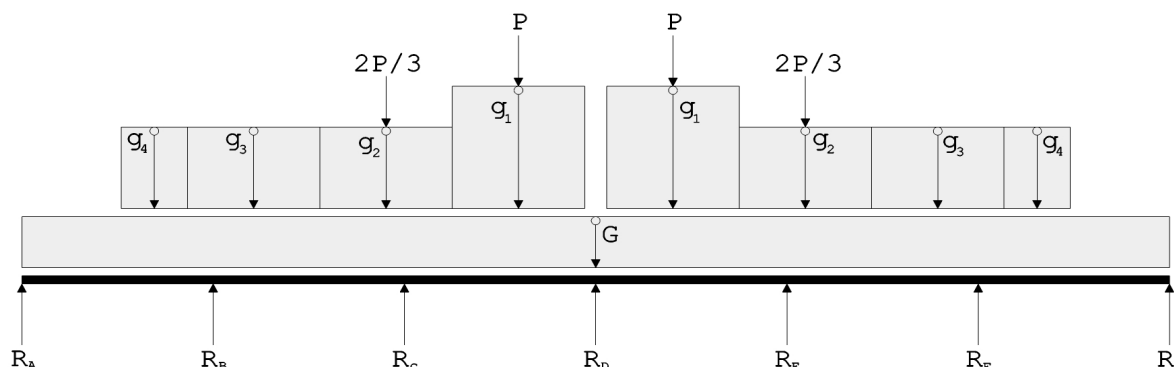
	Moment [MNm]	Tvärkraft [Nm]	Nedböjning [m]
Dimensionerande värde	5,2	4,1	$2,37 \cdot 10^{-4}$
Kapacitet	351,7	4,8	0,024
Utnyttjandegrad	1,5 %	84 %	-

9.2 Fackverk

Fackverkets uppgift är att fördela de transversella lasterna från mitten av lådbalken till kabelinfästningarna. Det skall även förhindra att nedböjningen i tvärriktning blir alltför stor. För att ta upp normalspänningarna i brobanan krävs att arean är tillräcklig så att inte flytning uppstår. Dessutom skall samtliga tryckta konstruktionsdelar i stål dimensioneras med hänsyn till buckling vilken kan åtgärdas med avstyvningar.

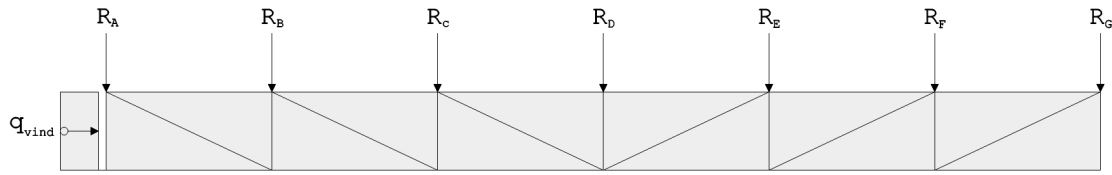
9.2.1 Beräkningsmodell och lastfall

Beräkningsmodellen för fackverket baseras på ett tvärsnitt av brobanan där egentvingad och trafiklast belastar bron. De utbredda lasterna har i beräkningsmodellen en längd på 4,75 meter vilket motsvarar centrumavståndet mellan fackverken i längdriktning. Dessa laster översätts sedan till reaktionskrafter R_A - R_G (se figur 9.6) vilka belastar fackverket och dimensioner kan därefter bestämmas.



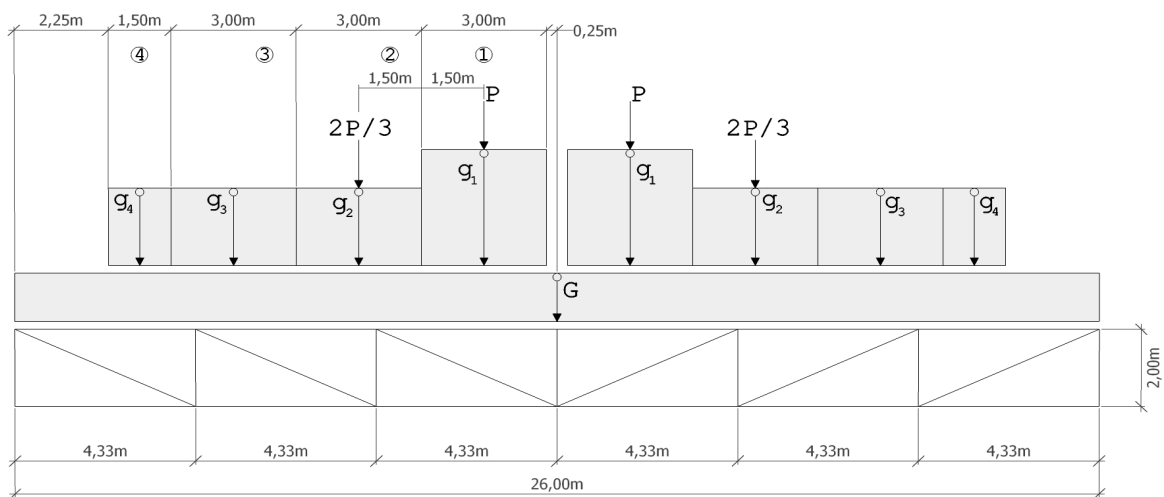
Figur 9.6. Beräkningsmodell och placering av trafiklasten för dimensionering av fackverket. Placering av laster anses medföra maximala spänningar i fackverket. Med beräkningsmodellen fås reaktionskrafter som används i figur 9.7.

I beräkningarna finns även vindlasten som belastar brobanan horisontellt vilken för beräkningarnas skull översätts till ekvivalenta nodlaster (se figur 9.7). Genom att dessa nodlaster införs i en MATLAB-modell och överslagsmässiga tvärsnittsdimensioner antas kan systemet analyseras.

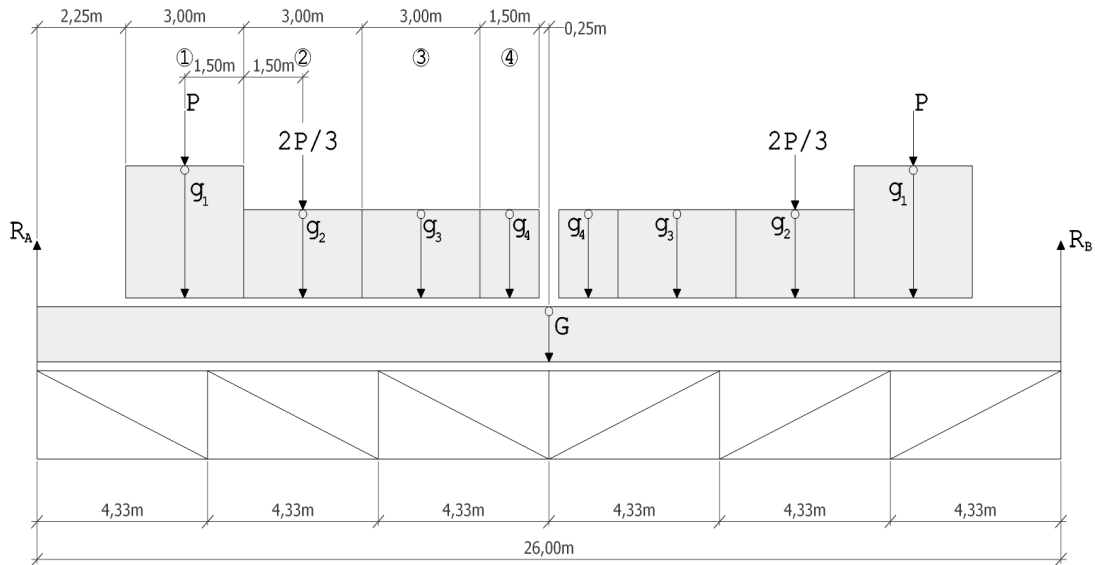


Figur 9.7. Beräkningsmodell för att ta fram största spänning och normalkraft i fackverket.

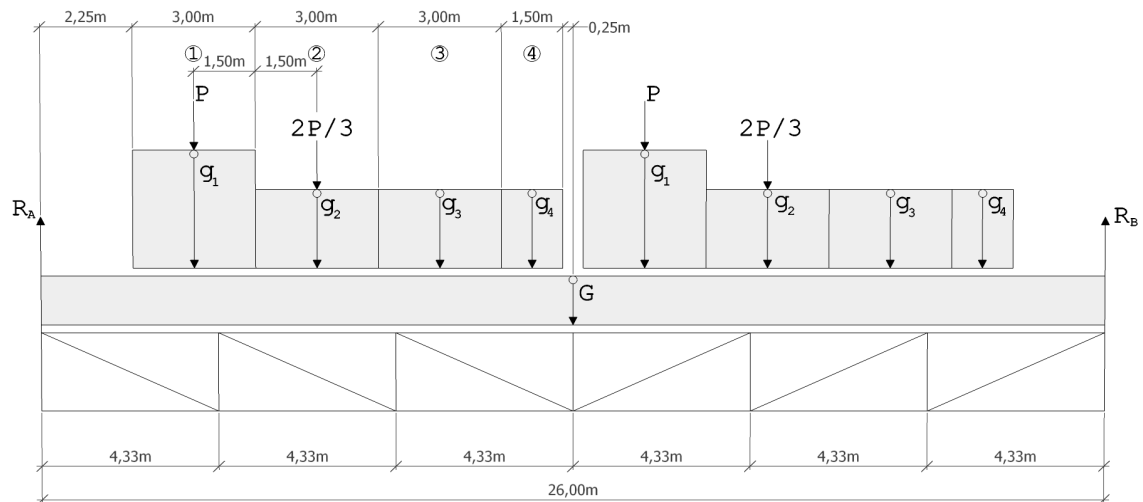
En kontroll genomförs för att fastställa vilka diagonala respektive vertikala stänger som är mest belastade. Denna kontroll utförs för både lastkombinationerna 6.10a och 6.10b samt för tre olika valda lastfall (se figur 9.8-9.10). I samtliga lastfall är egentynghden utbredd över hela bronns tvärsnitt. Det som skiljer lastfallen är enbart placeringen av den utbredda lasten och axellasten (se kap.8.1.2 Trafiklast).



Figur 9.8. Lastfall 1, trafiklast centrerad kring brobanans mitt.



Figur 9.9. Lastfall 2, trafiklasten är förskjutet till brobanans sidor.



Figur 9.10. Lastfall 3, trafiklasten är pålagd asymmetriskt så att maximal lastpåverkan uppträder i fackverkets ena hälft.

9.2.2 Förenklningar

Vid dimensionering modelleras anslutningspunkten mellan brobana och stag i fackverket som stöd, vilken förhindrar rörelse i vertikalled. Dessa punkter är i verkligheten inte låsta utan kommer att förskjutas vertikalt vid belastning av bron. Förenklingen innebär dock små skillnader gentemot verkligheten och ger därför en god uppfattning av bronns verkningssätt.

De diagonala och vertikala stagen modelleras som ledat infästa stänger. I verkligheten är kopplingen något styvare vilket innebär att moment överförs och gör att belastningsgraden blir större. Det är en viktig aspekt som bör beaktas vid en slutlig dimensionering.

9.2.3 Dimensionering

Dimensioneringen av fackverket genomförs i två steg. Först modelleras brobanan som en kontinuerlig balk upplagd på ett antal stöd. Därefter översätts reaktionskrafterna i stöden till punktlaster i modellen för fackverket. Syftet med denna beräkningsmodell är att dimensionera de vertikala och diagonala stängerna.

När de mest ansträngda belastningsfallen är funna kan en analys genomföras i MATLAB där stängernas dimensioner har uppskattats grovt. Utifrån de preliminära värdena kan programmet ta fram snittkrafter och spänningar i respektive stång (se bilaga 7.2). Om normalkraften i någon av stängerna överstiger tvärsnittets kapacitet genomförs analysen igen med större dimensioner. För tryckta stänger har även knäckningsberäkningar gjorts varefter kapaciteten hos dessa stänger reducerats med hänsyn till knäckningsrisk (se bilaga 6.3).

De horisontella stänger som är inkluderade i MATLAB-modellen finns endast där av modelleringsskäl varför de inte heller dimensioneras. I verkligheten representerar de elementen lådbalken, vilken dimensionerades i kap. 9.1.

Vidare bör nämnas att de diagonala och vertikala stagen ej dimensionerats individuellt, dvs. alla diagonala stänger är dimensionerade efter den mest belastade stängen, detsamma gäller för de vertikala stängerna. Standardtvärsnittet HEB valdes för både de diagonala och vertikala då dessa alltid befinner sig i tvärsnittsklass 1 (Al-Emrani, 2011).

9.2.4 Resultat

De resulterande normalkrafterna och spänningarna redovisas i tabell 9.3, med de dimensionerande värdena markerade. Stängernas dimensioner är dimensionerade efter spänningsbegränsningarna i brottgränstillstånd.

Tabell 9.3. Redovisning av maximala normalkrafter samt tryck- och dragspänningar.

	Huvudlast:	Maximal normalkraft diagonalstag [MN]	Maximal tryckande normalkraft vertikalstag [MN]	Maximal spänning diagonalstag [MPa]	Maximal tryckspänning vertikalstag [MPa]
Lastfall 1	Egentyngd	4.8	2.9	218.8	195.3
	Trafiklast	6.0	3.6	273.2	244.0
Lastfall 2	Egentyngd	4.7	2.9	216.3	193.0
	Trafiklast	5.9	3.6	269.0	240.2
Lastfall 3	Egentyngd	5.2	3.2	238.9	213.2
	Trafiklast	6.6	4.0	301.9	269.8

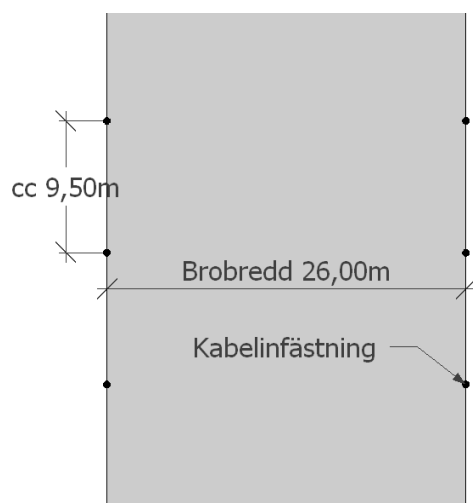
Till de vertikala stängerna används ett tvärsnitt av modell HEB 300 och till de diagonala stängerna HEB 450. Detta ger en utnyttjandegrad på ca 82 % för de vertikala stängerna och ca 85 % för de diagonala (se tabell 9.4).

Tabell 9.4. Redovisning av dimensionerande normalkrafter samt kapacitet hos valt tvärsnitt.

	Diagonala stag m.a.p normalkraft [MN]	Vertikala stag m.a.p normalkraft [MN]	Vertikala stag m.a.p knäckning [MN]
Dimensionerande normalkraft [MN]	6,6	4,0	4,0
Tvärsnittets kapacitet [MN]	7,7	5,3	4,9
Utnyttjandegrad	85 %	76 %	82 %

9.3 Kablar

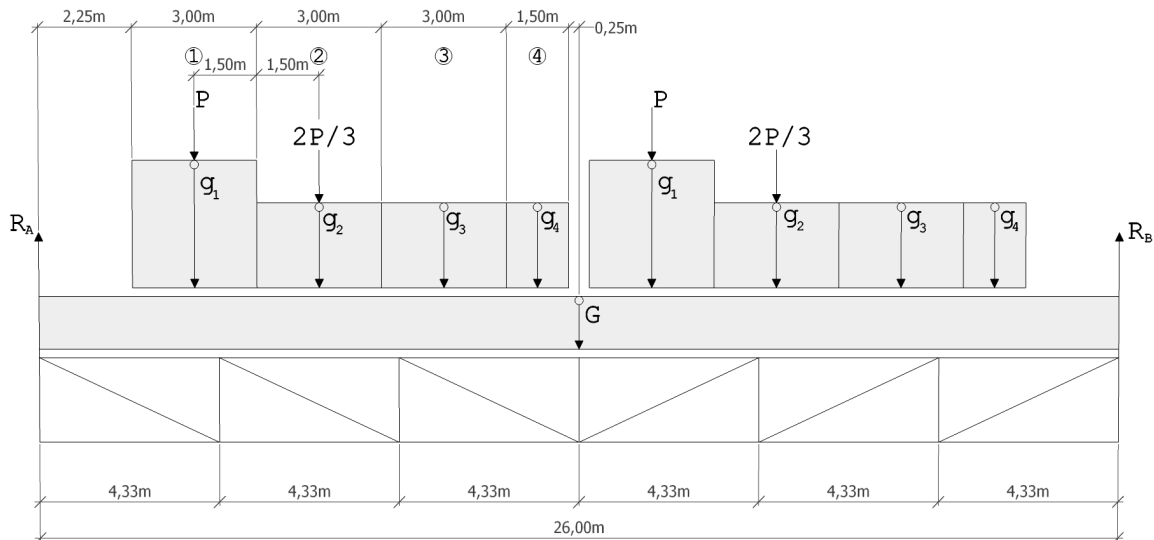
Dimensioneringen av kablarna går till i två steg där det första är beräkning av snittkraften i kabeln och det andra är själva måttsättningen. Kablarnas infästningar sitter i balkkliven i ytterkanten av brobanan på 26 meters avstånd och är placerade med 9,5 meters mellanrum i bronns längdriktning (se figur 9.11). Vid landfästena samt mitt emellan pylonerna sitter infästningarna tätare för att minska fältmoment och nedböjning i dessa delar av bron. Utifrån lastfallen beräknas en vertikal kraftkomposant för kablarna och en resulterande dragkraft i kabelns längdriktning. Kablarnas egentygnd bestäms utifrån kabellängden och läggs till som en extra last vid beräkning av maximal dragkraft i kabeln.



Figur 9.11. Kablarnas infästningsavstånd med cc-mått.

9.3.1 Beräkningsmodell och lastfall

Beräkningsmodellen för kablarnas snittkrafter är ett tvärsnitt av brobanan där egentyngd och trafiklast belastar bron samt där kabelkraften beräknas med momentjämvikt. I beräkningen (se bilaga 6.4) har trafiklasterna placerats så ogynnsamt som möjligt för kabelns ena infästning och reaktionskraften tagits fram för lastkombinationerna 6.10a och 6.10b. Det dimensionerande lastfallet är det med störst laster, både punktlaster och utbredda vilka är placerade närmast infästningen R_A för båda körriktningarna (se figur 9.12). Lastkombinationen med trafiklast som huvudlast, alltså 6.10b, ger den största reaktionskraften i kabeln och är således dimensionerande.



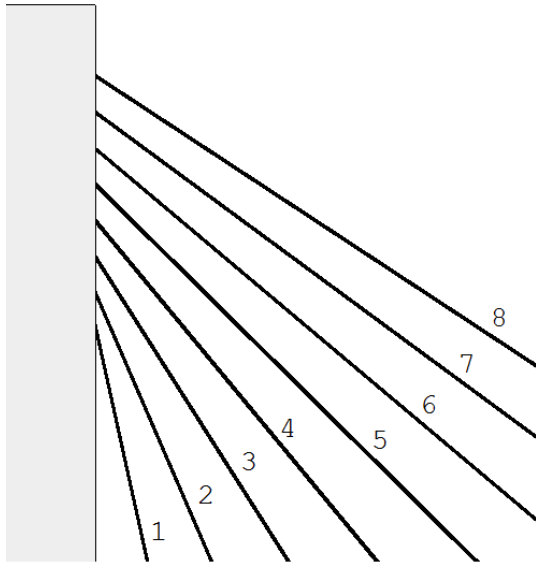
Figur 9.12. Dimensionerande lastfall för beräkning av kablar.

9.3.2 Förenklingar

Tvärsnittsformen på kablarna förenklas för att underlätta beräkningarna och antas ha en homogen profil istället för att bestå av flera tvinnade stålvajrar. I MATLAB modelleras kablarna som stångelement. Detta är ett rimligt antagande så till vida att kablarna i programmet är dragna. Om några av kablarna belastas i tryck för något lastfall blir bronns verkningssätt felaktigt och analysen ogiltig. Det är därför viktigt att upptäcka tryckta kablar för att falsifiera resultatet.

9.3.3 Dimensionering

Då varje kabel har olika lutningar kommer den resulterande kraften vara större för kablarna längre ifrån pylonerna och därmed krävs större diameter. För att förenkla problemet med att räkna olika dimensioner för varje kabel delas de upp i två storlekar (se figur 9.13). En mindre diameter för kabel 1-4 och en grövre för kabel 5-8. Då brobanans lutning på cirka 5 % försummas i dessa beräkningar kan alla kablar med samma nummer beräknas identiskt.



Figur 9.13. Numrering av kablarna.

Brolagren vid landfästena och pylonerna antas uppta lika stor del av lasten som kablarna. Avståndet från brolagret till närmaste kabelinfästning varierar beroende på om det brolagret är placerat vid ett landfäste eller vid en av pylonerna. Landfästena ligger 4 meter ifrån närmaste kabelinfästning och pylonerna 9,5 meter. I dimensioneringen av både kablarna och brolagren antas värsta fallet, vilket är 9,5 meter.

Kablarna dimensioneras efter brottgränsvillkor (se bilaga 6.5) och kontrolleras därefter så att de uppfyller spänningsbegränsningar och töjningskrav i bruksgränstillstånd (se bilaga 6.6). Töjningen i kabeln bidrar till en nedböjning av brobanan som tillsammans med lådbalkens nedböjning inte får överskrida den maximalt tillåtna, vilken är $L/400$. Töjningen som uppkommer av brobanans egentygnd motverkas genom att kablarna förspänns och brobanan får en krökt form uppåt. Tyngden från bron kommer under byggskedet sträcka ut kablarna och räta ut bron, vilket innebär att i neutralt läge utan trafiklast följer bron bestämd profilinje.

9.3.4 Resultat

De yttre kablarnas diameter dimensioneras till 100 mm och de inre kablarna till 90 mm. Utnyttjandegraden för spänningarna i brottgränstillstånd är 82 %. Resultaten är sammanställda i tabell 9.5 nedan.

Tabell 9.5. Resultat av dimensionerande kraft och kapacitet för kablar.

Kabel	Brottgräns			Bruksgräns		
	Dim. kraft [MN]	Kapacitet [MN]	Utnyttjandegrad	Dim. kraft [MN]	Kapacitet [MN]	Utnyttjandegrad
1-4	4,2	5,6	73 %	0,4	0,8	53 %
5-8	5,7	6,9	82 %	0,5	0,8	59 %

9.4 Pyloner

Beroende på vilken riktning som analyseras kan olika typer av laster bli dimensionerande. Därför analyseras pylonerna i längd- respektive tvärriktning för sig. Dimensioneringen bygger på beräkningar i brottgränstillstånd för pylonen i bronns längdriktning där framräknade dimensioner kontrolleras för krafter i tvärriktning.

9.4.1 Betongklassificering

För att kunna dimensionera bron för den tekniska livslängden på 80 år krävs en betong med rätt egenskaper. Utifrån rådande miljöförhållanden kan betongklass bestämmas enligt Eurocode SS-EN 1992-1. Betongklassificeringen bygger på valda exponeringsklasser som därefter jämförs med hållfasthetsklasser, sprickbredd och minsta täckskikt för respektive exponeringsklass. Exponeringsklasserna utses enligt tabell 4.1 i Eurocode. Beroende på vilka krav som ställs på betongen erfordras olika exponeringsklasser. Nedan följer en kort förklaring till valda klasser.

Pyloner som utsätts för regelbunden fuktning och uttorkning ryms inom exponeringsklass XC4. Har pylonen en vertikal betongyta och inte är vattenmättad eller kräver avisningsmedel kontrolleras exponeringsklass XF1. Betongytorna utsatt för luftburna klorider och luften anses vara måttligt fuktigt vilket beaktas i exponeringsklass XD1.

Minsta kravet på vattencementtal, sprickbredd och täckskikt utlästes från SS 13 70 10 med hänsyn till de exponeringsklasser som valts. Utifrån vattencementtalet kan sedan hållfasthetsvärde för betong utläsas enligt Bärande konstruktioner Del 1. Dessa värden visar kubhållfastheten och måste omvandlas till cylinderhållfasthet för att kunna användas i vidare beräkningar.

Det dimensionerande värdet för betongen blir den högsta hållfasthetsklassen respektive minsta sprickbredden. För att ta fram minsta kubhållfasthet har figur B4.30 i "Bärande konstruktioner del 1" använts under förutsättning att vattencementtalet har en ungefärlig korrelation till hållfasthet. Enligt tabell nedan är det exponeringsklass XD1 som ger den största hållfastheten vilket medför ett minimikrav på 65 MPa i kubhållfasthet och sprickbredden 0,3 mm (se tabell 9.6). Den slutliga betongklassen beräknas till C45/55 (se bilaga 5.5).

Tabell 9.6. Sammanställning av de olika exponeringsklasserna med kubhållfasthetsklass, sprickbredd och minsta täckskikt på betongen.

	XC4	XD1	XF1
Minsta kubhållfasthetsklass [MPa]	50	65	45
Max vct	0.50	0.40	0.55
Max sprickbredd [mm]	0.3	0.3	-
Minsta täckskikt [mm]	20	25	-

9.4.2 Nominellt täcksikt

Utöver betongklass erfordras även ett nominellt täcksikt vilket avser minsta avståndet från betongens ytterkant till närmsta armeringsraden. Utifrån bärverksklass och exponeringsklass väljs minsta täckande betongskikt i tabell 4.5N i Eurocode SS-EN 1992-1-1. Vidare väljs även parametrar som tar hänsyn till dimensioneringstillägg med hänsyn till avvikelser, krav på vidhäftning, miljöpåverkan, säkerhetstillägg, rostfritt stål och tilläggsydd.

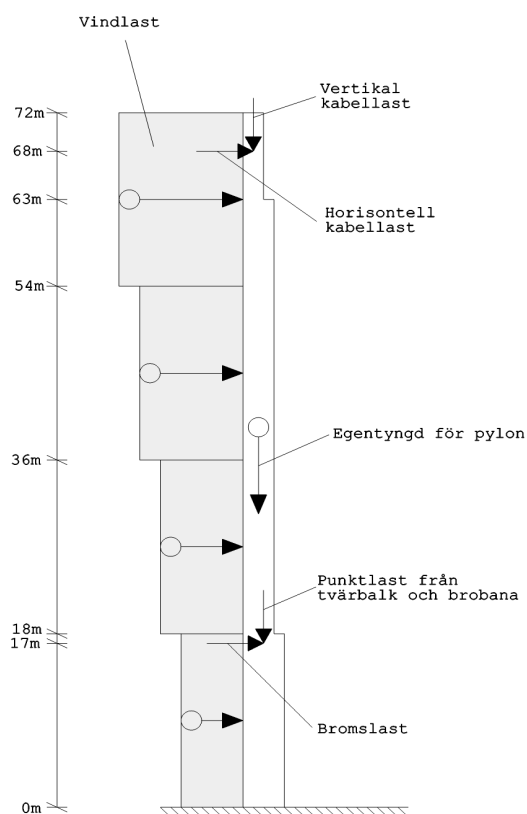
Bärverksklassen väljs med hänsyn till tabell 4.3N i Eurocode. Grundvärdet är bärverksklass S4 vilket justeras med hänsyn till livslängd och hållfasthetsklass. 80 års livslängd medför att klassen ska ökas två grader medan hållfasthetsklassen medför att en minskning på en grad och därmed blir den slutgiltiga klassen S5. Det nominella täcksiktet blir då 50mm.

9.4.3 Dimensionering i brons längdriktning

Kapitlet beskriver dimensioneringsprocessen vid belastning av pylonen med normalkraft samt transversell last i brons längdriktning. Även lastfall och beräkningsmodell förklaras för de belastade pylonelementen.

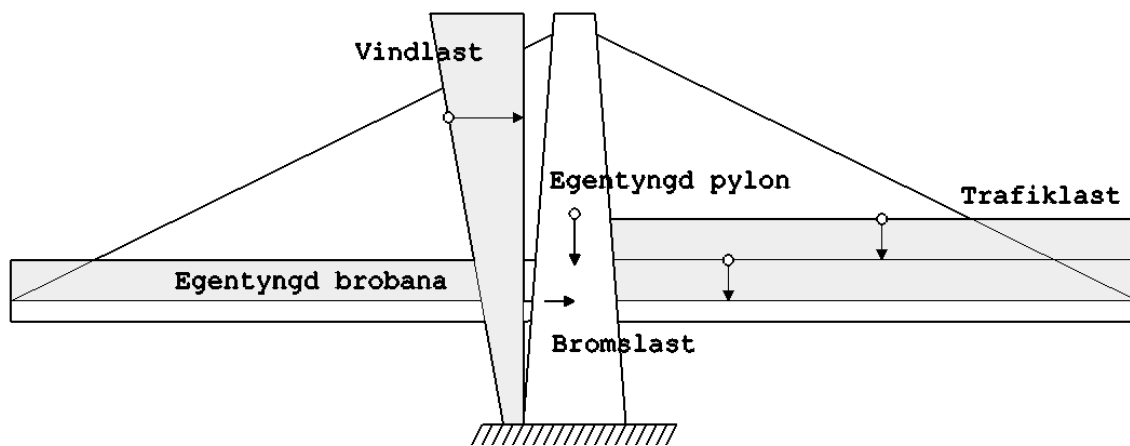
9.4.3.1 Beräkningsmodell och lastfall

Då pylonen betraktas från sidan liknar den en vertikal konsol fastspänd i marken. Därav modelleras pylonen som en balk belastad med en tryckande normalkraft samt ett böjande moment enligt beräkningsmodellen nedan (se figur 9.14).



Figur 9.14. Beräkningsmodell för pylon i brons längdriktning.

Momentet i pylonen blir störst då trafiken belastar bron asymmetriskt (se figur 9.15). Detta lastfall antas vara dimensionerande vilket innebär att det är det som beaktas vid beräkningar av tvärsnitt, armering och potentiell tvärkraftsarmering. Lastfallet beaktas för både lastkombination 6.10a och 6.10b (se bilaga 6.7). Vindlasten belastar bron i längdriktningen och på så vis att den ökar momentbelastningen (se bilaga 5.2). Egentyngden är placerad som en axiell utbredd last som verkar över hela pylonen. I beräkningsmodellen är dessutom en bromslast inlagd i höjd med vägbanan, för beräkning av bromslast se bilaga 5.3.



Figur 9.15. Lastplacering för pylonberäkning i brons längdriktning.

9.4.3.2 Förenklingar

Vid dimensionering av pylontvärsnittet och armeringsmängden delas tvärsnittet upp i tre olika delar eftersom pylonen är avsmalnande uppåt och varje del dimensioneras var för sig. Armeringen antas ligga i ett lager dragarmering och ett lager tryckarmering, vilket är förenklat då armeringen i verkligheten ligger i flera lager. Detta kan ge ett missvisande resultat.

Samtliga kablar fästs i samma nod vid anslutning till pylonen. Detta ses som en förenkling på den säkra sidan eftersom den ekvivalenta anslutningen hamnar högre än den verkliga. Det gör att den horisontella kraften från kablarna verkar högre och på sätt ökar momentpåkänningen i pylonen.

Vindlasten ökar med höjden och därför har en förenkling gjorts där pylonen delats upp i fyra segment och varje del belastats med den värsta vindlast som det segmentet utsätts för. Detta leder till konservativa beräkningar och större snittkrafter.

9.4.3.3 Dimensionering

Dimensioneringen av tvärsnittet och armeringen utgår från ett böjsprucket tvärsnitt belastat med moment och normalkraft där stålspänningen i den inlagda armeringen kontrolleras och även betongen i över- och underkant (se bilaga 6.9). Tvärsnittet är uppbyggt så att höjden på tvärsnittet motsvarar pylonens mått i längdriktning och bredden motsvarar pylonens mått i tvärriktning. Bredden på tvärsnittet motsvarar dessutom båda benens totala bredd. Beräkningarna genomförs i brottsgränstillstånd och kontrolleras i bruksgränstillstånd. En kontroll av att tvärsnittet spricker utförs i bilaga 6.8.

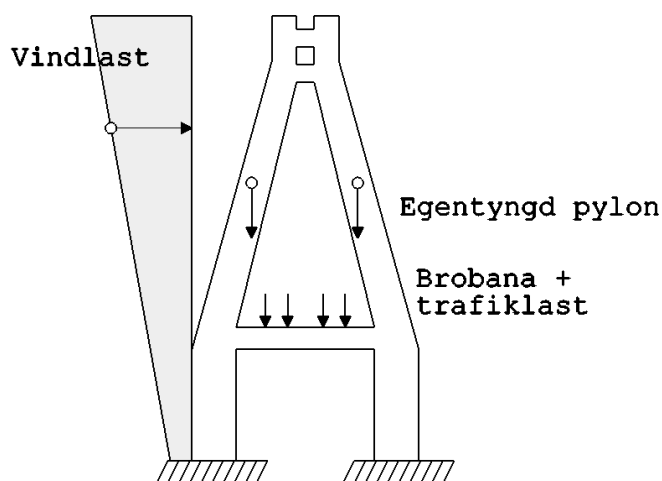
Pylonernas tvärsnitt dimensioneras även för tvärkraft, där ett tvärsnitt utan tvärkraftsarmering först kontrolleras och sedan beräknas med armering vid eventuellt behov. Dimensionerande tvärkraft fås ur MATLAB-beräkningarna (se bilaga 7.3).

9.4.4 Dimensionering i tvärriktning

Följande kapitel behandlar beräkningsmodell, lastfall samt dimensioneringsprocessen för de pylonelement som främst angrips av laster vinkelrätt körriktningen.

9.4.4.1 Beräkningsmodell och lastfall

Pylonerna modelleras som ett ramverk bestående av balkelement. Pylonernas tvärsnittsarea minskar succesivt med höjden men har i beräkningsmodellen valts att dimensioneras som ett tvärsnitt som minskar i två steg med ökad höjd. Pylonerna belastas med en utbredd vertikal egentyngd som verkar på alla balkelement och även vindlaster. Pylonerna utsätts även för punktlaster i form av vertikala laster från kablar och laster från brobanan som överförs via brolagren (se figur 9.16).



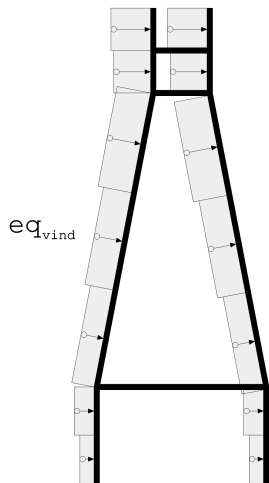
Figur 9.16. Beräkningsmodell för pylon i tvärriktning.

Pylonernas anslutning till grunden ses som fast inspänd och är alltså förhindrad rörelse i samtliga riktningar. Det får anses vara en god uppskattning då anslutningen mellan pylonen och grundläggningen är styv.

9.4.4.2 Förenklingar

Vid beräkning av snittkrafter beaktas inga horisontella krafter från kablarna. Dessa laster skulle medföra dragspänningar i de övre tvärbalkarna. Dock antas lasterna inte påverka kraftspelet i ramverket markant. Brobanan antas vara jämt belastad vilket innebär att kraften vid kabelinfästningen i pylonen blir lika stor för respektive sida av pylonen. Detta innebär att snittkrafterna blir något lägre än vid en asymmetrisk belastning av brobanan.

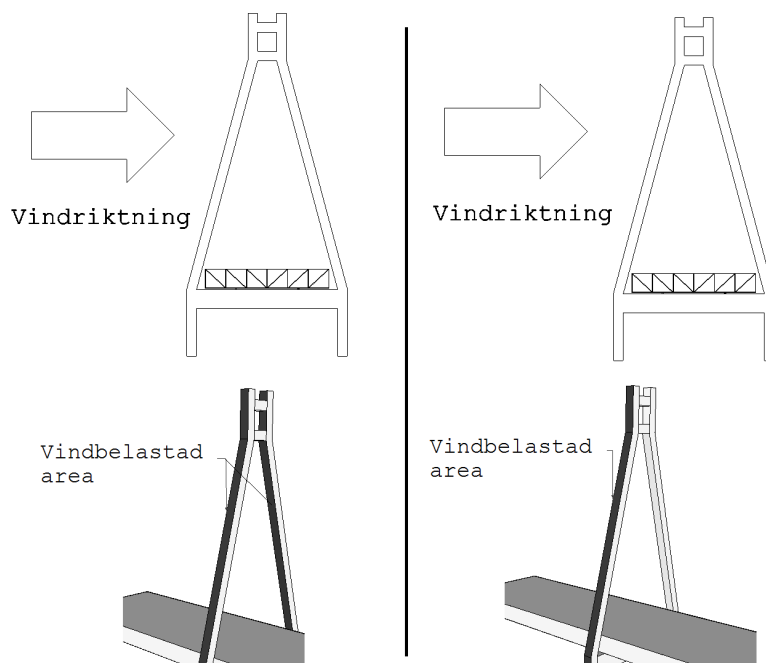
Pylonerna belastas med vindlaster som verkar horisontellt enligt 9.17. För den vinkelade delen har dock en förenkling gjorts genom att vindlasten antas verka transversellt pylondelens axel (se figur 9.17). Detta gör att vindlasten blir något större och medför beräkningar på säkra sidan. Tyngden från brobanan beaktas genom att de vertikala tryckkomponenterna från kablarna placeras i toppen av pylonen. En del av brobanans tyngd går även genom brolagren och överförs till tvärbalken.



Figur 9.17. Belastning av vindlast på pylon i tvärriktning.

9.4.4.3 Dimensionering

Först antas preliminära dimensioner hos respektive pylonelement utifrån beräkningarna av pylonerna i brons längdriktning. Därefter utförs två analyser där vindens verkningsätt varierar. I det ena fallet antas vinden verka på samtliga element vilka har en vertikal utbredning. I det andra fallet belastas endast den sidan av pylonen som vinden når först (se figur 9.18). Detta gjordes för att hitta de största snittkrafterna (se bilaga 7.4) och representerar inte verkligheten korrekt men ger beräkningar på säkra sidan.

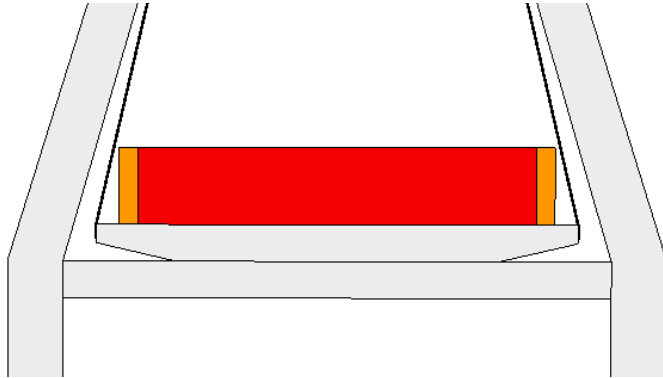


Figur 9.18. Variation av vindens verkningsätt.

De resulterande snittkrafterna jämförs med tvärsnittens kapacitet där armeringen från dimensionering av pylonerna i brons längdriktning ingår (se bilaga 9.11). Då snittkrafterna överstiger kapaciteten hos tvärsnittet genomförs en ny beräkning där ny armeringsarea antas. Även i denna riktning genomförs en sprickkontroll (se bilaga 6.10).

9.4.5 Tvärbalk

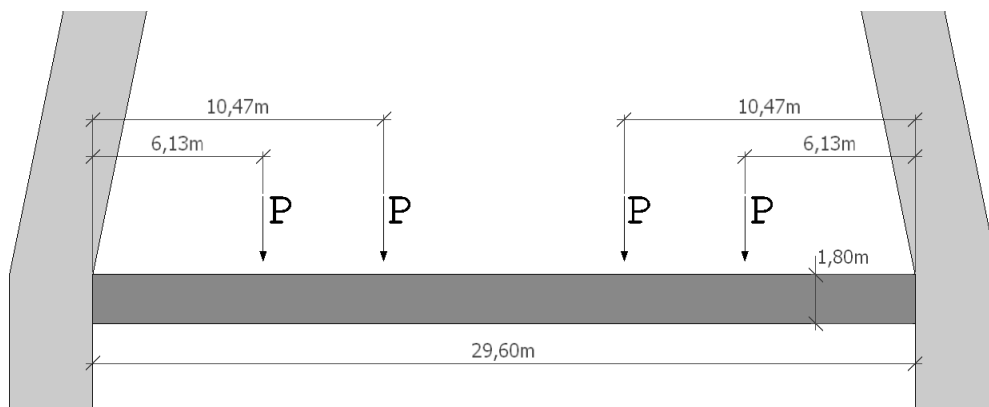
Tvärbalken mellan pylonerna dimensioneras som en egen konstruktionsdel efter de snittkrafter som räknas fram i MATLAB. Balklängden bestämdes genom överslagsberäkning till 29,6 meter med hänsyn till ett säkerhetsavstånd från trafiken till kablarna (se figur 9.19).



Figur 9.19. Bilden illustrerar körområdet (rött) samt säkerhetsavståndet (orange) mellan trafiken och kablarna.

9.4.5.1 Beräkningsmodell och lastfall

Beräkningsmodellen är gemensam för tvärbalken och för hela pylonen i tvärriktningen. Balken antas vara fast inspänd i pylonerna vilket medför ett stödmoment. Tvärbalken som är placerad mellan pylonens stödben modelleras som ett element med fyra extra noder mellan ytternoderna vilka representerar lagerkonstruktionerna (se figur 9.20). I MATLAB beräknas snittkrafterna och momenten i infästningarna samt i fältmitt.



Figur 9.20. Beräkningsmodell för dimensionering av tvärbalk.

9.4.5.2 Förenklingar

Vid kontrollen av tvärbalkens nedböjning belastas balken av fyra punktlaster. Beräkningen utförs endast för ett lastfall där alla fyra punktlaster har samma storlek. En centrerings av de största trafiklasterna skulle medföra en annan punktlastfördelning och därmed en något större nedböjning än den framräknade. Detta antagande anses rimligt då nedböjning är dimensionerande för tvärbalken.

9.4.5.3 Dimensionering

Med snittkrafterna från MATLAB-beräkningarna (se bilaga 7.4) dimensioneras tvärbalken för att uppnå nödvändig moment- och tvärkraftskapacitet (se bilaga 6.14) samt klara kravet för nedböjning (se bilaga 6.15). Beräkningarna utgår från en momentbelastad balk med normalkraft. Då den dragande normalkraften blir avsevärt mycket större än fältmomentet resulterar det i en obefintlig tryckzon och ett helt draget mittvärsnitt. En stålbalk med anpassade dimensioner anses då vara ett bättre alternativ. Balkens bredd begränsades delvis av bredden på brolagren som beräknats till knappt 400 mm.

9.4.6 Resultat

Nedan presenteras resultaten och de framtagna måtten för beräkningarna av pyloner och tvärbalk.

I Tabell 9.7 redogörs beräkningsresultaten utifrån dimensioneringen av pylonerna i brons längdriktning. Där redovisas tvärsnittets mått, armeringsmängd och utnyttjandegrad för de olika spänningarna. För de slutliga tvärsnittsmåtten och armeringsmängderna blev spänningen i dragarmeringen dimensionerande med en utnyttjandegrad på 99 %.

Tabell 9.7. Redovisning av resultat för dimensionering av pylonerna. Den översta tabellen visar spänningar i betongen medan den mellersta tabellen redovisar spänningarna i armeringen. I tabellen nederst sammanfattas tvärsnittsmåtten på pylonerna samt information om ingående armering.

Höjd [m]	Max tryckspänning [Mpa]	Kapacitet tryckspänning [MPa]	Utnyttjandegrad tryckspänning
0-17	26,1	31,5	83 %
17-63	27,8	31,5	88 %
63-72	6,3	31,5	20 %

Höjd [m]	Spänning dragarm [MPa]	Spänning tryckarm [Mpa]	Kapacitet tryckarm [MPa]	Utnyttjandegrad dragarmering	Utnyttjandegrad tryckarmering
0-17	58,4	25,4	480	12 %	5,3 %
17-63	474,5	27	480	99 %	5,6 %
63-72	-13,6	90,9	480	2,8 %	19 %

Höjd [m]	Mått [m]	Tryckzon [m]	Arm.area [m2]	Antal stänger	s-avstånd
0-17	6x3	1.84	0.196	400	-
17-63	5.1x2.55	1.65	0.177	360	-
63-72	4.5x2.25	3.2	0.04	82	150

De beräkningarna som genomfördes på pylonen i tvärriktningen redovisas i tabell 9.8. Här visas dimensionerande moment och normalkraft samt dimensioner från beräkningar i längdriktning. Kontrollen av interaktion visas längst till höger i tabellen.

Tabell 9.8. Resultat från dimensionering av pyloner i tvärriktningen. Kontroll av interaktion visar att dimensioner framtagna ur dimensioneringen i längdriktning även klarar krav för tvärriktningen.

Höjd [m]	Mått [m]	Moment [MNm]	Normalkraft [MN]	Antal stänger	Antal stänger per armeringsrad	Klarar interaktion
0-17	3x6	67.9	-45.5	400	54	OK
17-63	2.55x5.1	21.0	-30.5	360	54	OK
63-72	2.25x4.5	2.1	0	82	41	OK

De resultat som tagits fram med avseende på sprickkontroll för tvärsnittet redovisas i tabell 9.9. Sprickkontrollen genomförs för både längd- och tvärriktning och redovisas i tabellen med mått, dimensionerande storlekar på normalkraft, moment, spänning och utifrån dessa värden görs en kontroll om tvärsnittet spricker. Av tabellen kan utläsas att vissa höjdsektioner av pylonerna spricker vilket innebär att beräkningar resulterar i tvärsnittsklass för uppspruckna tvärsnitt.

Tabell 9.9. Redovisning av sprickkontroller för tvärriktning respektive längdriktning.

Tvärriktning						
Höjd [m]	Mått [m]	Moment [MNm]	Minsta normalkraft [MN]	Största normalkraft [MN]	Spänning [MPa]	Spricker tvärsnittet ?
0-17	3x6	67.9	-45.5	-52.9	5.0	Ja
17-63	2.55x5.1	31	-30.5	-45.0	3.3	Nej
63-72	2.25x4.5	2.1	0	-28.6	0.5	Nej

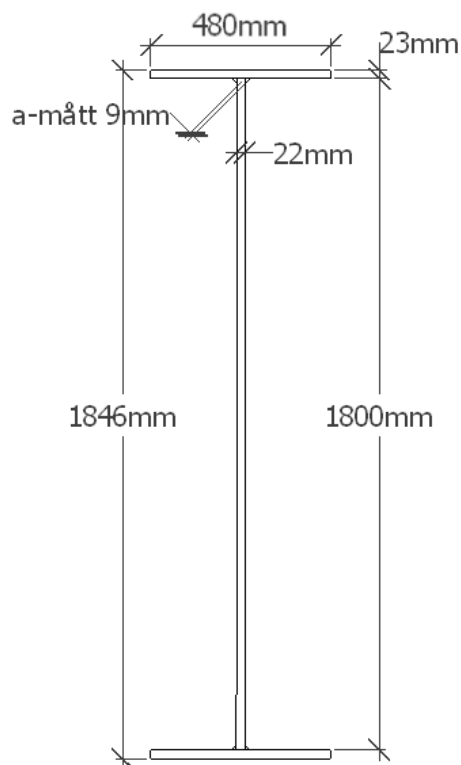
Längdriktning						
Höjd [m]	Mått [m]	Moment [MNm]	Normalkraft [MN]	Tvärkraft [MN]	Spänning [MPa]	Spricker tvärsnittet ?
0-17	6x3	753.6	-96.5	12.1	18.3	Ja
17-63	5.1x2.55	549.0	-77.8	11.1	21.8	Ja
63-72	4.5x2.25	52.5	-44.8	10.5	1.3	Nej

9.4.6.1 Tvärbalk

Beräkningarna leder via en iterativ process fram till dimensioner på tvärbalken. Den maximala nedböjningen blev dimensionerande med en utnyttjandegrad på 96 % (se tabell 9.10). Balkens mått angivs i figur 9.21.

Tabell 9.10. Resultat från dimensionering av tvärbalk. Med dimensionerande värden har tvärsnittsmåtten tagits fram för tvärbalken i stål.

	Moment [MNm]	Tvärkraft [MN]	Nedböjning [m]
Dimensionerande värde	10	2,2	0,071
Kapacitet	17,3	5,8	0,074
Utnyttjandegrad	58 %	37 %	-



Figur 9.21. Exakta dimensioner på tvärbalk.

9.4.6.2 Kontroll av knäckning och sprickbredd av pylon

Slutligen kontrolleras även knäckning och sprickbredd för pylonerna (se bilaga 6.12). Om kontrollerna visar på acceptabla resultat anses dimensioneringen vara klar, annars antas nya dimensioner och processen börjar om på nytt. Resultatet för knäckning presenteras i tabell 9.11. För böjning i tvärriktning visade beräkningarna att ingen armering krävdes. Dock har minsta krav på armering tagits hänsyn till.

Tabell 9.11. I tabellen redovisas information och resultat vid kontroll av knäckning för pylonerna.

Elementhöjd [m]	Pelarlängd [m]	Tvårsnittsmått [m]	Antal stänger i böjning längrikt.	MEd [MNm]	MRd [MNm]	Skärknäckning?
0-17	17	3x6	200	4.4	223.4	Nej
17-63	47.3	2.55x5.1	180	13.1	153.2	Nej
63-72	6	2.25x4.5	41	0.62	199.9	Nej

En kontroll för sprickbredden är utförd på den mest böjda delen av pylonerna. Det är den nedre delen med böjning i brons längdriktning som granskas. Beräkningarna utförs i bilaga 6.13 med den maximalt tillåtna sprickbredden 0,3 mm enligt Bilaga 3. Resultatet blev en sprickbredd på 0,225 mm vilket är tillåtet och med kännedomen om att den värst utsatta delen är kontrollerad så uppfyller alla pylonernas delar kravet.

9.5 Sammanställning av resultat

Dimensioneringen resulterade i en bro med 72 meter höga pyloner vars tvärsnittsmått vid marken är 6x3 meter och avsmalnar något med höjden. Brobanan består av en lådbalk med 2 centimeter tjock plåt och har ett fackverk av HEB balkar längsmed bron med jämna intervall. Kablarna delades upp i två olika dimensioner vilka består i ytterkablar med 100 millimeter i diameter medan de inre kablarna har en diameter på 90 mm. Fullständiga ritningar på bron finns i bilaga 1.

10 Slutsats

Det slutliga brokonceptet har utvecklats med hänsyn till beställarens krav samt anpassats efter rådande förhållanden på platsen. Vidare är förslaget geotekniskt genomförbart samt har en estetiskt tilltalande utformning. I enlighet med valt fokus på utformning och design utsågs en snedkabelbro, som ger ett estetiskt mervärde till omgivningen och samtidigt överensstämmer med de geotekniska förutsättningarna.

Den resulterande bron har två betongpyloner sammankopplade med tre tvärbalkar, varav den nedersta är av stål och de övriga två är i betong. Brobanans tvärsnitt är en sexkantig fackverksförstärkt lådbalk i stål. Med kablar i stål och försedda med skyddshöljen i polyeten säkerställs deras beständighet.

Preliminärdimensioneringen av samtliga brokomponenter förlitar sig på beräkningsmetoder från Eurocode och följaktligen uppfyller de även de krav som är ställda däri. I några fall har dock brist på optimering lett till att en viss överdimensionering av broelementen skett. Detta är dock något som i viss mån skulle kunna kompensera för de förenklingar som tillåtits då vissa laster samt dynamiska effekter bortsetts från i rapportens avgränsningar.

Den slutliga produkten av denna rapport är ett förslag på ett realistiskt och kravföljande brokoncept ämnat att överbrygga Karlsnäs industriområde. För att kunna förverkliga detta broförslag bör kompletterande och mer precisa beräkningar genomföras där exempelvis även dynamiska effekter tas i beaktning. Med de ställda avgränsningarna och kraven uppfylls dock syftet som initialt ställdes i rapporten.

11 Diskussion

Detta kapitel belyser beräkningar, slutresultat och förenklingar under dimensioneringsprocessen. Förenkningarna som vidtagits utvärderas för att beskriva antaganden och felmarginaler samt reflektera över om beräkningarna skett på den säkra sidan. Vissa beräkningsresultat har blivit något missvisande och kapitlet syftar till att ge klarhet i varför det har blivit så.

11.1 Lådbalk

Beräkningarna har utgått från ett förenklat tvärsnitt för lådbalken där det sexkantiga tvärsnittet förenklas till ett rektangulärt. Detta innebär att egentygningen är mindre i verkligheten än vid beräkningarna. Förenklingen har också resulterat i en förstorad area vilket medför ökad moment- och tvärkraftskapacitet. Beräkningarna är alltså på osäkra sidan men felmarginerna är dock relativt små och borde därför inte påverka resultatet alltför mycket. Dessutom är utnyttjandegraden för momentet mycket låg.

Lådbalken beräknades som en ram med tjocklek om två centimeter vilket i princip innebär att ovansidan fungerar som en tunn plåtskiva. Detta är ej ett optimalt sätt att överföra moment eftersom balkverkan i en sådan konstruktion är mycket liten och därför bör lådbalken förstärkas med balkar formade som parallelltrapetser. Tvärsnittets area bör behållas för att fortsatt klara tvärkraften.

Lådtvärsnittets höjd har dimensionerats till två meter. Det innebär en hög utnyttjandegrad av tvärkraften medan momentkapaciteten var mycket större än momentbelastningen. Ett rimligt antagande är därför att det vore möjligt att minska höjden ytterligare men behålla samma tvärsnittsarea. Dimensioneringsprocessen har dock stannat vid två meter på grund av inspektionsmöjligheter. En inspektör måste kunna röra sig relativt obehindrat för att kunna undersöka samtliga kritiska detaljer och då är en lägre höjd inte rimlig.

När hela lådans verkningsätt analyseras är det rimligt att se den övre flänsen som en homogen area istället för ett antal parallelltrapetser. Anledningen är att lådans verkningsätt i princip är samma som för en I-balk där övre delen av lådan upptar tryckkrafter och den nedre delen dragkrafter. Detta är under förutsättning att balken är fritt upplagd och transversellt belastad nedåt. Nedböjningen och momentkapaciteten kommer alltså att bli ungefär desamma i verkligheten som de beräknade värdena.

11.2 Fackverk

Dimensioneringen av fackverket utgår från att brobanan modelleras som ledat infästa stänger. Egentligen är det orimligt att anta att fackverkets infästningar inte överför något moment. För att bättre representera verkligheten bör fackverket modelleras som ett ramverk där infästningar överför moment. Det skulle leda till att fackverket utsätts för moment och vilket ger större spänningar. Detta resulterar i att vårt fackverk potentiellt är underdimensionerat.

Valsade standardtvärsnitt till fackverksstängerna resulterar i att utnyttjandegraden för stängerna blivit relativt låg. Detta kan förklaras med att valsade tvärsnitt, som det valda I-tvärsnittet av typ HEB, endast återfinns i vissa förutbestämda dimensioner. Således blir det svårare att optimera tvärsnittet.

Det är diskutabelt huruvida utnyttjandegraden anses vara för låg för att ett valsat tvärsnitt skall ses som ett rimligt val. För att erhålla ett tvärsnitt där kapaciteten utnyttjas bättre skulle ett lämpligare alternativ vara ett svetsat tvärsnitt, där dimensionerna kan väljas helt fritt. En väsentlig skillnad mellan valsade och svetsade tvärsnitt är dock enkelheten i produktion, de föregående är betydligt effektivare att massproducera. Då fackverkstängerna är relativt många till antalet är detta ett argument till fördel för valsade tvärsnitt.

11.3 Kablar

Effekten av dynamiska laster och egensvängningar på bron är uteslutna från beräkningarna vid dimensioneringen. Dessa laster anses kräva mer avancerade beräkningsprogram och vara för tidskrävande. Troligtvis medför vindlasten en dynamisk effekt på bron, speciellt pyloner och kablar. Detta har till följd att tvärsnitten belastas med större krafter vilket hade medfört större dimensioner på kablarna. Egensvängningar uppstår ofta på grund av vindlaster och kan leda till skador eller kollapsar.

11.4 Pyloner

Vid beräkning av snittkrafter för pylonen har ett osprucket och oarmerat tvärsnitt används. Dimensioneringsprocessen har dock visat på att delar av pylonen spricker vilket medför att yttröghetsmoment och verkningsätt förändras. Det är möjligt att kraftspelet och därmed också snittkrafterna blir något annorlunda vilket skulle kunna ändra dimensionerna på pylonen.

Efter snittkraftsberäkningarna konstaterades en skillnad mellan normalkrafterna i pylonerna i längd- och i tvärledriktningen. Skillnaden beror på att pylonen i längdriktningen ses som en konsolbalk medan den i tvärriktningen är uppdelad i två balkar. Ytterligare skillnader beror på att brobanan i längdriktningen belastas asymmetriskt med trafiklast på endast ena sidan av pylonen till skillnad från vid tvärriktningen då hela brobanan belastas med trafiklast.

Den föreliggande risken för betongkrossning vid kabelinfästningar i pylonen är något som ej behandlas i rapporten. Det kommer att uppstå stora tryckspänningar i området kring infästningspunkten. För att minimera risken för att krossning av betongen skall inträffa bör kabelinfästningarna förses med en tryckfördelningsplatta i stål. Ytterligare en möjlig åtgärd för att minimera denna risk är att tryckarmera betongen med avseende på horisontella krafter i området mellan pyloninfästningarna på respektive sida.

Vid dimensionering av pylonerna finns det två alternativ gällande val av armeringskvalitet. Då stålet med lägre kvalitet (B500B) finns tillgängligt i större diameter än det med högre kvalitet (Ks 600S) påverkas såväl antalet armeringsstål som total armeringsarea av vald armeringskvalitet. Det förstnämnda alternativet leder till färre men bredare sprickor på grund av den större diametern, vilket inte är en fördel. Vidare kan det vara av intresse att utreda vilken av lösningarna som är mest fördelaktig ur en ekonomisk synpunkt. För att avgöra det bör prisskillnaden mellan stålsorterna analyseras vilket har avgränsats från rapporten.

I dimensioneringsprocessen av pylonerna i tvärriktningen beaktas trafiklastens inverkan främst genom den kraft som verkar vid kabelinfästningen i toppen. Den totala kraften modellerades som en linjelast med endast en vertikal utbredning. Det är möjligt att detta ger ett resultat på osäkra sidan eftersom en snedfördelad trafiklast skulle påverka pylonerna med en horisontell kraftkomponent utöver den vertikala och därmed ökar påkänningarna i pylonen.

Den övre delen av pylonen utsätts för relativt små moment vilket ledde till att endast minimiarmering erfordrades. Analysen av spänningarna i tvärsnittet visade att samtliga armeringsjärn var tryckbelastade. Det är rimligt att hela tvärsnittet är tryckt med tanke på de små moment som uppstår. De små momenten gör även att betongen förblir osprucken och dragarmeringen teoretiskt sett inte är nödvändig. Dock har den funktionen att hålla tvärkraftsarmeringen på plats vilket krävs för de övre pylondelarna.

Betongtvärbalkarnas dimensioner har endast antagna värden och har inte genomgått samma analysprocess som resten av pylonen. Det anses dock inte ha påverkat kraftspelet i pylonen. Alltså anses de snittkrafter som tagits fram för att dimensionera pylonen och resultaten utifrån dessa värden som rimliga.

11.5 Tvärbalk

Då tvärbalken kommer belastas av en stor dragande normalkraft valdes en stålbalk istället för den ursprungliga idén med en tvärbalk i betong. I och med att fast inspänning har antagits kan anslutningen mellan stål och betong bli svår att uppnå. En klenare anslutning skulle det leda till att inspänningsmomenten minskar och fältmomentet ökar. Även nedböjningen skulle öka och kanske överskrida den maximalt tillåtna.

För att förhindra att detta inträffar krävs en stadig infästning som kan överföra krafter och moment mellan balken och pylonerna. En idé kan vara att låta gjuta in en stålinfästning som sedan kan fästas i balken med skruvförband. Eftersom balken är 1,8 meter hög kommer infästningen mellan stålelementen inte bli några större problem för momentöverföringen. Det svåraste blir att hitta en lösning för att gjuta in infästningen utan att sänka pylonernas hållfasthet och beständighet.

11.6 Övrigt

Bestämning av betongkvalitet resulterade i betongklass C45/55 eller bättre. Under dimensioneringen ansågs betongklassen som opassande och ändrades till C70/85 för att undvika att betongkrossning. Vid dimensionering av ett mindre tvärsnitt på 4x2 m inträffade problem med att uppnå önskad kapacitet. För att öka bärigheten valdes betongkvaliteten att förbättras. Vid ändring av tvärsnittet gjordes beslutet att behålla den förbättrade betongklassen för att undvika samma problem.

De förenklingar som gjorts av bronns lutning och krökning innebär att viss asymmetri i strukturen förbises. Krökningen skulle ge upphov till ett vridande moment då brobanans tyngdpunkt i realiteten ligger en aning förskjuten i sidled från den tänkta draglinjen genom pylonernas centrum. Då tvärsnittet är ett fackverksförsett lådtvärsnitt stabiliserat av kablar är dock vridstyvheten god, vilket eventuellt innebär att det extra vridande momentet ligger inom ramen för tvärsnittets kapacitet. Även vissa laster påverkas av bronns krökning där bland andra en centripetalkraft skulle påverka både brobana och pylon och bör därför vid noggrannare beräkningar beaktas.

Vidare innebär brobanans lutning att spannen inte kommer bli helt symmetriska, vilket i sin tur borde medföra ändrade infästningsvinklar för kablarna. I de kablar som får en flackare lutning ökar kabelkraften jämfört med det symmetriska fallet som antagits i denna rapport. Det skulle därför kunna vara aktuellt med en grövre kabeldiameter.

Vid snittkraftsberäkningar har Euler-Bernoullis balkteori använts och ingen hänsyn har tagits till ökade snittkrafter som uppstår i pyloner och brobana på grund av initialimperfectioner och delvis andra ordningens moment. Båda dessa fenomen beror på att balkar och pelare får en böjning som leder till en förskjutning av krafters angreppspunkt. I och med förskjutningen uppstår ett extra snittmoment. Detta betyder att snittkraftsberäkningarna kan vara missvisande. Effekten av andra ordningens moment är särskilt påtagliga i brobanan och pylonerna vilka är kraftigt tryckbelastade.

12 Litteraturförteckning

Al-Emrani, M, et al. (2011) *Bärande konstruktioner: Del 1*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.

BE Group (2010), *Byggstålshandboken*.

http://www.begroup.com/upload/Sweden/Broschyror/BE%20Byggst%C3%A5lhandbok_webb_101021.pdf (2015-03-09)

British Constructional Steelwork Association Limited, Tata Steel Europe Ltd, The Steel Construction Institute Limited (u.å.)

http://www.steelconstruction.info/Tied-arch_bridges (2015-02-09)

Burström, P. G. (2001) *Byggnadsmaterial: Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Lund: Studentlitteratur AB.

Chen, W.-F., Duan, L. (2000) *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton: CRC Press Limited

Force Technology (2015) *Vindtunnlar*.

<http://www.forcetechnology.com/sv/Menu/Facilities/Vindtunnlar/> (2015-05-18)

Illustrerad vetenskap (2006), *Vad gör hängbroar så starka?* IV nr. 15

<http://illvet.se> (2015-02-15)

Nationalencyklopedin (2015a) *Bro*.

<http://www.ne.se.proxy.lib.chalmers.se/uppslagsverk/encyklopedi/lång/bro> (2015-02-09)

Nationalencyklopedin (2015b) *Utmattning*.

www.ne.se/uppslagsverk/encyklopedi/lång/utmattning (2015-03-08)

Rutgersson, B. (2008, reviderad 2014) *BaTMan – Kodförteckning och beskrivning av brotyper*. Borlänge: Trafikverket. (2015-02-10)

Ryall, M.J. (2001) *Inspection and condition. I Bridge Management*. Oxford: Butterworth-Heinemann Ernst & Sohn

RW International (2010), *Koncernen Reisner & Wolff*

http://www.haucon.se/images/PDF/Brosjyreweb/rw_imagefolder_dt_schwedisch_web.pdf (2015-03-09)

Sjöde, U & Ronnebrandt, R. (1996) *Broprojektering – En handbok*. Borlänge: Vägverket

Skanska (2013) *Övergångskonstruktioner – MAURER*. http://www.skanska.se/cdn-1ce772fcab9382c/Global/Bygg_och_anlaggning/Grundlaggning/Overgangskonstruktion_web.pdf (2015-03-08)

Svenskbetong (2015) *Formsättning*.
<http://www.svenskbetong.se/statik-sb/flerbostadshus/vaeggjar/formsaettning.html>
(2015-03-08)

Svensson, H. (2012) *Cable- Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide*. Berlin: Ernst & Sohn

Trafikverket (2011a) *Teknisk beskrivning byggnadsverk: 15-1758-1 Bro över Karlsnäs industriområde*.

Trafikverket (2011b) *TRVK Bro 11 Trafikverkets tekniska krav Bro*. TRV publ nr 2011:085.

Trafikverket (2013) *Utbyggnad av väg 40, Ulricehamn till motorväg*.

Vinayagamoorthy, M. (2000) Maintenance Inspection and Rating. I *Bridge engineering handbook*. Chen, W-F., Duan, L. ss: 49-6. Boca Raton: CRC Press

Virlogeux, M. et al. (2000). *Guidance for good bridge design*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).

Vägverket (1993, reviderad 1999) *Broinspektionshandbok*. Upplaga 2. Jönköping: Tabergstryckeri AB.

Bildkällor

MAURER. (u.å.) MAURER *Pot Bearings - Technical information, dimensions and weights*. München: MAURER. Hämtad från http://www.maurer.co.uk/doc/Pot_Bearings.pdf

MAURER. (u.å.) MAURER *Girder Grid Joints*. München: MAURER. Hämtad från http://www.maurer.co.uk/doc/Girder_Grid_Joints.pdf

Bilageförteckning

Bilaga 1: Ritningar

- 1.1 Planritning
- 1.2 Sektion A-A
- 1.3 Sektion B-B
- 1.4 Förslagsritning

Bilaga 2: Teknisk beskrivning

Bilaga 3: Diverse utdrag

Bilaga 4: Dimensionering av pelare med symmetrisk armering

Bilaga 5: Dimensioneringsförutsättningar

- 5.1 Egentyngd
- 5.2 Vindlaster
- 5.3 Bromslaster
- 5.4 Temperaturutvidgning
- 5.5 Betongklass
- 5.6 Lastomvandling trafiklaster

Bilaga 6: Preliminärdimensionering

- 6.1 Lådbalk - Dimensionering
- 6.2 Lådbalk - Kontroll nedböjning
- 6.3 Fackverk
- 6.4 Kablar - Reaktionskrafter
- 6.5 Kablar - Dimensionering
- 6.6 Kablar - Kontroll i bruksgräns
- 6.7 Pyloner i brons längdriktning - Laster
- 6.8 Sprickkontroll i brons längdriktning
- 6.9 Pyloner i brons längdriktning - Dimensionering
- 6.10 Sprickkontroll tvärled
- 6.11 Pyloner i tvärled - Dimensionering
- 6.12 Pyloner - Kontroll knäckning
- 6.13 Pyloner - Kontroll sprickbredd
- 6.14 Tvärbalk - Dimensionering
- 6.15 Tvärbalk - Kontroll nedböjning
- 6.16 Överslagsberäkning brobana med egentyngd som huvudlast
- 6.17 Överslagsberäkning brobana med trafiklast som huvudlast
- 6.18 Överslagsberäkning pylon i brons längdriktning

Bilaga 7: Snitt- och momentkraftsberäkningar i Matlab

- 7.1 Lådbalk
- 7.2 Fackverk
- 7.3 Pyloner i brons längdriktning
- 7.4 Pyloner i tvärled
- 7.5 Modell för hela bron

Bilaga 1: Ritningar

1.1 Planritning

1.2 Sektion A-A

1.3 Sektion B-B

1.4 Förslagsritning

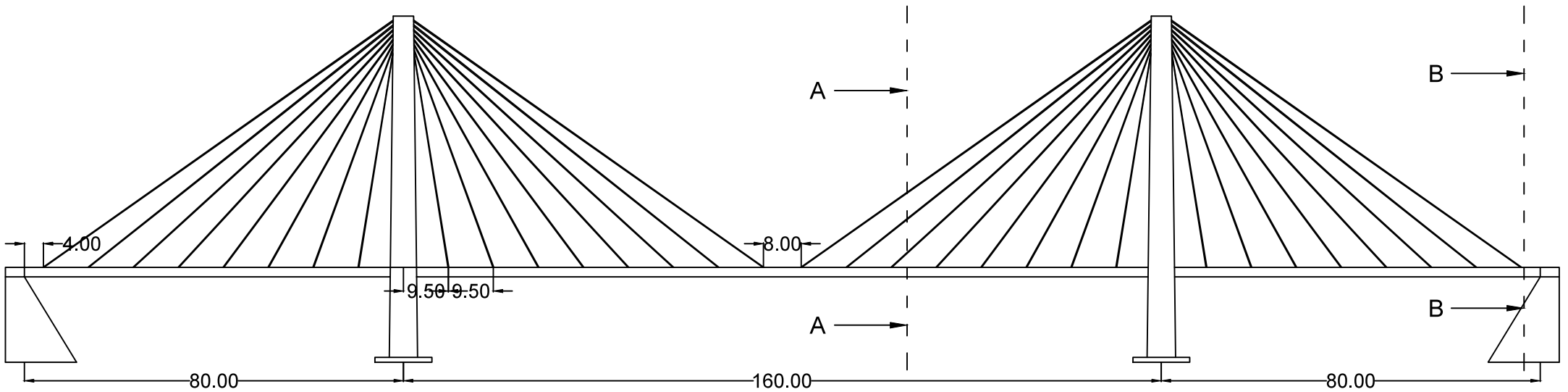
Bilaga 1.1

Planritning

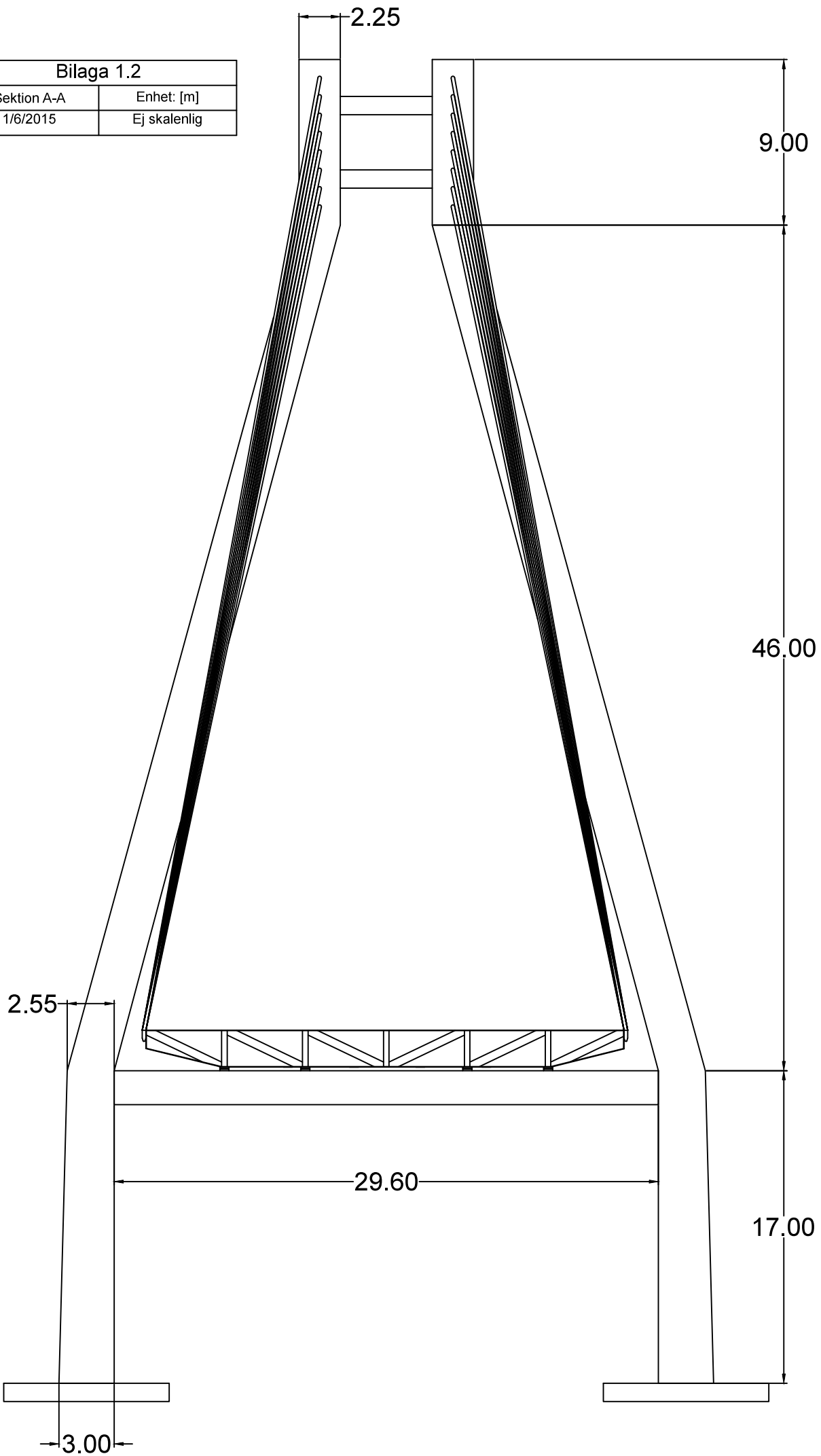
Enhed: [m]

1/6/2015

Ej skalenlig



Bilaga 1.2	
Sektion A-A	Enhet: [m]
1/6/2015	Ej skalenlig



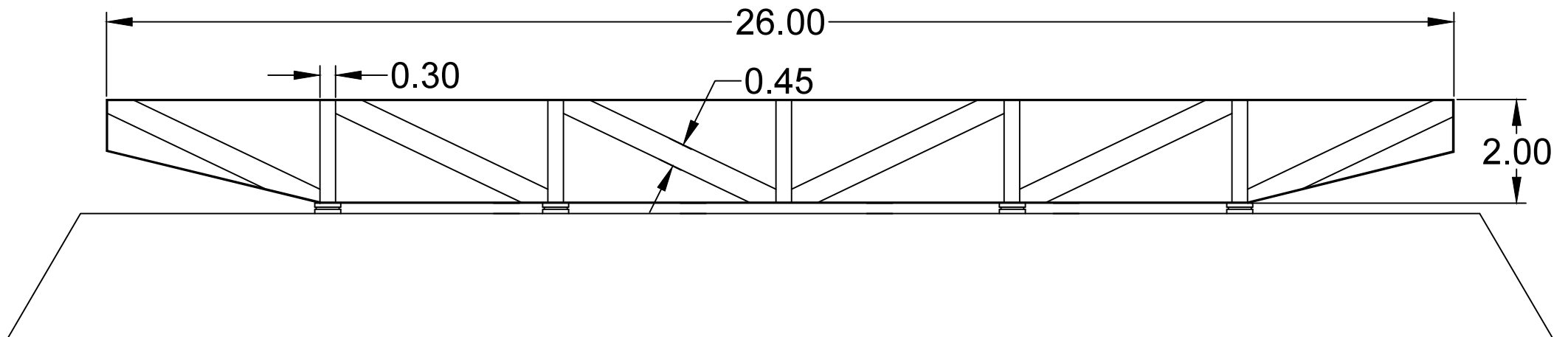
Bilaga 1.3

Sektion B-B

Enhet: [m]

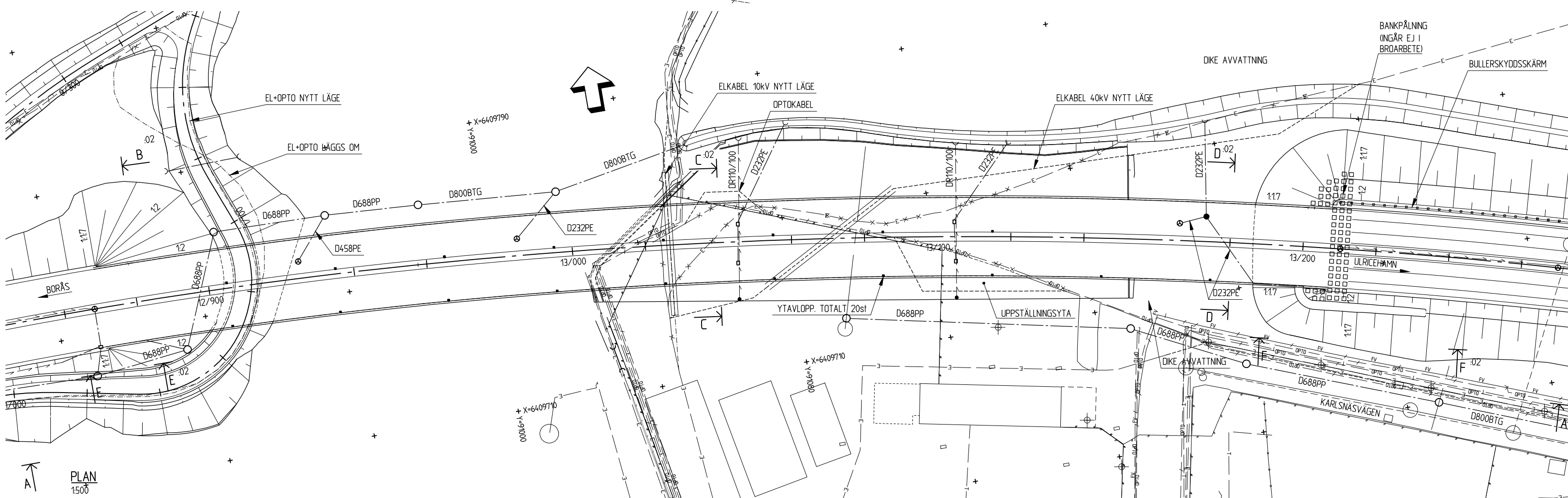
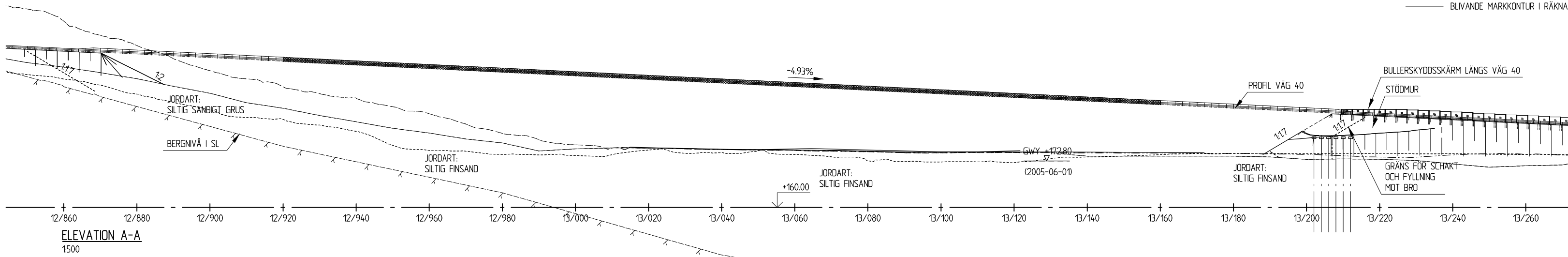
1/6/2015

Ej skalenlig



SKYDDSNÄT I 3x100 FACK ÖVER UTFÖRS PÅ BRONS SÖDRA SIDA

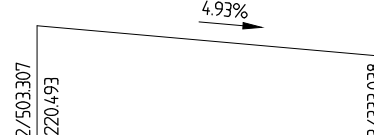
- BEF MARKKONTUR 25 m SÖDER OM RÄKNAD LINJE
- BEF MARKKONTUR I RÄKNAD LINJE
- BEF MARKKONTUR 25 m NORR OM RÄKNAD LINJE
- BLIVANDE MARKKONTUR I RÄKNAD LINJE



PLANDATA VÄG 40

SEKTION	X	Y	ANM
12/704.055	6409746.649	90726.676	R=1300
12/937.582	6409754.106	90979.692	R=1501
13/340.330	6409679.956	91354.133	

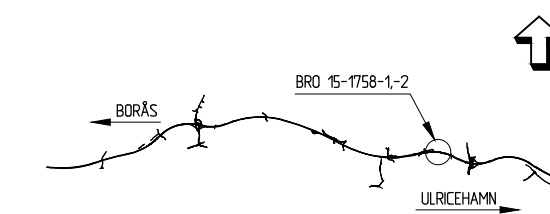
PROFIL VÄG 40



TECKENFÖRKLARINGAR

- DAGVATTENLEDNING
- DRÄNVATTENLEDNING
- DAGVATTENUTLOPP/TRUMÖGA
- NYTT DAGVATTENDIKE
- KABELSCHAFT
- KABELSCHAFT INKL. KABELSKYDDSRÖR
- NEDSTIGNINGSBRUNN
- TILLSYNSBRUNN
- DAGVATTENBRUNN MED KUPOLSIL
- DAGVATTENBRUNN MED GALLER
- RENSBRUNN
- BEFINTLIG DIKE FLÖDESRIKTNING
- BEFINTLIG SPILLVATTENLEDNING
- BEFINTLIG VATTENLEDNING
- BEFINTLIG DAGVATTENLEDNING
- BEFINTLIG FJÄRRVÄRMELEDNING
- BEFINTLIG LEDNING/TRUMMA SOM RIVES/SLOPAS
- BEFINTLIG EL, MARKFÖRLAGD KABEL
- BEFINTLIG TELE, MARKFÖRLAGD KABEL
- BEFINTLIG OPTOKABEL I MARK
- BEFINTLIG NEDSTIGNINGSBRUNN
- BEFINTLIG BELYSNINGSTOLPE

SITUATIONSPLAN



ALLMÄNNA ANVISNINGAR

HÖJDSYSTEM: RH 70

KOORDINATSYSTEM: RT 90 5 gon v 0-1

HÖJDEFIX: ENLIGT MÄTPÄRM

POLYGONPUNKTER: ENLIGT MÄTPÄRM

NORMER, FÖRESKRIFTER OCH BESKRIVNINGAR: BRON SKALL DIMENSIONERAS OCH UTFÖRAS ENLIGT TK BRO (PUBL. 2009:7) SAMT ENLIGT BREV "ÄNDRINGAR AV TK BRO" DATERAT 2010-11-01 OCH TK GEO (PUBL. 2008:49) SAMT TEKNISK BESKRIVNING BYGGNADSVÄRK 2K110002 UPPRÄTTAD AV COWI AB, DATERAD 2011-09-15.

FÖRKLARINGAR

MEG RL OCH FL AVSEY RÖRLIGT RESPEKTIVE FAST LAGER.

HÄNVISNINGAR

LEDNINGAR ENLIGT RITNING 200W513-14
 AVVATTNING ENLIGT RITNING 200W5156-57
 STÖDMUR I VÄGBANK ENLIGT RITNING 242K2201-03
 BULLERSKYDDSSKÄRM LÄNGS VÄG 40 ENLIGT RITNING 239K2001-03
 YTSKIKT ENLIGT 200L1903-04
 KANALISATION ENLIGT RITNING 200W6311
 UPPSTÄLLNINGSYTA UNDER BRON ENLIGT RITNING 237T0407
 BANKPÅLNING ENLIGT RITNING 201G1501-02

BYGGHANDLING	FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG
TRAFIKVERKET	VÄG 40 BORÅS-ULRICEHAMN DELEN DÄLLEBO - HESTER
COWI	ETAPP 2 BRO ÖVER KARLSNÄS IND-OMRÅDE, 300 M S VIST KYRKA
KM 12/880 - 13/200 FÖRSLAGSRITNING 1/2)	PLAN, ELEVATION
PROJEKTLEDARE A. BERGHOLTZ	SKALA ENLIGT FIGUR
UTFÖRARE C. KIVILÖO	BYGGNADSRITNING 854.36030
REVISOR M. BÄCKSTRÖM	BYGGNADSRITNING 244K2001
DATE 2011-09-15	BYGGNADSRITNING 854.36030

Bilaga 2: Teknisk beskrivning

**TRAFIKVERKET
PROJEKT VÄG 40 DÅLLEBO-ULRICEHAMN
DELEN DÅLLEBO-HESTER, ETAPP 2
VÄSTRA GÖTALANDS LÄN**

TEKNISK BESKRIVNING BYGGNADSVERK

avseende

15-1758-1

BRO ÖVER KARLSNÄS IND-OMRÅDE, 300 m S VIST KYRKA, KM 12/880 - 13/200

OBJEKTNR 85 43 60 30

CHAOSNR 2K110002

Handlingen upprättad 2011-09-15

Handlingen reviderad: 2011-11-30

Innehåll

OBJEKT- OCH DOKUMENTDATA	4
Objektdata	4
Dokumentdata	4
REGLER FÖR DENNA BESKRIVNING	5
Dokumentutformning	5
Avsnitt	5
Rubriker enligt Dispositionen	5
Typer av konstruktioner	5
Kravhierarkier	6
Förteckning över okodade underrubriker	6
B. TRAFIK	7
B1. Vägtrafik	7
C. BEFINTLIG MARK, MILJÖ OCH KONSTRUKTIONER	8
C1. Befintlig mark och miljö	8
C1. Befintlig mark och miljö/ Topografiska förhållanden	8
C1. Befintlig mark och miljö/ Geotekniska förhållanden	8
C1. Befintlig mark och miljö/ Geohydrologiska förhållanden	9
C1. Befintlig mark och miljö/Naturmiljö	9
C1. Befintlig mark och miljö/Kulturmiljö	9
C2. Befintliga konstruktioner	9
C2. Befintliga konstruktioner/ Ledningar	9
C2. Befintliga konstruktioner/ Högspänningsledning	9
C2. Befintliga konstruktioner/ Fjärrvärmeledning	9
C2. Befintliga konstruktioner/ VA-nät	10
D. VÄGANLÄGGNING	11
DB. Vägkonstruktion	13
DB2. Underbyggnad	13
DC. Vägbro	14
DC1. Bärverk i vägbro	14
DC12. Balk/ Kantbalk	14
DC13. Stöd, upplagsanordningar eller vingmur	15
DC13b. Stöd	15
DC13c. Upplagsanordningar	15
DC13cb. Lager	15
DC2. Grundläggning av vägbro/ schaktning	15
DC2. Grundläggning av vägbro/ fyllning	16
DC2. Grundläggning av vägbro/ pålning	16
DC2. Grundläggning av vägbro/ bottenplatta	17
DC3. Komplettering i vägbro	17
DC31. Beläggning	17
DC33. Tätskikt, skyddslager	17
DC33. Tätskikt, skyddslager/ Tätskikt	17
DC35. Övergångskonstruktioner	17
DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Fog med fogmassa	18

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Avvägningsdubb	18
DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Loddubb	18
DC4. Slänt eller kon	18
DC41. Slänt	18
DC42. Kon	18
DE. Avvattningssystem	18
DE1. Dagvattensystem	18
DE2. Dränvattensystem	19
DE21. Dränvattenledning/ Grundavlopp i bro	19
DF. Trafikskyddsanordning	19
DF2. Räcke	19
DF21. Sidoräcke	19
DF21. Sidoräcke/ Broräcke	20
DF22. Mitträcke/ Broräcke	20
DF25. Räckeskomplettering/ Bullerskyddsskärm	20
DK. Elsystem och telesystem	21
DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsror på bärverk	21
DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsror i betongkonstruktion	21
X. DOKUMENTATION	22
X. Dokumentation/ Digital dokumenthantering	22
XB. Projekteringshandling	22
XB. Projekteringshandling/ Design basis	22
XC. Arbetshandling	22
XC. Arbetshandling/ Vägbro	22
XD. Relationshandling	23
XD. Relationshandling/ Vägbro	24

OBJEKT- OCH DOKUMENTDATA

Objektdata

Vägnummer: Väg 40
Vägnamn: Väg 40 Borås - Ulricehamn
Objektnamn: Delen Dällebo – Hester, Etapp 2
Objektnummer: 85 43 60 30
Kommun: Ulricehamns Kommun
Län: Västra Götaland

Dokumentdata

Titel: Teknisk Beskrivning Byggnadsverk
15-1758-1 Bro över Karlsnäs ind-område, 300 m S Vist Kyrka
Dokumentslag: 2K110002, Bygghandling
Utgivningsdatum: 2011-09-15
Utgivare: Trafikverket
Kontaktperson: Gunnar Jellbin
Konsulter: COWI AB
Carl Kiviloo Broprojektör
Ove Bramstång Geotekniker

REGLER FÖR DENNA BESKRIVNING

Dokumentutformning

Avsnitt

För denna OTB gäller att den innehåller rubriker under avsnitten:

- Objekt- och dokumentdata
- Regler för denna beskrivning
- B. Trafik
- C. Befintlig mark, miljö och konstruktioner
- D. Väganläggning
- X. Dokumentation.

I avsnitt "Objekt- och dokumentdata", anges uppgifter som en del av förvaltningsdata.

I avsnitt "Regler för denna beskrivning" anges regler för tolkning av denna beskrivning. Här anges bland annat uppdelning i avsnitt, användning av rubriker och underrubriker samt kravhierarkier (pyramidregel).

I avsnitt "B. Trafik" anges den trafik som konstruktionerna ska dimensioneras för.

I avsnitt "C. Befintlig mark, miljö och konstruktioner" beskrivs de befintliga förhållandena före entreprenadens genomförande samt eventuella krav på åtgärder.

I avsnitt "D. Väganläggning" anges förutsättningar och krav som gäller för entreprenaden avseende gestaltning, utformning och byggande.

I avsnitt "X. Dokumentation" anges krav på dokumentation m.m.

Rubriker enligt Dispositionen

Avsnitt som inleds med en bokstavskod (Exempel: "B. Trafik") är strukturerade med rubriker enligt en av Trafikverket framtagen disposition. Texterna är insorterade under dessa rubriker. Rubrikerna består av kod och benämning.

Exempel: Rubriken "D. Väganläggning", där "D" är koden och "Väganläggning" är benämningen (klartexten) för koden "D".

Typer av konstruktioner

Väganläggning (hel väganläggning) uttrycks av rubriken "D. Väganläggning". Där beskrivs det som gäller för hel väganläggning.

Konstruktion eller konstruktionsdel (del av väganläggning) uttrycks i Dispositionen av de bokstavskodade rubrikerna "DB. Vägkonstruktion", "DC. Vägbro" och så vidare inklusive deras underliggande bokstavskoder (som alltså saknar snedstreck). Under varje sådan rubrik beskrivs det som gäller för denna konstruktion.

Typ av konstruktion uttrycks i Dispositionen av rubrik för konstruktion följt av "/x" där x anger typ av konstruktion. Exempel på rubrik är "DC11. Brobanepatta/ Platsgjuten brobanepatta" där brobanepatta är konstruktion och platsgjuten brobanepatta är typ av sådan konstruktion.

Kravhierarkier

Koderna är uppbyggda så att varje tillkommande tecken, räknat från vänster till höger, anger ett begrepp på underordnad nivå. Exempelvis är ”DB” underordnad ”D” och ”D” är överordnad ”DB”.

Vissa koder innehåller dock i stället för ett tillkommande tecken ett snedstreck (’/’) följt av en benämning. Detta snedstreck och benämning motsvarar ett tillkommande tecken, det vill säga en (1) kodposition i hierarkiskt avseende.

Krav under rubrik med överordnad kod gäller även som krav under en underordnad kod. Exempelvis gäller krav under ”D” som tillägg till krav under ”DB”.

Krav under en underrubrik gäller även som krav under en mera specificerad underrubrik. Exempelvis gäller krav under ”Teknisk lösning” som tillägg till krav under ”Teknisk lösning. Märkning”.

Förteckning över okodade underrubriker

Under okodade underrubriker anges krav indelade enligt följande.

De okodade underrubrikerna är:

- Omfattning
- Funktion
- Teknisk lösning
- Kontroll

Under ”Funktion” och under ”Teknisk lösning” ställs krav och anges kvalitetsnivåer. För varje krav ställs i direkt anslutning krav på dess kontroll under rubriken ”Kontroll”.

Under ”Funktion” hanteras följande:

- Bärförmåga, stadga och beständighet
- Säkerhet vid användning
- Hälsa och miljö
- Buller
- Energihushållning
- Säkerhet vid brand

Under ”Teknisk lösning” hanteras följande:

- Material
- Vara
- Konstruktion
- Utförande
- Märkning

Under ”Kontroll” hanteras följande:

- Provning (inklusive mätning)
- Beräkning
- Besiktning

B. TRAFIK

B1. Vägtrafik

ÅDT för väg 40 beräknas till 12000 (år 2015). År 2035 beräknas ÅDT till 15100. Andel tung trafik ska förutsättas vara 22%.

Alla personbilar ska förutsättas ha dubbdäck under perioden 1 oktober till 30 april. Vidare ska förutsättas att vägbanan saltas.

C. BEFINTLIG MARK, MILJÖ OCH KONSTRUKTIONER

Omfattning

De befintliga hus, broar, vägar och andra anläggningar, som berörs eller behöver rivras eller flyttas eller mark som behöver avverkas eller röjas, beror på hur entreprenören utformar brobygget. Under ”C1. Befintlig mark och miljö” samt under ”C2. Befintliga konstruktioner” listas de objekt som kan komma att beröras med typ och läge.

Entreprenören ska för befintliga hus, broar, vägar och andra anläggningar, som berörs av entreprenaden, projektera och utföra vad som erfordras för att uppfylla angivna krav.

Där det på ritning anges att hus eller anläggning, t.ex. väg eller annan anläggning ska bortschaktas ska även berörda trafikskydds- och trafikledningsanordningar rivras. Återställning efter bortschaktning ska ske till standard lika omgivande mark.

Funktion

Befintliga funktioner på befintliga hus, broar, vägar och andra anläggningar ska vara oförändrade under byggandet av den nya bron och efter det att den har tagits i bruk.

Kontroll

Kontroll ska ske på sätt som anges under aktuell rubrik. Saknas kontrollmetod gäller att kontroll ska ske enligt vedertagna och beprövade metoder eller enligt dokumenterade vetenskapliga metoder eller genom besiktning där besiktningsmannen genom besiktning avgör om alla krav uppfyllts.

C1. Befintlig mark och miljö

Se plan, längd- och tvärsektioner på ritning nummer 244G1101, 244G1201-244G1203 och 201G13AU-201G13AZ.

C1. Befintlig mark och miljö/ Topografiska förhållanden

Omfattning

Från blivande brons västra ändpunkt består terrängen mestadels av skogsmark till ungefär km 13/020. Markytan sluttar inom denna del mycket brant åt öster mellan nivåerna +200 och +175. Därefter förekommer industrimark där markytan ligger relativt plan på nivån +175 till ungefär km 13/140. Resterande del till brons östra ändpunkt består terrängen av en glest trädbevuxen bäckravin där botten ligger som lägst på nivån +171 och ravinkrönen på nivån +174. Omedelbart söder om brons östra landfäste sträcker sig en industrigata där körbanan ligger på nivån ungefär +174,5.

C1. Befintlig mark och miljö/ Geotekniska förhållanden

Omfattning

Teknisk lösning

Schakt för väg kommer att utföras enligt TB/väg.

C1. Befintlig mark och miljö/ Geohydrologiska förhållanden

Omfattning

En fri vattenyta har avlästs 2005-06-01 i öppna skruvprovtagningshålet A8. Vattenytan befanns då ligga på nivån +172,8 d v s 1,5m under befintlig markyta. Även en filterspets (A8R) installerades på nivån +134,1 i det fastare friktionsjordslagret. Denna har avlästs mellan 2005-05-26 och 2010-06-24. Grundvattentrycket antages hydrostatiskt från nivån +166 strömningsriktningen går mot älven både för det i den överst liggande zonens fria grundvatten liksom i det undre liggande bundna grundvattnet.

C1. Befintlig mark och miljö/Naturmiljö

Omfattning

Omläggning av bäck i läge för bron i km 12/880-13/200 utförs enligt handling 10.1 MF Väg 40, se ritning 200W5113-14 för slutligt utförande samt befintlighetsplan 201N0211 för nuvarande placering.

C1. Befintlig mark och miljö/Kulturmiljö

Omfattning

Arbetsområdet i läge för bron i km 12/880-13/200 ligger i anslutning till område för kulturmiljö, se ritning 201N0211.

C2. Befintliga konstruktioner

C2. Befintliga konstruktioner/ Ledningar

Omfattning

Befintliga ledningar för el, tele och opto i anslutning till område för bron i Bron över Karlsnäs ind-område är placerad enligt ritning 200W5113-14.

C2. Befintliga konstruktioner/ Högspänningsledning

Omfattning

Befintliga markförlagda högspänningsledningar 40 kV och 10 kV i anslutning till område för Bron över Karlsnäs ind-område läggs om. Omläggningsarna ombesörjs av ledningsägare (UEAB), se ritning 200W5113-14.

C2. Befintliga konstruktioner/ Fjärrvärmeledning

Omfattning

Befintliga fjärrvärmeledningar i anslutning till område för Bron över Karlsnäs ind-område är placerad enligt ritning 200W5113-14.

C2. Befintliga konstruktioner/ VA-nät

Omfattning

Befintliga vattenledningar i anslutning till område för Bron över Karlsnäs ind-område läggs om enligt handling 10.1 MF väg40, se ritning 200W5113-14.

D. VÄGANLÄGGNING

Omfattning

Denna tekniska beskrivning byggnadsverk omfattar 15-1758-1 Bro över Karlsnäs ind-område, 300 m S Vist Kyrka.

Kontroll

Kontroll ska ske på sätt som anges under aktuell rubrik. Saknas kontrollmetod gäller att kontroll ska ske enligt vedertagna och beprövade metoder eller enligt dokumenterade vetenskapliga metoder eller genom besiktning där besiktningsmannen genom besiktning avgör om alla krav uppfyllts.

Funktion

Väganläggning ska uppfylla de krav som föranleds av den trafik som framgår av avsnitt B1. Vägtrafik.

Vid dimensionering ska VVFS 2003:140 "Vägverkets föreskrifter om tekniska egenskapskrav vid byggande på vägar och gator (vägregler)" och VVFS 2004:31 "Vägverkets föreskrifter om bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator" följas i kombination med VVFS 2004:43 "Vägverkets föreskrifter om tillämpning av europeiska beräkningsstandarder".

Vid utformning och dimensionering för bärförmåga, stabilitet och upplyftning av de delar i väganläggning som omfattas av Vägverkets publikation 2009:46, TK Geo ska minst krav i kap. 1, 2, 3, 4 och 5 uppfyllas.

Vid utformning och dimensionering av de delar i väganläggning som omfattas av Vägverkets publikation 2009:120 VVK Väg ska minst krav i kap. 1, 2 och 4 uppfyllas.

Vid utformning och dimensionering av byggnadsverk ska VV publikation 2009:27 TK Bro följas. TK Bro ska tillämpas enligt avsnitt A.1.5.3. För dimensioneringsmetoder, utformningar eller utförandemetoder och som har använts av entreprenören och som inte är beskrivna i TK Bro ska förslag till teknisk lösning innehållande en särskild kravspecifikation upprättas enligt avsnitt A.1.4 Teknisk lösning. Väganläggningens utformning, gestaltning och miljö ska uppfylla krav i denna TB.

All utformning ska utgå från ett trafiksäkerhetstänkande samt att drift och underhåll ska kunna utföras effektivt och med moderna metoder. Trafikmiljön ska utformas förlåtande. Oskyddade trafikanter behov ska beaktas.

Entreprenadarbeten ska bedrivas så att fornminnen inte skadas.

För del av väganläggning där krav inte ställts ska den ambitions- och kvalitetsnivå följas som uttryckts genom ställda krav för övriga delar av aktuell väganläggning.

Kontroll. Funktion

Under byggskedet ska entreprenören följa upp och kontrollera i tillräcklig omfattning att beräkningsförutsättningar, beräkningsantaganden, materialegenskaper och lagertjocklekar samt övriga produktionsresultat och gjorda utfästelser för material och varor som förutsatts vid projekteringen överensstämmer med förutsättningar och antaganden som använts vid projekteringen.

För dimensioneringsmetoder, utformningar eller utförandemetoder som inte omfattar krav på produktionsresultat som ansluter till AMA Anläggning 07 ska kontroll uppfylla krav enligt en särskild kravspekifikation som är upprättad och godtagen enligt VV publikation 2009:27 TK Bro, A.1.4 och A.1.9.

Teknisk lösning

Avvikelse från förfrågningsunderlagets profilhöjder får inte ske.

I de fall entreprenören väljer tekniska lösningar eller material ska krav enligt TK Bro, TK Geo kapitel 6-17 eller VVK Väg och krav på material eller utförande som åberopas genom hänvisning till AMA Anläggning 07 vara uppfyllda. Produktionsresultat utifrån dessa val ska uppfylla krav på kontroll enligt AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska tillämpas.

Kravnivå för enskilda produkter ingående i broar och byggnadsverk ska uppfylla implementerade SS-EN standarder och där sådan saknas ska nivå på tillämplig egenskap specificerad i AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 uppfyllas, varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska uppfyllas.

Ingående material ska ha sådana egenskaper att konstruktionsdelen i allt väsentligt behåller sina hållfasthetsegenskaper under hela den dimensionerande tekniska livslängden.

Om för material och vara särskilda bestämmelser för SS-EN utgivits ska entreprenören eller dennes leverantör genom kontroll eller intyg eller genom verifiering enligt nivå 1 visa att bestämmelserna för aktuell standard tillämpas med i bestämmelserna angivna förutsättningar avseende t.ex. utförande och samhörighet med andra standarder.

Material ska vara:

- acceptabla ur miljö- och hälsosynpunkt
- sådana att de inte ger problem vid återanvändning, deponering eller destruktion.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske i byggskedet enligt av entreprenören upprättat kontrollprogram

För produkt, material eller vara ska tillverkaren genom verifiering eller kontroll visa att den tekniska livslängden minst motsvarar kraven på dimensionerande livslängd för den konstruktion som material eller vara är avsedd för.

I de fall entreprenören väljer tekniska lösningar eller material ska krav enligt TK Bro, TK Geo kapitel 6-17 eller VVK Väg och krav på material eller utförande som åberopas genom hänvisning till AMA Anläggning 07 vara uppfyllda. Produktionsresultat utifrån dessa val ska uppfylla krav på kontroll enligt AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska tillämpas.

Om produkter, material och varor som är beskrivna i AMA Anläggning 07 väljs för väganläggningen ska kontroll och verifiering uppfylla krav enligt AMA Anläggning 07 med ändringar och tillägg enligt VV publikation 2010:094 VV AMA 09 rev.2 varvid krav ställda för bro eller kategori A i förekommande fall ska tillämpas.

För produkter, material och varor som inte är beskrivna i AMA Anläggning 07 ska kontroll och verifiering uppfylla krav enligt en särskild kravspecifikation som är upprättad och godtagen enligt VV publikation 2009:27 TK Bro, A.1.4 och A.1.9 alternativt VVK 1.1.1. Verifiering av att sådana produkter, material och varor uppfyller ställda krav kan ske genom certifiering enligt nivå 1 enligt AMA Anläggning 07 kod YE eller genom tillverkarförsäkring enligt nivå 2-4. Att produkt, material eller vara uppfyller ställda krav kan alternativt, där en europeisk standard, SS-EN, finns, ske genom att krav i aktuell standard uppfylls till i standarden angiven bekräftelseprocedur.

Teknisk lösning. Märkning

Märkning ska överensstämma med upprättad teknisk dokumentation och däri åberopade produktstandarder.

Märkning ska utföras av beständigt material med beständig text och betryggande fastsättning. Text ska skrivas på svenska. Endast vedertagna förkortningar får användas.

Märkning ska placeras synlig.

Märkband och skyltar placerade utomhus ska vara beständiga mot UV-strålning, föroreningar m.m.

Märkkulörer ska vara enligt SS 03 14 11.

Märkning ska utföras innan installation tas i drift. Märkning ska utföras så att tvekan inte kan uppstå om vilken komponent märkningen avser och så att märktext lätt kan läsas under drift.

Märkskyltar, märkband o.d. som riskerar nedsmutsning ska förses med ytskikt eller vara behandlade med preparat som underlättar rengöring.

Kontroll. Teknisk lösning. Märkning

Kontroll ska ske genom besiktning.

DB. Vägkonstruktion

DB2. Underbyggnad

Omfattning

Fyllning mot bro skall utföras med förstärkningslagermaterial (0-90 mm) enligt AMA DCB.211 och enligt TK Geo, tabell 7.3-1 upp till terrassnivå för anslutande väg eller underkant släntkappor.

Teknisk lösning

Fyllning skall ske med försiktighet så att betongkonstruktioner inte skadas.

Aktuell vägöverbyggnad framgår av normalsektionsritning.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske genom besiktning och provning.

DC. Vägbro

Funktion

Funktionskrav utöver VV publikation 2009:27 TK Bro framgår av geometriska krav för fria utrymmen enligt förslagsritningar.

Formgivningsvillkor framgår av förslagsskiss.

Bron ska ha en dimensionerade teknisk livslängd på 80 år.

Broarbetet påverkas inte av allmän trafik.

Kontroll. Funktion

Grundläggningsarbetena skall kontrolleras i Geoteknisk kategori GK2.

Teknisk lösning

Gjutfog får inte placeras i synliga ytor på vingmurar eller stödmurar.

För kantbalkars yttersidor får endast bräder som tidigare använts som formmaterial nyttjas. Kantbalkars insida formsätts med valfri form som kläs med formsättningsduk. Detta gäller även del av vingmurar som formsätts med lutande överform.

Alla skarpa hörn fasas genom att en trekantlist sätts i formen. Droppnäsor utförs med 20 mm trekantlist.

Gjutetapper på pelarstödens synliga delar ska vara symmetriska och planeras så att ungefär samma etapplängder uppnås. Trekantlist ska sättas i formen vid gjutfogarna.

Formsläppmedel ska vara av vegetabilisk art och av typ som med dokumenterat gott resultat tidigare använts vid gjutning av brokonstruktioner.

Samtlig platsgjutna konstruktionsdelar ska utföras med anslutningar för elektrokemisk potentialmätning.

DC1. Bärverk i vägbro

Teknisk lösning

För kantbalk skall basmättet vara minst 50 mm. Måttet ska innehållas även vid droppnäsor. För övriga konstruktionsdelar skall bas-måttet vara minst 40 mm.

Minsta differens mellan basmått skall vara 10 mm.

På synliga ytor ska formstag av kompositmaterial eller rostfritt material användas.

DC12. Balk/ Kantbalk

Teknisk lösning

Kantbalkens bredd ska vara 500 mm. Vid kantbalksände fasas kantbalk 100 mm i plan på 200 mm längd på sida som vetter mot överliggande väg.

Kantbalken utformas som förhöjd och med rundning i underkant enligt förslagsritning 244K2002.

DC13. Stöd, upplagsanordningar eller vingmur

Teknisk lösning

Vingmurar, stödmurar och pelarstöd ska förses med reliefer med utformning och omfattning enligt förslagsritning 2 44 K 2002.

DC13b. Stöd

Teknisk lösning

Landfäste och mellanstöd ska förses med loddubbar på bägge sidor i princip enligt före detta VV ritning nr 582:2S-c.

DC13c. Upplagsanordningar

DC13cb. Lager

Teknisk lösning

Bron ska förutsättas med topplager. Lager ska vara CE-märkta.

DC2. Grundläggning av vägbro/ schaktning

Funktion

Krav på max tillåtna vibrationer m m framgår av Handling 13.2 ”Riskanalys Mark- och Bergschaktningsarbeten”.

Teknisk lösning

Schaktningsarbetena skall utföras enligt AMA Anläggning 07 kap CBB.51

Schaktnings- och fyllningsarbeten för bottenplattor skall ske i torrhet.

Schaktning och gjutning i torrhet ska innefatta länshållning vid varje schakt för en tillrinning av 2000 l/min.

Terrassbotten för stöd 1 och dess stödmur skall packas så att minst medelhög relativ fasthet uppnås.

Eventuell bergschakt för stöd 1 skall utföras enligt AMA Anläggning 07 kap CBC.5121 och kap CBC tabell CBC/2 bergschaktningstolerans 2.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska utföras genom besiktning samt för stöd 1 även undersökning av jordens relativa fasthet under grundläggningsnivån.

DC2. Grundläggning av vägbro/ fyllning

Teknisk lösning

Parametrar tagna ur TK Geo (VV publikation 2009:46):

Material	Egenskap	Karaktäristiskt värde
Packad fyllning	Tunghet (Tabell 5.2-1)	$\gamma_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{mk} = 21,0 \text{ kN/m}^3$
	Friktionsvinkel (Tabell 5.2-4)	$\Phi'_k = 38^\circ$
	E-modul (Tabell 5.2-3)	$E_k = 50 \text{ MPa}$
Friktionsmaterial (grusig siltig sand)	Tunghet (Tabell 5.2-1)	$\gamma_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{mk} = 21,0 \text{ kN/m}^3$
	Friktionsvinkel (Tabell 5.2-4)	$\Phi'_k = 33^\circ$
	E-modul (Tabell 5.2-3)	$E_k = 20 \text{ kPa}$

DC2. Grundläggning av vägbro/ pålning

Omfattning

Grundläggning skall ske på betongpålar, där varje enskild påle är spets- och mantelburen och där huvuddelen av bärförmågan erhålls längs manteln i friktionsjord.

Funktion

Krav på max tillåtna vibrationer m m framgår av Handling 13.2 ”Riskanalys Mark- och Bergschaktningsarbeten” daterad.

Pålarna skall drivas ner till djup så att erforderlig geoteknisk bärförmåga kan verifieras (se även bilaga 8 till MUR Geo, handling 13.5, ”Sammanställning Provpålning Ätradalen” innehållande av Pålanalys utförd ”PDA mättningsrapport” över provpålning daterad 2009-12-15).

Teknisk lösning

Pålning skall utföras enligt AMA Anläggning 07 kod CCB.121 samt pyramidalt överordnade koder.

Kontroll. Teknisk lösning

Produktionspålning inleds med provpålning av minst 3 pålar/stöd.

Grund- och tilläggskontroll skall utföras enligt AMA Anläggning 07 kod CCB.

DC2. Grundläggning av vägbro/ bottenplatta

Teknisk lösning

Gjutningsarbete för bottenplattor skall förutsättas ske i torrhet.

Bottenplattans överyta skall ges en lutning av minst 2% mot fri kant.

Gjutning godtas utförd mot vattenavvisande papp eller plastfolie.

I tvärled får den vertikala stödförskjutningen inte överstiga 1/500 av bottenplattans längd.

DC3. Komplettering i vägbro

Teknisk lösning

En skylt med god beständighet visande året för färdigställande ska monteras på varje bro. Placering bestäms i samråd med beställaren.

Klotterskydd av typ ”offerskydd” ska anbringas på synliga betongytor på landfästen, stödmurar och pelastöd. Klotterskyddet ska vara utprovat tillsammans med valt ytbehandlingspreparat.

DC31. Beläggning

Teknisk lösning

Bron ska förse med beläggning för väg 40 med 25 mm tillfälligt slitlager TSK, permanent slitlager om 40 mm utförs i sidoentreprenad enligt normalsektion 201T0401. Kombinerat skydds- och bindlager utförs med 50 mm PGJA.

DC33. Tätskikt, skyddslager

DC33. Tätskikt, skyddslager/ Tätskikt

Teknisk lösning

Bron förse med tätskikt av isoleringsmatta på MMA-primer.

DC35. Övergångskonstruktioner

Omfattning

Övergångskonstruktioner anordnas vid landfästen.

Teknisk lösning

Bultinfästade övergångskonstruktioner godtas inte.

Stålet i övergångskonstruktionen ska på avrinningsidor dras ut 150 mm och gummidelen 200 mm utanför kantbalkens utsida.

Övergångskonstruktioner ska avvattnas med tratt och stuprör vars samtliga delar ska utföras av syrafast rostfritt stål enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436.

Övergångskonstruktionen ska utformas tät längs med hela brobredden.

Fogbanden ska vara utbytbara för ett körfält i taget.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Fog med fogmassa

Teknisk lösning

Fog med fogmassa djup 40, bredd 20, utförs i slitlagret längs kantbalkar.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Avvägningsdubb

Teknisk lösning

Bron ska förse med avvägningsdubbar enligt TK Bro.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Loddubb

Teknisk lösning

Bron, inklusive mellanstöden, ska förse med loddubbar enligt TK Bro.

DC4. Slänt eller kon

Omfattning

Ytskikt ingår ej i broarbetet.

DC41. Slänt

Teknisk lösning

Slänter runt bron (dock ej under bron) kläs med släntkappor bestående av 100 mm växtjord som besås, GR2-yta, enligt kap DCL.112 respektive DDB.111 i Handling 11.1, TB väg.

Slänter i anslutning till bron får inte utföras brantare än i lutning 1:1,7.

DC42. Kon

Teknisk lösning

Koner runt bron kläs med släntkappor bestående av 100 mm växtjord som besås, GR2-yta, enligt kap DCL.112 respektive DDB.111 i Handling 11.1, TB väg.

Koner i anslutning till bron får inte utföras brantare än i lutning 1:1,7.

DE. Avvattningssystem

DE1. Dagvattensystem

Funktion

Dagvattensystemet ska kunna leda bort och ta hand om vatten från vägyta och brobana. Vattnen från vägkropp, sidoområde och omgivande yta samt dräneringsvatten ska avledas så att

stabilitet och säkerhet mot skred eller uppflytning inte försämras samt att sättningar och negativ påverkan på miljön inte uppstår.

Dagvattensystemet ska kunna leda bort vatten till befintliga diken eller naturlig recipient. Vid behov leds vattnet via en i systemet anordnad överströmningsyta eller damm.

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom besiktning och mätning.

Teknisk lösning

Bron förses med 10 ytavlopp per brohalva. Ytavloppen placeras enligt förslagsritning 2 44 K 2001. Ytavlopp leds till stuprör. Stuprören leds till anslutande diken enligt förslagsritning 2 44 K 2001 med hänvisningar.

Ytavlopp, stuprör, tratt, utkastare och övriga detaljer skall utföras av syrafast rostfritt stål enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436.

DE2. Dränvattensystem

Omfattning

Dränvattensystem avleder dräneringsvatten och omfattar dräneringsledningar och dräneringsbrunnar.

Funktion

Dräneringssystem ska kunna dränera väggkroppen, där så är erforderligt, så att stabilitet och säkerhet mot skred eller uppflytning inte försämras samt att sättningar inte uppstår.

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom nivåkontroll och inre inspektion av dräneringsledningar och tillhörande brunnar.

Dräneringsledningar ska uppfylla krav på deformation enligt toleransklass A vid kontroll av deformation enligt Svenskt Vatten P91.

DE21. Dränvattenledning/ Grundavlopp i bro

Teknisk lösning

Grundavlopp enligt VV ritning 584:6 S-g, rev A och 584:6 S-m. Grundavloppsrör och tratt skall utföras av rostfritt stål enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436.

DF. Trafikskyddsanordning

DF2. Räcke

DF21. Sidoräcke

Omfattning

I anslutning till broräcke ska vägräcke förses med kapacitetsutjämnande övergång enligt TK Bro G.9.1.8. Ingår i vägarbetet.

DF21. Sidoräcke/ Broräcke

Teknisk lösning

Broräcken ska utföras enligt TK Bro.

Räcken skall uppfylla funktionskrav enligt SS-EN 1317-2 samt vara CE-märkt enligt SS-EN 1317-5. Räck ska dessutom uppfylla material- och utförandekrav enligt SS-EN ISO 1461 (1), SS-EN ISO 10684 (1), SS-EN 206-1 (1), SS 137010 (1).

Bron förses med broräcke med topp- och navföljare av rörprofil.

På broar med kantbalk ska räckesståndare skruvas fast.

Broräcken och anslutande vägräcken ska utföras med samma typ av navföljare och tillhöra samma CE-märkta räckesfamilj och ha samma tillverkare.

Fotplåtar till broytterräckets ståndare fästs till kantbalk med syrafasta rostfria skruvar, muttrar och brickor enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436. Fotplåtarnas kanter rundas till mellan 3-4 mm radie. Fotplåtarna utformas så att inte kiselutarmning av stålet uppkommer.

Fotplåtar ska inte undergjudas.

Skruvarna förses med grafitfett eller vax.

Räckesskruvar får inte komma i kontakt med kantbalkens armering.

Leverans av broräckesavslutningar ingår i broarbetet. Montage ingår i vägarbetet.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske genom besiktning och mätning.

DF22. Mitträcke/ Broräcke

Omfattning

Mitträcke ska utföras som vajerräcke enligt Handling 11.1 TB väg. Ståndare ovan brobanepattan placeras i fotplatta med utförande i princip enligt VV Gruppritning 584:1G-j eller likvärdigt.

DF25. Räckeskomplettering/ Bullerskyddsskärm

Omfattning

Bullerskyddsskärm infäst i norra broräcket ska utföras med omfattning enligt förslagsritning 2 44 K 2001.

Teknisk lösning

Broräcket på norra sidan ska kompletteras med genomsiktig bullerskyddsskärm. Svetsarbeten för infästningsanordningar ska utföras före förzinkning.

Infästningsanordningen ska vara utförd så att skärmen säkras i vertikalled lika väl som i horisontalled.

Bullerskyddsskärm ska utföras med genomsiktliga, rektangulära skivor av polykarbonat. Bullerskyddsskärmens överkant sätts lika med broräckets överkant och i underkant ska bullerskyddsskärmen gå omlott med kantbalken med minst 150 mm. Avstånd mellan bullerskyddsskärm och utsida kantbalk maximeras till 50 mm.

DK. Elsystem och telesystem

DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsror på bärverk

Teknisk lösning

Tre längsgående kabelskyddsror SRN PVC ϕ 110 samt ett SRN PVC ϕ 50, som förläggs i ett av ϕ 110-rören, monteras på överbyggnad med placering enligt förslagsritning 244K2002.

Längsgående kabelrör ansluts mot dragbrunnar på ömse sidor om bron.

Alla rör ska förses med galvaniserad dragtråd. Dragtråd och kabelrör ska märkas med färgmarkering i samråd med byggherren.

DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsror i betongkonstruktion

Teknisk lösning

Grusskift på landfästen skall förses med ursparingar för genomföring av kabelrör med placering motsvarande placering av kabelrör enligt förslagsritning 244K2001.

X. DOKUMENTATION

X. Dokumentation/ Digital dokumenthantering

Se handling 11.1 TBväg, YC.

XB. Projekteringshandling

XB. Projekteringshandling/ Design basis

Entreprenören ska inledningsvis lämna en redogörelse för förutsättningar och metoder vanligen benämnd ”design basis”. Denna ska minst behandla följande:

- objektspecifika förutsättningar för dimensionering och utformning
- beskrivning av beräknings- och analysmetoder som avses att användas vid dimensionering och utformning
- objektspecifika val avseende material och utförande
- beskrivning av provnings- och kontrollmetoder som avses att användas samt avstämning hur gjorda beräkningsantaganden, materialval, utförandemetod etc. säkerställs och hur avvikelser av dessa hanteras och åtgärdas
- beskrivning av rutiner för verifiering
- en redovisning av principer för hur dokumentation av provnings- och kontrollresultat samt verifiering av dessa ska utföras
- en redovisning av hur dokumentation avseende drift- och underhållsplaner upprättas.

XC. Arbetshandling

Entreprenören ska projektera och upprätta konstruktionshandlingar med beräkningar, ritningar, beskrivningar och kontrollprogram med tillhörande kontrollplaner.

Kontroll av projekteringsresultatet ska ske före arbetenas påbörjande, dels genom entreprenörens kontroll i tillräcklig omfattning och dels genom beställarens granskning. Detta ska även ske under byggskedet och för vissa delar även under garantitiden.

Kontroll av fri höjd, angiven på av beställaren godtagen arbetsritning skall utföras av entreprenör innan arbete med broöverbyggnad påbörjas. Kontroll ska utföras genom mätning och mätresultat skall protokollföras.

För de delar i väganläggningen som omfattas av VV publikation 2009:27 TK Bro ska krav på konstruktionsredovisning och kontroll av konstruktionsredovisning i denna uppfyllas.

Arbetshandlingar ska levereras digitalt.

XC. Arbetshandling/ Vägbro

I inledning av konstruktionsarbetet ska entreprenör kalla till startmöte enligt VV publikation 2009:27 TK Bro. Vid mötet skall redogörelse för förutsättningar och metoder för dimensionering presenteras. Eventuella förändringar i förhållande till förfrågningsunderlaget ska redovisas tydligt. Beställaren ska ges möjlighet att lämna remissynpunkter på handlingarna inom 10 arbetsdagar.

Konstruktionsredovisningen och eventuella remissyttranden sänds för kontroll tillsammans med den av beställaren godtagna förslagsritningen till Trafikverket, avd Teknik och Miljö, enhet Byggnadsverk, IVtb och till Trafikverkets projektledning.

Vid tillämpning av VV publikation 2009:84 ”Kontroll av konstruktionsredovisning” kan en indelning i grupper enligt råden i denna publikation preliminärt förutsättas. Gruppindelningen bestäms slutgiltigt efter att entreprenörens förslag till tekniska lösningar har presenterats.

En tidplan för insändandet av konstruktionsredovisning för kontroll ska upprättas av entreprenören och insändas till beställaren. Beställarens redovisningskrav och administrativa krav som ska uppfyllas framgår av VV publikation 2009:27 TK Bro, del A.

Beställarens rutiner för kontroll framgår av handling 9, AF Bilaga 3.

Kopior av märkta handlingar fördelas av entreprenören enligt följande:

- tre omgångar ritningar och beskrivningar sänds till beställarens projektledning
- en omgång handlingar enligt krav i VV publikation 2009:27 TK Bro del A sänds till Trafikverket, avd Teknik och Miljö, enhet Byggnadsverk, IVtb.

XD. Relationshandling

Relationshandlingar för utförda arbeten ska utgöra informationsunderlag under garantitid samt efterföljande drift och underhåll under anläggningens hela livslängd.

Alla relationshandlingar som produceras i projektet ska levereras till beställarens projekthanteringssystem och i dess struktur. Relationshandlingar ska vara daterade, granskade och godkända av ansvarig person hos entreprenören. Relationshandlingar ingår i entreprenaden och ska godkännas av beställaren. Krav på leveranstid för relationshandlingar anges i Entreprenadkontraktet § 7

Blanketterna ”Registrering av beläggningsåtgärder” och ”För rapportering av fri höjd i vägportar” ska ifyllas efter färdigställt objekt och redovisas till beställaren.

Relationshandlingar för byggnadsverket ska dokumentera lägen, dimensioner, använda material, uppmätta funktionella egenskaper, utföranden o d, med beräkningar, ritningar och beskrivningar samt protokoll för utförda kontrollmätningar.

Beställda utförandehandlingar, protokoll och intyg från beställda provningar och kontroller samt produktverifikationer i nivåer 1, 2 och 3 enligt YE i handling 11.1, TB Väg, ska bifogas relationshandlingarna.

Bestyrkta egenskaper för produkter enligt SS-EN ska vara dokumenterade.

Relationshandling ska vara daterad och signerad av ansvarig person hos entreprenören samt försedd med uppgift om vilken anläggningsdel som handlingen avser. Förteckning över aktuella relationshandlingar ska bifogas.

Relationsritning ska vara försedd med ”RELATIONS-RITNING” i statusraden i ritningshuvudet.

Symboler, beteckningar, definitioner, scheman o.d. ska vara enligt svensk standard där sådan finns.

Handlingar för drift- och underhåll ska vara skrivna på svenska.

Skalenliga ritningar ska föras med grafisk skala.

Handling ska vara i format enligt A-serien.

Inmätning för relationshandling ska utföras i för objektet gällande koordinat- och höjdsystem.

Anordning som ska fyllas över eller på annat sätt blir dold ska mätas in under arbetets gång.

Material som av miljöskäl enligt handlingarna ska hanteras på angivet sätt dokumenteras med avseende på kemisk sammansättning, placering och vidtagna skyddsåtgärder.

Material som kan orsaka skada vid oriktig behandling ska dokumenteras.

Relationshandlingar i original är beställarens egendom.

Relationshandlingar i original ska vara arkivbeständiga.

Planritningar ska vara försedda med koordinatbestämt rutnät.

Drift- och underhållsinstruktion ska upprättas enligt Arbetsmiljöverkets författningssamling AFS 1999:39 1§ rörande objektets slutliga konstruktion och utformning samt de byggprodukter som använts, i den omfattning som är av betydelse för säkerhet och hälsa vid arbete med drift, underhåll, reparation, ändring och rivning av objektet.

XD. Relationshandling/ Vägbro

För de handlingar som omfattas av kraven på konstruktionsredovisning enligt VV publikation 2009:27 TK Bro gäller denna i sin helhet.

Relationshandlingar ska bestå av:

- arbetsritningar i original (ovikta)
- under byggskedet tillkommande geotekniska utredningar, beräkningar, beskrivningar och ritningar
- betonggjutningsjournaler
- eventuella avvikelserapporter
- förteckning över aktuella handlingar
- ifyllda kontrollplaner för tilläggskontroll
- konstruktionshandlingar till elanläggningar och till avfuktningssystem
- I tillägg till TK Bro gäller kontrollintyg enligt BSK 99, avsnitt 9:4 samt röntgenfilmer och röntgenfilmplaner enligt AMA Anläggning 07, GBD.1
- mätprotokoll avseende lagerinställningar, fogöppningar, lod- och avvagningsdubbar
- provningsintyg
- pålningsprotokoll och pålplan
- redovisning av kvarlämnad spont i plan och höjd med inmätta värden
- arbetsbeskrivningar upprättade av entreprenören
- verifikat och certifikat enligt SS-EN standard alternativt YE i handling 11.1, TB Väg.
- drift- och underhållsplan.

På original exemplet av sammanställningsritningen ska redovisas

- använd typ av tillsatsmedel i betong
- beteckning på färgsystems ingående delar samt kulör på yttersta färgskiktet
- fogöppningar
- förteckning över av beställaren godtagna handlingar
- lagerinställningar
- sammansättning av injekteringsbruk med uppgift om cementfabrikat, tillsatsmedel, dosering samt $v_{ct_{ekv}}$
- typ av och beteckning på lager inklusive antal per stöd
- typ av och beteckning på övergångskonstruktioner
- uppmätta värden vid inmätning av lod- och avvagningsdubbar
- vid grundläggning på berg, höjder för bottenplattas underkant.

Uppgift om valt material ska föras in på originalritningarna om det på de godtagna ritningarna

- anges att likvärdigt material kan användas
- hänvisats till material enligt av beställaren upprättad förteckning över godtagna produkter.

Uppgift om vald standardritning ska föras in på originalritningarna om hänvisning endast gjorts till beställarens standardritningar utan att precisering gjorts till speciell ritning.

Eventuella smärre avsteg från godtagen ritning ska vara införda på originalritningarna.

Mätprotokollen avseende inmätning av lagerinställningar och fogöppningar ska utöver mätresultaten innehålla datum för mätningen samt lufttemperaturen vid mätningen.

Inmätning av lod- och avvagningsdubbar ska utföras enligt BJB.22 i handling 11.1, TB Väg.

Konstruktionshandlingar för konstruktioner som ska omfattas av TK Bro ska registreras i Trafikverkets digitala register över broar och tunnlar, BatMan.

I tillägg till vad som anges i TK Bro, A.4.3.8 ska drift- och underhållsplaner för broar upprättas oavsett brons typ och storlek:

- underhållsmålning
- drift och underhåll av inspektionsanordningar.

Bilaga 3: Diverse utdrag

Diverse utdrag för kursen

Bärande konstruktioner

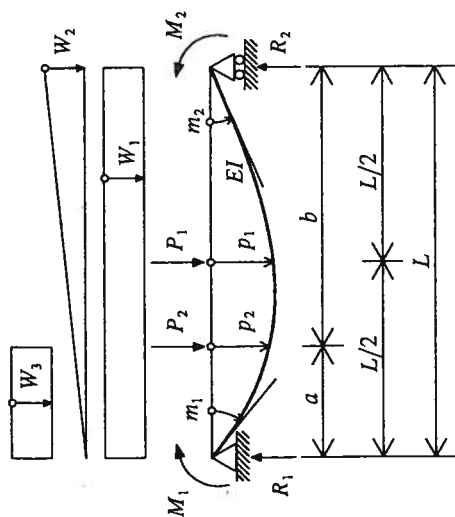
BMT015

2008

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

APPENDIX B. ELEMENTARFALL FÖR BALKAR MED KONSTANT STYVHET

B.1 Jämnstyv balk. Tvåsidig fri upplägning.



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

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

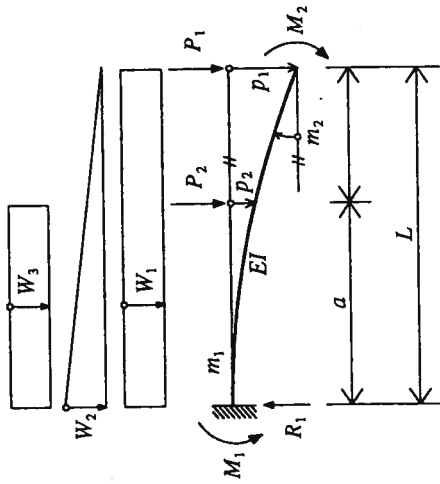
Snittmomentet under P_2 av P_2 är $\frac{P_2 ab}{L}$

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

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

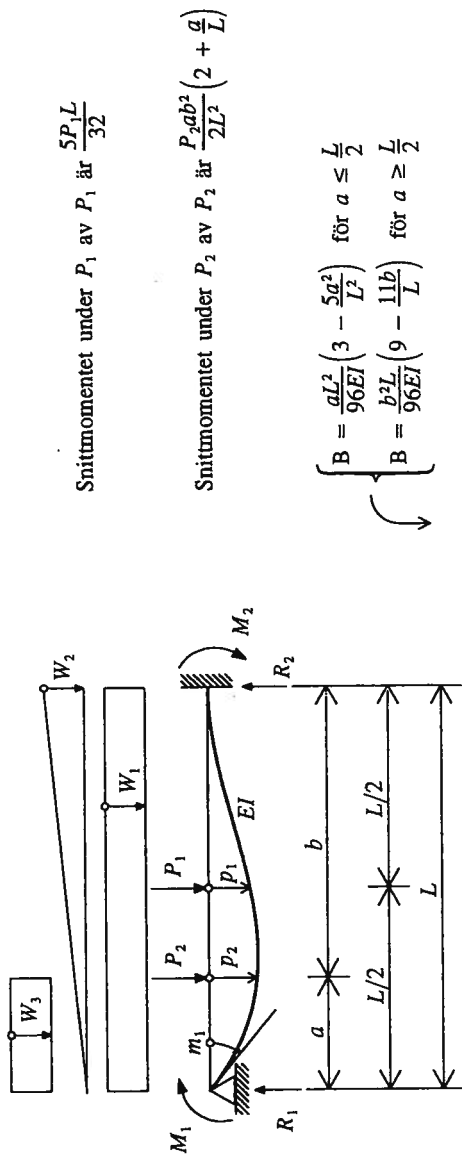
B.1

B.2 Jämnstyv balk. Fast inspänd konsol.



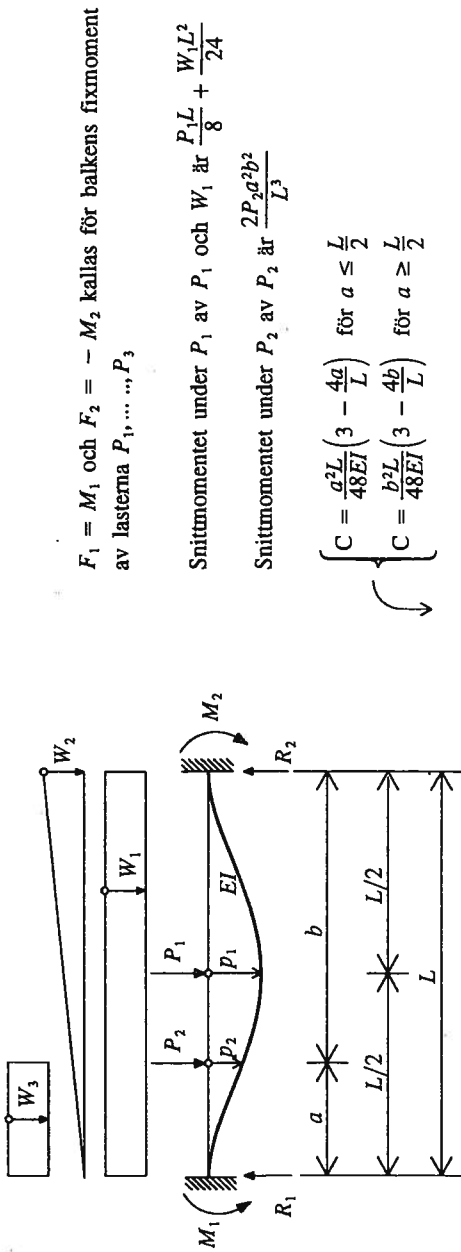
	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$M_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	1	1	0	L	$\frac{L}{2}$	a
$M_1 =$	L	a	1	$\frac{L^2}{2}$	$\frac{L^2}{6}$	$\frac{a^2}{2}$
$P_1 =$	$\frac{L^3}{3EI}$	$\frac{a^2L}{2EI} \left(1 - \frac{a}{3L}\right)$	$\frac{L^2}{2EI}$	$\frac{L^4}{8EI}$	$\frac{L^4}{30EI}$	$\frac{a^3L}{24EI}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

B.3 Jämnstyv balk. Ensidig fast inspänning.



	$M_1 \cdot$	$P_1 \cdot$	$P_2 \cdot$	$W_1 \cdot$	$W_2 \cdot$	$W_3 \cdot$
$R_1 =$	$-\frac{3}{2L}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{b^2}{2L^2} \left(3 - \frac{b}{L} \right)$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{10}$	$\frac{a}{8} \left(8 - \frac{6a}{L} + \frac{a^3}{L^3} \right)$
$R_2 =$	$\frac{3}{2L}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{a}{2L} \left(3 - \frac{a^2}{L^2} \right)$	$\frac{5L}{8}$	$\frac{2L}{5}$	$\frac{a^2}{8L} \left(6 - \frac{a^2}{L^2} \right)$
$M_2 =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3L}{16}$	$\frac{a}{2} \left(1 - \frac{a^2}{L^2} \right)$	$\frac{L^2}{8}$	$\frac{L^2}{15}$	$\frac{a^2}{8} \left(2 - \frac{a^2}{L^2} \right)$
$m_1 =$	$\frac{L}{4EI}$	$\frac{L^2}{32EI}$	$\frac{ab^2}{4EI}$	$\frac{L^3}{48EI}$	$\frac{L^3}{120EI}$	$\frac{a^2L}{48EI} \left(6 - 8\frac{a}{L} + \frac{3a^2}{L^2} \right)$
$P_1 =$	$\frac{L^2}{32EI}$	$\frac{7L^3}{768EI}$	B	$\frac{L^4}{192EI}$	$\frac{3L^4}{1280EI}$	-
$P_2 =$	$\frac{ab^2}{4EI}$	B	$\frac{a^2b^3}{12EI^2} \left(4 - \frac{b}{L} \right)$	$\frac{aL^3}{48EI} \left(1 - \frac{3a^2}{L^2} + \frac{2a^3}{L^3} \right)$	$\frac{aL^3}{120EI} \left(1 - \frac{2a^2}{L^2} + \frac{a^4}{L^4} \right)$	-

B.4 Jämnstyv balk. Tvåsidig fast inspänning.



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

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

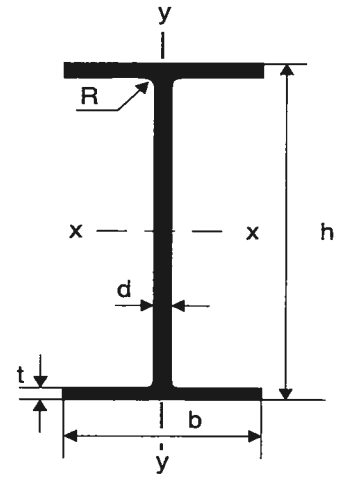
Snittmomentet under P_2 av P_2 är $\frac{2P_2 a^2 b^2}{L^3}$

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

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

IPE-balk

S275JR



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

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m

A = tvärsnittsarea

 A_{liv} = livarea

g = massa per m

 $I_{x,y}$ = yttröghetsmoment

 $W_{x,y}$ = elastiskt böjmotstånd

 $Z_{x,y}$ = plastiskt böjmotstånd

 $r_{x,y}$ = tröghetsradie

 K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor

 W_v = elastiskt vridmotstånd

 Z_v = plastiskt vridmotstånd

 C = vridstyvhet GK_v
 K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor

 W_w = elastiskt välvmotstånd

 Z_w = plastiskt välvmotstånd

 C_w = välvstyvhet EK_w
 $k = \sqrt{C/C_w}$

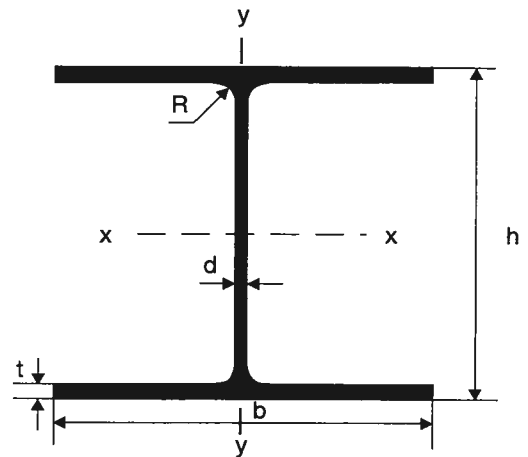
IPE-balk

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

HEA-balk

S275JR

S355J0. Opt.5,7



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

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m
A = tvärsnittsarea
A_{liv} = livarea
g = massa per m
I_{x,y} = yttröghetsmoment
W_{x,y} = elastiskt böjmotstånd
Z_{x,y} = plastiskt böjmotstånd
r_{x,y} = tröghetsradie

K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor
W_v = elastiskt vridmotstånd
Z_v = plastiskt vridmotstånd
C = vridstyvhet GK_v
K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor
W_w = elastiskt välvmotstånd
Z_w = plastiskt välvmotstånd
C_w = välvstyvhet EK_w
k = $\sqrt{C/C_w}$

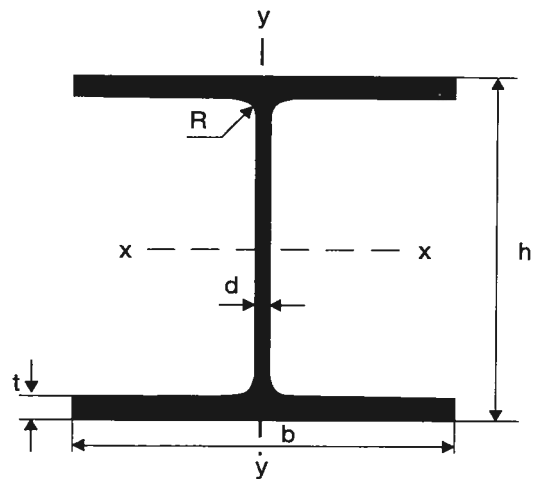
Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr
I _y	W _y	Z _y	r _y	K _v	W _v	Z _v	C	K _w	W _w	Z _w	C _w		
133	26,8	41,1	25,1	0,0526	6,57	8,80	4,26	2,58	1,17	1,81	542	2,80	HEA 100
231	38,5	58,9	30,2	0,0602	7,52	10,3	4,88	6,47	2,04	3,12	1360	1,89	HEA 120
389	55,6	84,8	35,2	0,0816	9,60	13,4	6,61	15,1	3,46	5,28	3160	1,45	HEA 140
616	76,9	118	39,8	0,123	13,7	18,0	9,96	31,4	5,49	8,41	6600	1,23	HEA 160
925	103	156	45,2	0,149	15,7	21,6	12,1	60,2	8,28	12,6	12600	0,977	HEA 180
1336	134	204	49,8	0,211	21,1	27,7	17,1	108	12,0	18,3	22700	0,868	HEA 200
1955	178	271	55,1	0,286	26,0	35,7	23,2	193	17,7	26,9	40600	0,756	HEA 220
2769	231	352	60,0	0,417	34,7	47,0	33,8	328	25,1	38,3	69000	0,700	HEA 240
3668	282	430	65,0	0,526	42,1	55,9	42,6	516	33,4	51,1	108000	0,627	HEA 260
4763	340	518	70,0	0,624	48,0	64,5	50,5	785	43,7	66,6	165000	0,554	HEA 280
6310	421	641	74,9	0,856	61,1	81,0	69,3	1200	58,0	88,5	252000	0,525	HEA 300
6985	466	710	74,9	1,08	69,7	97,0	87,5	1510	68,5	105	318000	0,525	HEA 320
7436	496	756	74,6	1,28	77,6	109	104	1820	77,6	118	383000	0,520	HEA 340
7887	526	802	74,3	1,49	85,1	123	121	2180	87,3	133	457000	0,514	HEA 360
8564	571	873	73,4	1,90	100	146	154	2940	106	162	618000	0,499	HEA 400
9465	631	966	72,9	2,45	177	176	198	4150	132	202	871000	0,477	HEA 450
10370	691	1060	72,4	3,10	135	208	251	5640	161	247	1190000	0,460	HEA 500
10820	721	1110	71,5	3,53	147	229	286	7190	186	286	1510000	0,435	HEA 550
11270	751	1160	70,5	3,99	160	252	323	8980	212	326	1890000	0,414	HEA 600
11720	782	1200	69,7	4,50	173	275	364	11000	239	370	2320000	0,397	HEA 650
12180	812	1260	68,4	5,15	191	305	417	13400	269	417	2800000	0,386	HEA 700
12640	843	1310	66,5	5,99	214	344	485	18300	320	500	3840000	0,355	HEA 800
13550	903	1410	65,0	7,39	246	403	599	25000	387	608	5240000	0,338	HEA 900
14000	934	1470	63,0	8,25	266	442	668	32100	446	705	6740000	0,315	HEA 1000
x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	x10 ⁹ Nmm ²	x10 ⁹ mm ⁶	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ¹² Nmm ⁴	x10 ⁻³ mm ⁻¹	Multipel Enhet

HEA-balk

HEB-balk

S275JR

S355J0. Opt.5,7



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

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m
A = tvärsnittsarea
A_{liv} = livarea
g = massa per m
I_{x,y} = yttröghetsmoment
W_{x,y} = elastiskt böjmotstånd
Z_{x,y} = plastiskt böjmotstånd
r_{x,y} = tröghetsradie

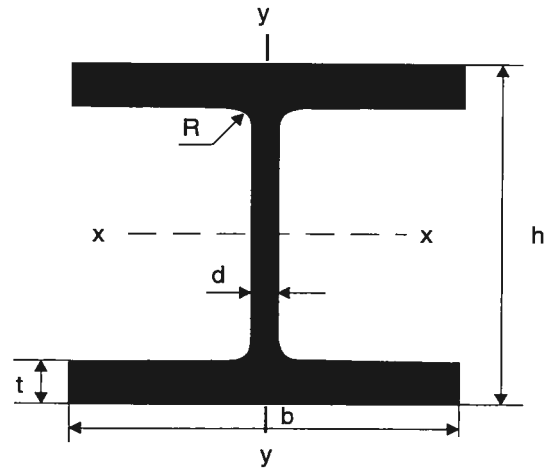
K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor
W_v = elastiskt vridmotstånd
Z_v = plastiskt vridmotstånd
C = vridstyvhet GK_v
K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor
W_w = elastiskt välvmotstånd
Z_w = plastiskt välvmotstånd
C_w = välvstyvhet EK_w
k = $\sqrt{C/C_w}$

Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr
I _y	W _y	Z _y	r _y	K _v	W _v	Z _v	C	K _w	W _w	Z _w	C _w		
167	33,5	51,4	25,3	0,0929	9,29	13,1	7,52	3,37	1,50	2,31	709	3,26	HEB 100
318	52,9	81,0	30,6	0,139	12,6	18,3	11,3	9,41	2,88	4,41	1980	2,39	HEB 120
550	78,5	120	35,8	0,201	16,7	24,9	16,3	22,5	5,02	7,67	4720	1,86	HEB 140
889	111	170	40,5	0,314	24,2	34,7	25,4	47,9	8,15	12,5	10100	1,59	HEB 160
1363	151	231	45,7	0,423	30,2	44,3	34,3	93,7	12,5	19,2	19700	1,32	HEB 180
2003	200	306	50,7	0,595	39,7	57,4	48,2	171	18,5	28,3	35900	1,16	HEB 200
2843	258	394	55,9	0,768	48,0	70,6	62,2	295	26,3	40,2	62000	1,00	HEB 220
3923	327	498	60,8	1,03	60,6	88,2	83,4	487	36,4	55,6	102000	0,903	HEB 240
5135	395	602	65,8	1,24	70,9	102	100	754	47,8	73,0	158000	0,797	HEB 260
6595	471	718	70,9	1,44	80,0	116	117	1130	61,6	94,0	237000	0,701	HEB 280
8563	571	870	75,8	1,86	97,9	140	151	1690	80,1	122	354000	0,652	HEB 300
9239	616	939	75,7	2,26	110	161	183	2070	92,1	141	434000	0,649	HEB 320
9690	646	986	75,3	2,58	120	177	209	2450	103	157	515000	0,637	HEB 340
10140	676	1030	74,9	2,93	130	194	237	2880	114	174	605000	0,626	HEB 360
10820	721	1100	74,0	3,57	149	224	289	3820	135	208	802000	0,601	HEB 400
11720	781	1200	73,3	4,42	170	261	358	5260	165	254	1100000	0,569	HEB 450
12620	842	1290	72,7	5,40	193	302	437	7020	198	305	1470000	0,545	HEB 500
13080	872	1340	71,7	6,02	208	328	488	8860	227	349	1860000	0,512	HEB 550
13530	902	1390	70,8	6,69	223	355	542	11000	257	396	2300000	0,485	HEB 600
13980	932	1440	69,9	7,41	239	384	600	13400	288	446	2810000	0,462	HEB 650
14440	963	1500	68,7	8,33	260	421	675	16100	321	499	3370000	0,447	HEB 700
14900	994	1550	66,8	9,49	288	468	769	21800	380	596	4590000	0,409	HEB 800
15820	1050	1660	65,3	11,4	326	539	923	29500	454	717	6190000	0,386	HEB 900
16280	1090	1720	63,8	12,6	350	586	1020	37600	521	827	7900000	0,359	HEB1000
x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	x10 ⁹ Nmm ²	x10 ⁹ mm ⁶	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ⁶ mm ⁴	x10 ¹² Nmm ⁴	x10 ⁻³ mm ⁻¹	Multipel Enhet

HEB-balk

HEM-balk

Ej lagerhållet i Sverige.
Kan anskaffas i stålsorter:
S235JRG2
S355J0/S355J2G4



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

Storhetsbeteckningar

F = mantelyta per m

A = tvärsnittsarea

 A_{liv} = livarea

g = massa per m

 $I_{x,y}$ = yttröghetsmoment

 $W_{x,y}$ = elastiskt böjmotstånd

 $Z_{x,y}$ = plastiskt böjmotstånd

 $r_{x,y}$ = tröghetsradie

 K_v = vridstyvhets tvärsnittsfaktor

 W_v = elastiskt vridmotstånd

 Z_v = plastiskt vridmotstånd

 C = vridstyvhet GK_v
 K_w = välvstyvhets tvärsnittsfaktor

 W_w = elastiskt välvmotstånd

 Z_w = plastiskt välvmotstånd

 C_w = välvstyvhet EK_w
 $k = \sqrt{C/C_w}$

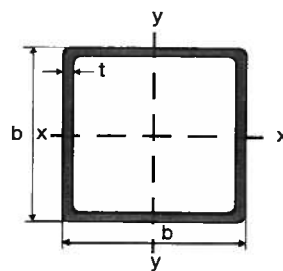
Tvärsnittsdata													
Böjning kring y-axeln				Vridning				Välvning				k	Profil nr
I_y	W_y	Z_y	r_y	K_v	W_v	Z_v	C	K_w	W_w	Z_w	C_w		
399	75,3	116	27,4	0,685	34,2	50,4	55,5	9,93	3,75	5,82	2080	5,16	HEM 100
703	112	172	32,5	0,920	43,8	65,4	74,5	24,8	6,61	10,2	5210	3,78	HEM 120
1144	157	241	37,7	1,20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

HEM-balk

VKR-rör

Kvadratiska

S355J2H



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

Storhetsbeteckningar

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

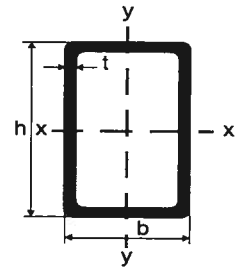
Tvärsnittsdata										
bxh	t	g	A	$I_x=I_y$	$W_x=W_y$	$Z_x=Z_y$	$r_x=r_y$	K_y	W_v	F
220x220	6,3	41,9	5340	4049	368	427	87,1	6240	544	0,864
	10,0	65,1	8290	6050	550	650	85,4	9473	807	0,854
250x250	6,3	47,9	6100	6014	481	556	99,3	9238	712	0,984
	8,0	60,3	7680	7455	596	694	98,6	11525	880	0,979
	10,0	74,5	9490	9055	724	851	97,7	14106	1065	0,974
	12,5	91,9	11700	10915	873	1037	96,6	17164	1279	0,968
	16,0	115	14700	13267	1061	1280	95,0	21138	1546	0,959
300x300	10,0	90,2	11500	16026	1068	1246	118	24807	1575	1,17
	12,5	112	14200	19442	1296	1525	117	30333	1904	1,17
	16,0	141	17900	23850	1590	1895	115	37622	2325	1,16
350x350	10,0	106	13500	25884	1479	1715	139	39886	2185	1,37
	12,5	131	16700	31541	1802	2107	137	48934	2654	1,37
	16,0	166	21100	38942	2225	2630	136	60990	3264	1,36
400x400	10,0	122	15500	39128	1956	2260	159	60092	2895	1,57
	12,5	151	19200	47839	2392	2782	158	73906	3530	1,57
	16,0	191	24300	59344	2967	3484	156	92442	4362	1,56
Multipel Enhet	mm	kg/m	mm ²	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	x10 ³ mm ³	mm	x10 ⁴ mm ⁴	x10 ³ mm ³	m ² /m

VKR-rör

VKR-rör

Rektangulära

S355J2H



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

Member of Finnforest Corporation

MOELVEN

Töreboda Limträ

Standarddimensioner för Limträ

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

▲ Lagerfört sortiment

För översikt över fullständigt standardsortiment hänvisas till limträhandboken.

Virkesdimensioner – hyvlat virke
(lagerhållna)

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

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

Täckande betongskikt, spricksäkerhet m m
Utdrag ur SS 137010

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

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

ζ = spricksäkerhet för föga korrosionskänslig armering

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

2. EXPONERINGSKLASSER

2.1 Beskrivning och kommentarer

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

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

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

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

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

TYPBLAD FÖR BOCKNING AV STÄNGER

2A 1979

TYPBLAD FÖR BOCKNING AV STÄNGER enligt Svensk Armering ©

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

Bilaga 4: Dimensionering av pelare med symmetrisk armering

X4.2.6 Bestämning av bärförmåga vid given armering

När armeringen är känd kan bärförmågan beräknas enligt följande. Rektangulärt tvärsnitt eller T-tvärsnitt med konstant flänstjocklek förutsätts. Tryckarmering ingår i uttrycken, men om sådan saknas sätts $A_{s1} = 0$ och kontroll av σ_{s1} utgår.

1. $\omega = \frac{A_s \sigma_s - A_{s1} \sigma_{s1}}{bd \cdot \eta f_{cd}}$ till att börja med kan antas att $\sigma_s = \sigma_{s1} = f_{yd}$
2. $x = \omega d / \lambda$
3. Kontrollera/justera σ_{s1} enligt X4.2.4
Om $\omega > \omega_{bal}$ (se X4.2.5) måste även σ_s justeras enligt X4.2.4
Om σ_{s1} och/eller σ_s har justerats, gör om från 1
4. Om $\lambda x > t$ vid T-tvärsnitt fortsätt enligt 5, annars direkt till 7
5. $\omega = \frac{A_s f_{yd} - A_{s1} \sigma_{s1} - (b - b_w) \cdot t \cdot \eta f_{cd}}{b_w d \cdot \eta f_{cd}}$ (obs. b_w)
6. Gör om från 2 vid behov
7. Beräkna inre hävarm enligt X4.2.3 samt bärförmåga enligt X4.2.2.

X4.3 Pelare, väggar o.d. med symmetrisk armering

Pelare, väggar o.d. kan i brottgränstillstånd ha såväl sprucket som osprucket tvärsnitt. De har dessutom vanligen symmetrisk armering. De uttryck som härletts ovan är inte tillämpliga för osprucket tvärsnitt, och förutsätter dessutom att tryckarmeringen normalt är mindre än dragarmeringen. Tvärsnitt i pelare och väggar *kan* behandlas "för hand" med förutsättning av rektangulär tryckspänningsfördelning, men beräkningarna blir mer komplicerade. Vanligtvis använder man därför färdiga datorprogram eller dimensioneringsdiagram, s.k. *interaktionsdiagram*.

Nedan ges några interaktionsdiagram över bärförmågan med hänsyn till moment och normalkraft för symmetriskt armerade rektangulära och cirkulära tvärsnitt. För rektangulärt tvärsnitt anges två olika armeringsfördelningar i förhållande till böjningsriktningen:

- a) koncentrad till två motstående sidor i böjningsriktningen
- b) jämnt fördelad i böjningsriktningen.

Med följande parametrar blir diagrammen oberoende av tvärsnittets absoluta storlek och av betongens hållfasthetsklass upp till C50/60 (se nedan beträffande högre hållfastheter):

Vertikal axel: *relativt moment* $m = M / (h A_c f_{cd})$

Horisontell axel: *relativ normalkraft* $n = N / (A_c f_{cd})$

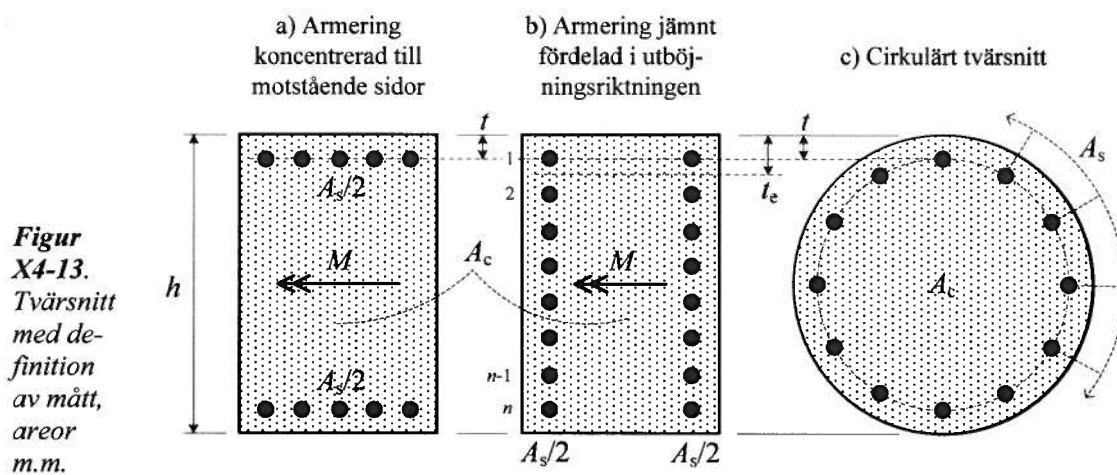
Kurvor för olika *mekaniskt armeringsinnehåll*: $\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$

Här är M = moment, N = normalkraft, A_c = betongtvärsnittsarea, A_s = total armeringsarea, h = tvärsnittshöjd i aktuell riktning, se även figur X4-12.

Definitionen av m och ω liknar definitionerna i avsnitt X4.2, men skiljer sig något såtillvida att de i detta fall baseras på *total* tvärsnittsarea, armeringsarea och tvärsnittshöjd, istället för som tidigare *effektiv* höjd och enbart *dragarmeringens* area.

Varje diagram täcker olika värden på ω , men gäller bara för *ett* värde på relativa kantavståndet t/h , se figur X4-13. Därför ges diagram för olika värden på t/h ; för mellanliggande värden kan man interpolera rätlinjigt mellan olika diagram. Extrapolering till $t/h = 0,25$ kan göras.

Diagrammen i den vänstra kolumnen gäller för alla betongvaliteter mellan C12/15 och C50/60; med den bilinjära arbetskurvan enligt figur 3.4, som har använts här, blir det då ingen skillnad i resultat med moment och normalkraft uttryckta i relativa värden. Diagrammen i den högra kolumnen gäller för den högsta hållfasthetsklass som kan tillämpas i Sverige, C100/115. Mellan C50/60 och C100/115 kan man interpolera mellan diagram.



För rektangulärt tvärsnitt med armeringen jämnt fördelad i utböjningsriktningen (fall b i figur X4-13) kan man gå in i diagrammen med ett ekvivalent kantavstånd

$$t_e = t - 0,4 \cdot h/n \quad (\text{X4-54})$$

där n är antalet stänger eller lager i utböjningsriktningen och t är kantavståndet till den armering som ligger närmast kanten.

Härigenom beaktas att färre lager ger högre momentkapacitet vid given area A_s och givet kantavstånd t . Diagram för fall b) kan med ekvivalent avstånd t_e användas ner till 3 lager (vid 2 lager gäller ju fall a). I vissa fall kan ekvation (X4-54) ge $t_e < 0,05h$. Diagram för $t_e/h = 0,05$ ger då resultat något på säkra sidan, men man kan även extrapolera från värden för 0,10 och 0,05; lägre värde än $t_e/h = 0$ bör dock inte förutsättas vid extrapolering.

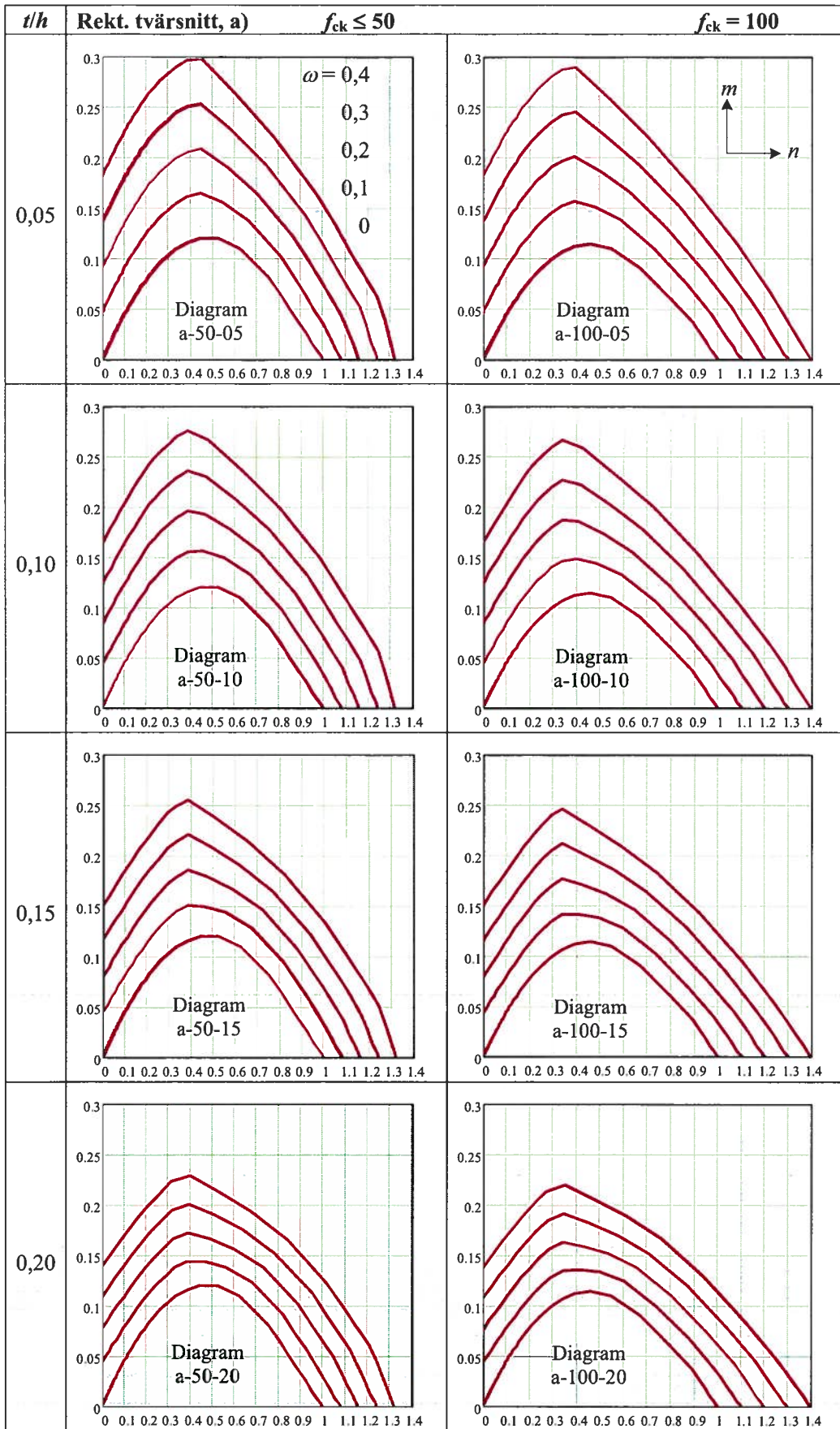
För cirkulära tvärsnitt ger diagrammen tillräcklig noggrannhet i godtycklig riktning om antalet stänger är minst 6.

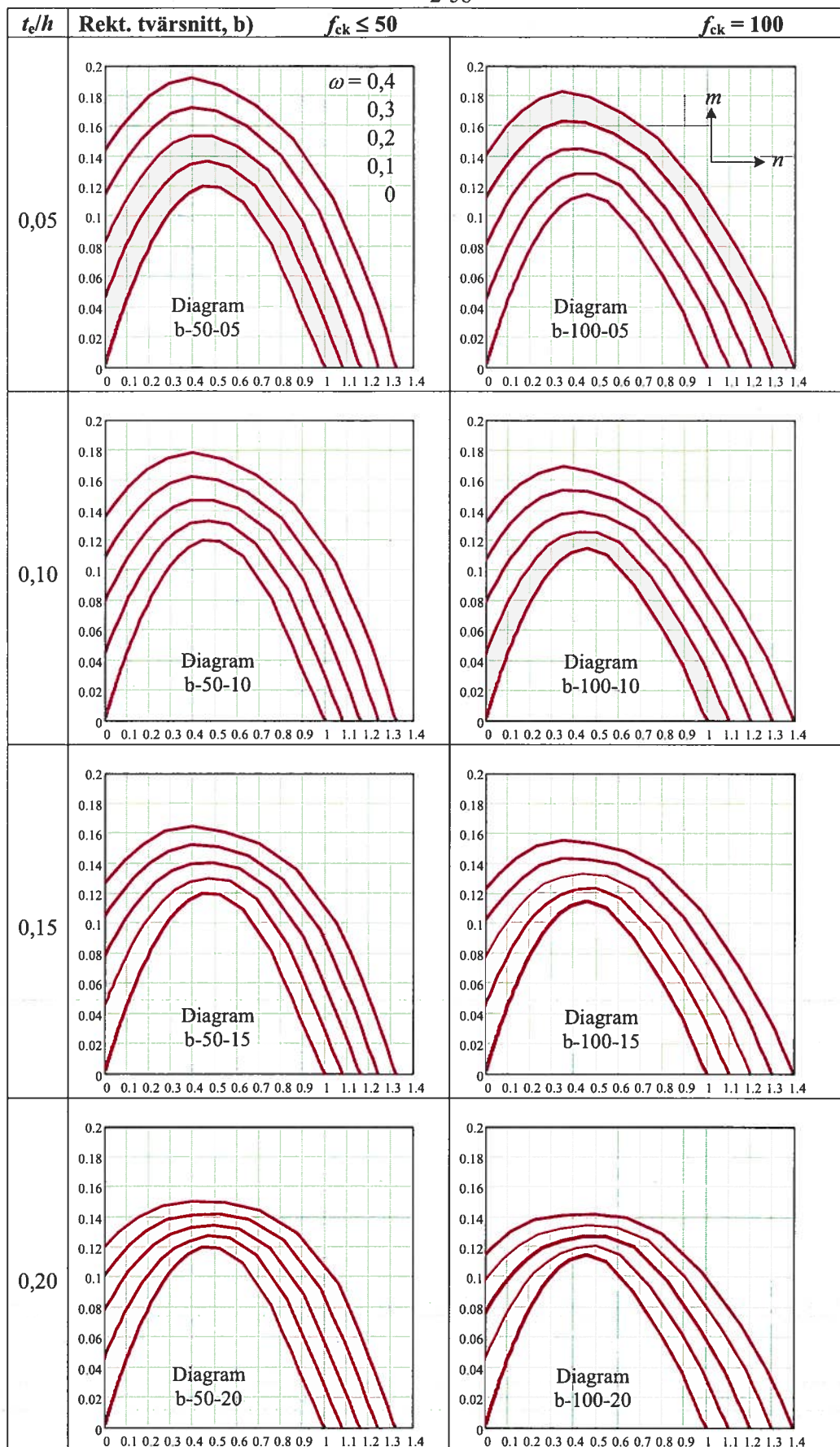
Denna typ av diagram används i exempel E1, E2, E3 och J2. I vissa fall redovisas då interaktionsdiagram med *absolutvärden* på M och N i stället för relativa värden, vilket är möjligt eftersom det då handlar om tvärsnitt med kända dimensioner och känd betonghållfasthet. Det går lika bra att i exemplen använda nedanstående diagram med relativa värden.

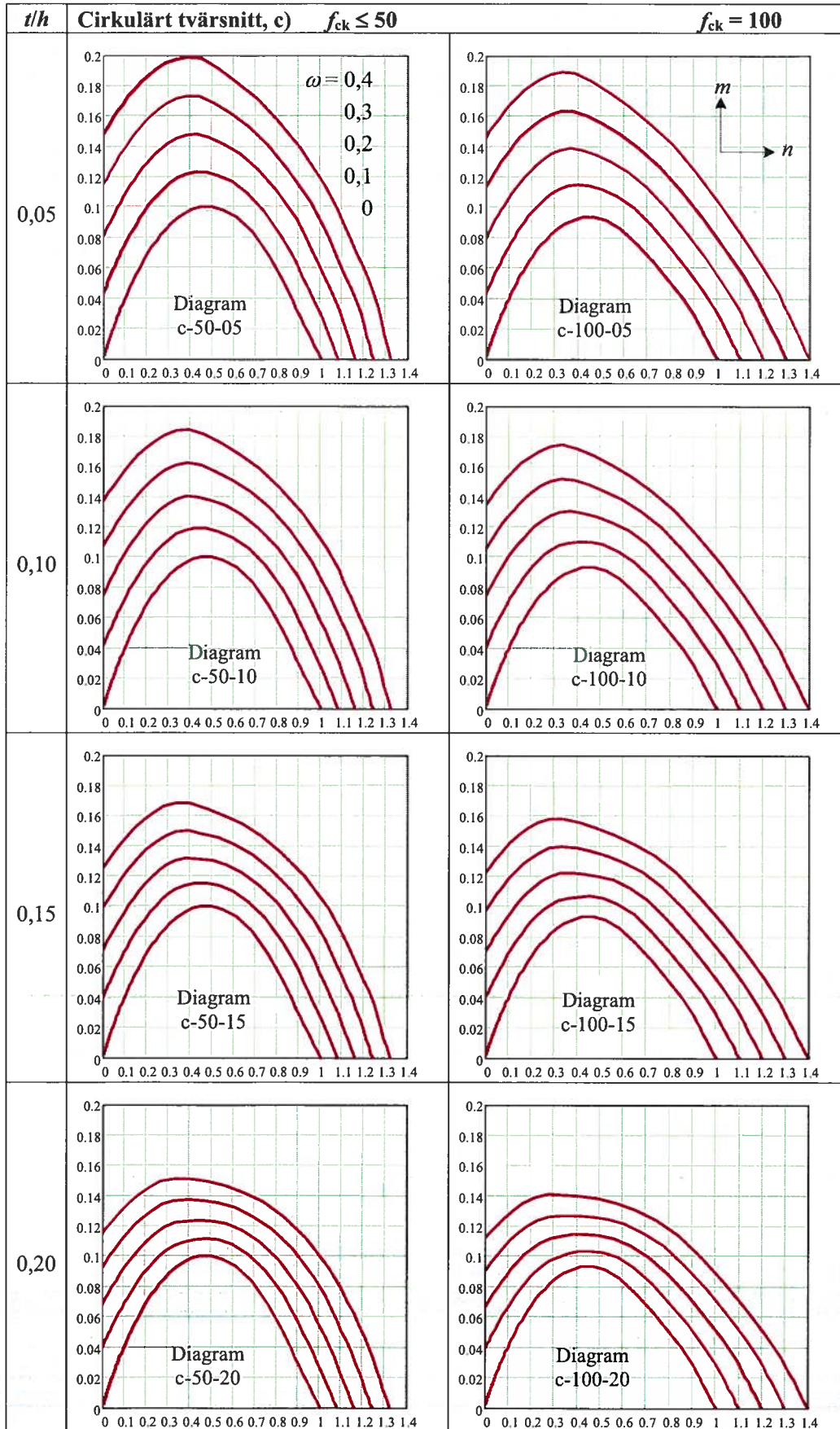
Diagrammen numreras enligt följande princip:

a-50-05, c-100-20 etc.

som betyder rektangulärt tvärsnitt med armering enligt a), $f_{ck} \leq 50$ MPa och $t/h = 0,05$, cirkulärt tvärsnitt med $f_{ck} = 100$ och $t/h = 0,020$ etc.







Bilaga 5: Dimensioneringsförutsättningar

5.1 Egentyngd

5.2 Vindlaster

5.3 Bromslaster

5.4 Temperaturutvidgning

5.5 Betongklass

5.6 Lastomvandling trafiklaster

Bilaga 5.1 Egentyngd

Indata hämtat från: TRVK Bro 11,
SS-EN 1991-1-1 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-1: Allmänna laster - Tunghet,
egentyngd, nyttig last för byggnader

Balkdimensioner

Höjd $h := 2 \text{ m}$

Bredd $b := 26 \text{ m}$

Livtjocklek $t_w := 0.02 \text{ m}$

Flänstjocklek $t_f := 0.02 \text{ m}$

Livhöjd $h_w := h - 2 \cdot t_f = 1.96 \text{ m}$

Tvärsnittsarea lådbalk $A_l := 2 \cdot t_f \cdot b + 2 \cdot t_w \cdot h_w = 1.1184 \text{ m}^2$

Tunghet stål $\gamma_{stal} := 77.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Fackverk $L_v := 5 \cdot h_w = 9.8 \text{ m}$

$$L_d := 6 \cdot \left(\sqrt{h_w^2 + \left(\frac{b}{6}\right)^2} \right) = 28.536 \text{ m}$$

Tvärsnittsarea vertikala HEB-balkar (300) $A_v := 14910 \text{ mm}^2 = 0.01491 \text{ m}^2$

Tvärsnittsarea diagonala HEB-balkar (450) $A_d := 21800 \text{ mm}^2 = 0.0218 \text{ m}^2$

Beläggning $\gamma_{bel} := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $t_{bel} := 0.065 \text{ m}$

Överfyllnad $\gamma_{over} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $t_{over} := 0.05 \text{ m}$

Räcken $G_{rücke} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egentyngd
Fackverk var 5:e meter

$$G := \gamma_{stal} \cdot \left(A_l + (L_d \cdot A_d + L_v \cdot A_v) \frac{1}{5 \text{ m}} \right) + (\gamma_{bel} \cdot t_{bel} + \gamma_{over} \cdot t_{over}) \cdot b + G_{rücke} = 161.627 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bilaga 5.2 Vindlaster

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: SS-EN 1991-1-4:2005

Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast

Övrigt: <http://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/1998/handbok-sno-vindlast-utg-2.pdf> Tabell 2:21a

<https://rinfo.boverket.se/EKS%5CPDF%5CBFS2008-19EKS3.pdf>

Förutsättningar

Vindhastighet enl. tabell för
Ulricehamn $v_b := 25 \frac{m}{s}$

Luftens densitet $\rho := 1.2 \frac{kg}{m^3}$

Vindlast på pyloner

Pylonernas höjd och bredd $z_p := 72 \text{ m}$ $b_p := 2 \text{ m}$ $d_p := 2 \text{ m}$

Referenshastighetstrycket $q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 375 \text{ Pa}$ (4.10)

Exponeringsfaktorn för fyra
olika höjder $c_{e.0} := 1.3$ $c_{e.18} := 2.1$ Figur 4.2

$c_{e.36} := 2.6$ $c_{e.54} := 2.95$

$c_{e.72} := 3.2$

Karakteristiska hastighetstrycket $q_{p.0} := c_{e.0} \cdot q_b = 487.5 \text{ Pa}$ (4.8)

$q_{p.18} := c_{e.18} \cdot q_b = 787.5 \text{ Pa}$

$q_{p.36} := c_{e.36} \cdot q_b = 975 \text{ Pa}$

$q_{p.54} := c_{e.54} \cdot q_b = (1.106 \cdot 10^3) \text{ Pa}$

$q_{p.72} := c_{e.72} \cdot q_b = (1.2 \cdot 10^3) \text{ Pa}$

Formfaktorer för pelare $\frac{d_p}{b_p} = 1$ $c_f := 2.15$ Figur 7.23

Pylonarea $A_p := z_p \cdot b_p = 144 \text{ m}^2$

Vindlast per areaenhet (Gynnsam bärverksfaktor c_{scd} eliminerad och lasten angiven i annan enhet än i Eurocode).

$$Q_{wp.0} := c_f \cdot q_{p.0} = 1.048 \frac{kN}{m^2} \quad (5.3)$$

$$0 < h < 18 \text{ m} \quad Q_{wp.18} := c_f \cdot q_{p.18} = 1.693 \frac{kN}{m^2}$$

$$18 < h < 36 \text{ m} \quad Q_{wp.36} := c_f \cdot q_{p.36} = 2.096 \frac{kN}{m^2}$$

$$36 < h < 54 \text{ m} \quad Q_{wp.54} := c_f \cdot q_{p.54} = 2.378 \frac{kN}{m^2}$$

$$54 < h < 72 \text{ m} \quad Q_{wp.72} := c_f \cdot q_{p.72} = 2.58 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlasten har approximativt tagits fram som en funktion av värdena på respektive höjd.

Vindlast på brobana och fackverk

Brobanans höjd och bredd	$d := 2 \text{ m}$	$b := 27 \text{ m}$	
Brons längd	$L := 320 \text{ m}$		
Bullerskärmens höjd	$d_1 := 2 \text{ m}$		
Massiv barriär (bullerskärm) på ena sidan, öppen barriär på båda sidorna	$A_{ref.x} := L \cdot (d + d_1 + 0.3 \text{ m}) = (1.376 \cdot 10^3) \text{ m}^2$		Tabell 8.8
Brobanans referenshöjd	$z_e := 20 \text{ m}$		
	$\frac{b}{d + d_1} = 6.75$		
Formfaktor för kraft	$c_{fx.0} := 1.15$		Figur 8.3
	$c_e := 2.2$		(4.9)
Vindlast per areaenhet på brobanan	$Q_{wb} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fx.0} = 0.949 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$		(8.2)

Bilaga 5.3 Bromslaster

Ekvationer och tabellvärden hämtade från:

SS-EN 1991-2 Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar

Kap. 4.4 Horisontalkrafter – Karakteristiska värden

Indata hämtat från: Tabell 3

Anpassningsfaktor $\alpha_{Q1} := 0.9$

Karakteristiska laster i
längdled $Q_{1k} := 300 \text{ kN}$

Anpassningsfaktor $\alpha_{q1} := 0.8$

$$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Körfältets bredd $w_1 := 3 \text{ m}$

Brobanans längd $L := 320 \text{ m}$

$$Q_{lk} := 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = (1.015 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kontroll av bromskraft

$$180 \text{ kN} \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} := \max(Q_{lk}, 180 \text{ kN}) = (1.015 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$Q_{lk} := \min(Q_{lk}, 900 \text{ kN}) = 900 \text{ kN}$$

Bilaga 5.4 Temperaturutvidgning

Tabellvärden och indata hämtade från: Eurokod SS-EN 1991-1-5 - Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-5: Allmänna laster - Temperaturpåverkan

Klimatdata för Ulricehamn

$$T_{max} := 34 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Bilaga NB

$$T_{min} := -30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperaturdifferens

$$\Delta T := T_{max} - T_{min} = 64 \text{ K}$$

Materialdata

Längdutvidgningskoefficient

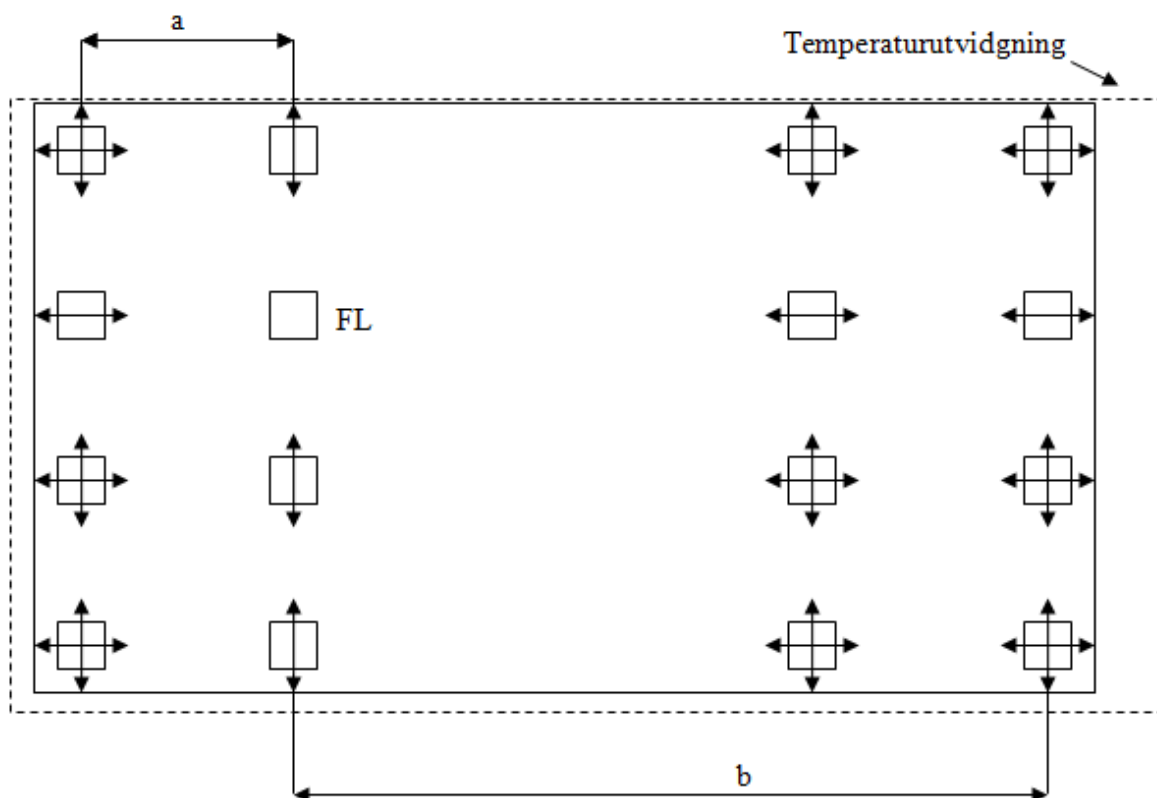
$$\alpha_{T,s} := 1.2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{K}}$$

Bilaga C

Stålets töjning

$$\varepsilon_s := \Delta T \cdot \alpha_{T,s} = 7.68 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$



$$a := 240 \text{ m}$$

$$b := \frac{a}{3} = 80 \text{ m}$$

$$\text{Längdutvidgning östra broänden} \quad \Delta L_{\text{Ö}} := a \cdot \varepsilon_s = 184.32 \text{ mm}$$

$$\text{Längdutvidgning västra broänden} \quad \Delta L_{\text{V}} := b \cdot \varepsilon_s = 61.44 \text{ mm}$$

Bilaga 5.5 Täcksikt och betongklass

Täcksikt

Följande ekvationer hänvisar till SS-EN 1992-1-1:2005

Armeringsdiameter $\phi := 25 \text{ mm}$

Rekommenderat värde enligt SS-EN 1992-1-1:2005, s. 46, tabell 4.2 $c_{min.b} := \phi = 25 \text{ mm}$

Rekommenderat värde enligt SS-EN 1992-1-1:2005, s. 47, tabell 4.4N $c_{min.dur} := 40 \text{ mm}$

Rekomenderat värde enligt SS-EN 1992-1-1:2005, s. 49 $c_{dev} := 10 \text{ mm}$

Rekommenderade värden enligt SS-EN 1992-1-1:2005, s. 48 $\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$

$$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ mm}$$

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.\gamma} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) \quad (4-2)$$

$$c_{min} = 40 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{min} + c_{dev} = 50 \text{ mm} \quad (4-1)$$

Betongklass

Följande ekvationshänvisningar syftar till Bärande konstruktioner del 1

Från tabell med exponeringsklasser $f_{cm.cube} := 65 \text{ MPa}$

Omvandling från uttorkat kubprov till vattenlagrat cylinderprov $f_{cm} := \frac{f_{cm.cube}}{1.20 \cdot 1.10} = 49.242 \text{ MPa} \quad (B2-2)$

$$f_{ck} := f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 41.242 \text{ MPa} \quad (B2-2)$$

Vilket medför betongklass C45/55

Bilaga 5.6 Lastomvandling - Trafiklaster

Indata hämtat från: Tabell 3, kapitel 8.1.2 Trafiklast

Laster i tvärled

Axellaster

$$P := 270 \text{ kN}$$

$$\frac{2 \cdot P}{3} = 180 \text{ kN}$$

Utbredda trafiklaster
(i Tabell 3 angiven som p)

$$q := 7.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q}{2.88} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Laster i brons längdriktning

Axellaster

$$P_{tot.tvär} := 2 \cdot \left(P + \frac{2 \cdot P}{3} \right) = 900 \text{ kN}$$

Total utbredd trafiklast

$$Q := 2 \cdot \left(q \cdot 3 \text{ m} + \frac{q}{2.88} \cdot 7.5 \text{ m} \right) = 80.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd

$$G := 161.627 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bilaga 6: Preliminärdimensionering

6.1 Lådbalk - Dimensionering

6.2 Lådbalk - Kontroll nedböjning

6.3 Fackverk

6.4 Kablar - Reaktionskrafter

6.5 Kablar - Dimensionering

6.6 Kablar - Kontroll i bruksgräns

6.7 Pyloner i brons längdriktning - Laster

6.8 Sprickkontroll i brons längdriktning

6.9 Pyloner i brons längdriktning - Dimensionering

6.10 Sprickkontroll tvärled

6.11 Pyloner i tvärled - Dimensionering

6.12 Pyloner - Kontroll knäckning

6.13 Pyloner - Kontroll sprickbredd

6.14 Tvärbalk - Dimensionering

6.15 Tvärbalk - Kontroll nedböjning

6.16 Överslagsberäkning brobana med egentyngd som huvudlast

6.17 Överslagsberäkning brobana med trafiklast som huvudlast

6.18 Överslagsberäkning pylon i brons längdriktning

Bilaga 6.1 Lådbalk - Dimensionering

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 1
Indata hämtat från: Bilaga 7.3 Pyloner i brons längdriktning och Bilaga 6.7 Pyloner i
brons längdriktning - laster

Indata

$$M_{Ed} := 5212 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := 4028 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := 2.042 \cdot 10^4 \text{ kN}$$

Balkdimensioner

Höjd $h := 2 \text{ m}$

Bredd $b := 26 \text{ m}$

Livtjocklek $t_w := 0.02 \text{ m}$

Flänstjocklek $t_f := 0.02 \text{ m}$

Livhöjd $h_w := h - 2 \cdot t_f = 1.96 \text{ m}$

Tvärsnittsarea $A := 2 \cdot t_f \cdot b + 2 \cdot t_w \cdot h_w = 1.118 \text{ m}^2$

$$\gamma_{M1} := 1$$

Stålkvalitet S355

Tabell S2.1

För $t \leq 40 \text{ mm}$ $f_{y.40} := 355 \text{ MPa}$ $f_{u.40} := 510 \text{ MPa}$

$40 < t < 80 \text{ mm}$ $f_y := 335 \text{ MPa}$ $f_u := 470 \text{ MPa}$

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

IF-sats för att ta fram $f_y := \text{if}(t_w \leq 0.04 \text{ m}, f_{y.40}, f_y) = 355 \text{ MPa}$
fy och fu

$$f_u := \text{if}(t_w \leq 0.04 \text{ m}, f_{u.40}, f_u) = 510 \text{ MPa}$$

Kontroll av tvärsnittsklass
för balkliv

$$\frac{h_w}{t_w} = 98$$

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

IF-satser för att bestämma tvärsnittsklass för livet. Första kontrollerar klass 1, andra klass 2 och tredje satsen tvärsnittsklass 3

$$T_1 := \text{if} \left(\frac{h_w}{t_w} < \varepsilon \cdot 72, 1, 5 \right) = 5$$

Gränsvärden
Tabell S4.2

$$T_2 := \text{if} \left(\frac{h_w}{t_w} < \varepsilon \cdot 83, 2, 5 \right) = 5$$

$$T_3 := \text{if} \left(\frac{h_w}{t_w} < \varepsilon \cdot 124, 3, 4 \right) = 3$$

Tvärsnittsklass

$$T_w := \min(T_1, T_2, T_3) = 3$$

Kontroll av tvärsnittsklass för balkfläns

$$\frac{b - 2 \cdot t_w}{t_f} = 1.298 \cdot 10^3$$

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

IF-satser för att bestämma tvärsnittsklass för lådans fläns. Första kontrollerar klass 1, andra klass 2 och tredje satsen tvärsnittsklass 3

$$T_1 := \text{if} \left(\frac{b - 2 \cdot t_w}{t_f} < \varepsilon \cdot 33, 1, 5 \right) = 5$$

Gränsvärden
Tabell S4.2

$$T_2 := \text{if} \left(\frac{b - 2 \cdot t_w}{t_f} < \varepsilon \cdot 38, 2, 5 \right) = 5$$

$$T_3 := \text{if} \left(\frac{b - 2 \cdot t_w}{t_f} < \varepsilon \cdot 42, 3, 4 \right) = 4$$

Tvärsnittsklass

$$T_f := \min(T_1, T_2, T_3) = 4$$

$$T := \max(T_w, T_f) = 4$$

Problemet med att flänsen hamnar i tvärsnittsklass 4 löses med hjälp av trapetsformade avstyvningar. Detta kommenteras i kapitel 11 Diskussion och avstyvningarna gör att en lägre säkerhetsklass kan användas.

$$T := T_w = 3$$

Momentkapacitet

Yttröghetsmoment

$$I_y := 2 \cdot \left(\frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right) + 2 \cdot \left(\frac{b \cdot t_f^3}{12} + b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = 1.044 \text{ m}^4$$

$$z := \frac{h}{2} = 1 \text{ m}$$

$$W_{el} := \frac{I_y}{z} = 1.044 \text{ m}^3 \quad (\text{S4-23})$$

$$W_{pl} := t_f \cdot b \cdot (t_f + h_w) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4} = 1.049 \text{ m}^3 \quad (\text{S4-30})$$

Tvärsnittsklass 3 -

Elastiskt böjmotstånd

Tvärsnittsklass 1 eller 2 -

Plastiskt böjmotstånd

$$W := \text{if}(T < 3, W_{pl}, W_{el}) = 1.044 \text{ m}^3$$

Momentkapacitet

$$M_{Rd} := \left(f_y - \frac{N_{Ed}}{A} \right) \cdot W = (3.517 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttjandegrad

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.015 \quad \text{Ok}$$

Den låga utnyttjandegraden på momentkapaciteten gör att det ej finns risk för interaktion mellan moment och tvärkraft

Tvärkraftskapacitet

Ändavstyvningar endast över upplag

$$\begin{aligned} \kappa_t &:= 5.34 \\ \varepsilon &:= \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814 \\ \eta &:= 1.2 \end{aligned}$$

Kontroll för bucklingsrisk i livet

$$\frac{h_w}{t_w} = 98 \quad 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 48.817$$

Slankhet

$$\lambda_w := \frac{\frac{h_w}{t_w}}{37.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{\kappa_t}} = 1.394 \quad (\text{S5-21})$$

Skjuvbucklingskoefficient

$$\chi := \frac{0.83}{\lambda_w} = 0.596 \quad \text{Tabell S5.1}$$

Tvärkraftskapacitet $V_{Rd} := \chi \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = (4.785 \cdot 10^3) \text{ kN}$ (S5-20)

Utnyttjandegrad $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.842$ *Ok*

Bilaga 6.2 Lådbalk - Kontroll nedböjning

Laster enligt lastfall 6.15 b

Indata från: Bilaga 6.4 Kablar - Reaktionskrafter

Nedböjning beräknad enligt elementarfall B.1 - tvåsidig fri uppläggning i

Diverse utdrag för kursen Bärande Konstruktioner BMT015

Centrummått mellan
kabelinföstrningarna

$$L_{cc} := 9.5 \text{ m}$$

$$\psi_{1.1} := 0.4$$

Punktlast - axellast

$$P_{tot.tvär} := 900 \text{ kN}$$

Egentyngd

$$G := 161.627 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 7.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Utbredd trafiklast

$$q_1 := \psi_{1.1} \cdot 2 \cdot \left(q \cdot 3 \text{ m} + \frac{q}{2.88} \cdot 7.5 \text{ m} \right) = 32.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Avstånd till punkten där
axellasten angriper

$$a_1 := \frac{L_{cc}}{2} - 0.6 \text{ m} = 4.15 \text{ m}$$

Nedböjning av de två
axellasterna

$$w_1 := 2 \cdot P_{tot.tvär} \cdot \left(\frac{a_1 \cdot L_{cc}^2}{48 \cdot E \cdot I_y} \cdot \left(3 - \frac{4 \cdot a_1^2}{L_{cc}^2} \right) \right) = (1.432 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Nedböjning av den utbredda
trafiklasten

$$w_2 := q_1 \cdot \frac{5 \cdot L_{cc}^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = (1.561 \cdot 10^{-5}) \text{ m}$$

Nedböjning av egentyngden

$$w_3 := G \cdot \frac{5 \cdot L_{cc}^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = (7.815 \cdot 10^{-5}) \text{ m}$$

Total nedböjning

$$w_{tot} := w_1 + w_2 + w_3 = (2.37 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Tillåten nedböjning

$$w_{till} := \frac{L_{cc}}{400} = 0.024 \text{ m}$$

$$\frac{w_{tot}}{w_{till}} = 0.01$$

Ok

Bilaga 6.3 Dimensionering - fackverk

Ekvationer och tabellvärden hämtade från:

Eurokod SS-EN 1993-1-1:2005 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del

1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

Tvärnittsdatabas för HEB tvärsnitt enligt bilaga 3 Diverse utdrag för kursen Bärande

Konstruktioner BMT015

Indata hämtat från: Bilaga 7.2 Fackverk

Indata

$$N_{Ed.sned} := 6.58 \text{ MN}$$

$$N_{Ed.vertikal} := -4.02 \text{ MN}$$

Flytspänning

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

Drag-/tryckhållfasthet för
vald stålqualität (S355)

Elasticitetsmodul

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

Balkar med HEB-tvärsnitt väljs för samtliga stag

Dimensionering av sneda stag

Slutligt val av tvärsnitt: HEB 450

HEB tvärsnitt är alltid i Tvärsnittsklass

1

Tvärsnittsarea, sneda stag $A_{sned} := 21800 \text{ mm}^2$

Tvärsnittets kapacitet
map. normalkraft

$$N_{Rd} := A_{sned} \cdot f_{yk} = 7.739 \text{ MN}$$

Kontroll av kapacitet

$$N_{Rd} \geq N_{Ed.sned} = 1$$

OK!

Utnyttjandegrad

$$\frac{N_{Ed.sned}}{N_{Rd}} = 85.02\%$$

Dimensionering av vertikala stag

Slutligt val av tvärsnitt: HEB 300

Tvärsnittsarea, vertikal stag $A_{vertikal} := 14910 \text{ mm}^2$

Tvärsnittets kapacitet
map. normalkraft

$$N_{Rd} := A_{vertikal} \cdot f_{yk} = 5.293 \text{ MN}$$

Kontroll av kapacitet

$$N_{Rd} \geq |N_{Ed.vertikal}| = 1$$

Kontroll av knäckning i tryckbelastat stag

Tvärsnittsdata för HEB 300

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

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

$$t_f := 19 \text{ mm}$$

$$\alpha = "c" = 0.49 \quad \alpha := 0.49 \quad \text{imperfectionsfaktor, } \alpha \text{ enligt tabell 6.1 och tabell 6.2}$$

$$I_x := 25170 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_y := 8563 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{vertikal}} := 14910 \text{ mm}^2$$

Rotation tillåten i båda ändrar
->Eulers 2:a knäckfall

$$l_0 := 2 \text{ m}$$

$$\gamma_{M1} := 1$$

Knäcklast
(kritisk normalkraft)

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_0^2} = 44.37 \text{ MN}$$

$$\lambda := \sqrt{\frac{A_{\text{vertikal}} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = 0.345 \quad (6.49)$$

$$\frac{|N_{Ed, \text{vertikal}}|}{N_{cr}} = 0.091 \quad (6.49)$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \leq 0.2 = 0 \\ \frac{|N_{Ed, \text{vertikal}}|}{N_{cr}} \leq 0.04 = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Instabilitet får ej försummas}$$

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 0.595 \quad (6.49)$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.926 \quad (6.49)$$

$$N_{b, Rd} := \frac{\chi \cdot A_{\text{vertikal}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 4.901 \text{ MN} \quad (6.47)$$

Kontroll av kapacitet

$$N_{b, Rd} \geq |N_{Ed, \text{vertikal}}| = 1$$

Utnyttjandegrad

$$\frac{|N_{Ed, \text{vertikal}}|}{N_{b, Rd}} = 82.03\% \quad \text{OK!}$$

Bilaga 6.4 Kablar - Reaktionskrafter

Ekvationer och tabellvärden hämtade från:

Eurokod SS-EN 1990 - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk

Indata hämtat från: Tabell 3 - kapitel 8.1.2 Trafiklast, Bilaga 5.1 Egentyngd

Indata

Brobanans bredd	$L := 26 \text{ m}$	
Lasfältens bredd	$L_{last} := 3 \text{ m}$	
Återstående bredd	$L_{ater} := 1.75 \text{ m}$	
Bredd på säkerhetsavståndet mellan kabel och räcke	$L_{säker} := 2.25 \text{ m}$	
Bredd mitträcke	$L_{mitt} := 0.5 \text{ m}$	
cc-mått kablar	$L_{cc} := 9.5 \text{ m}$	
Axellast	$P := 270 \text{ kN}$	$P \cdot \frac{2}{3} = 180 \text{ kN}$
Utbredd fillast	$q := 7.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$\frac{q}{2.88} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Egentyngd	$G := 161.627 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

Lastekvationer

Faktorer	$\gamma_G := 1.35$	Tabell A2.4
	$\gamma_P := 1.5$	
	$\psi_0 := 0.4$	Tabell A2.1
	$\psi_P := 0.75$	
	$\xi := 0.85$	Tabell A2.4b
	$\psi_{1.1} := 0.4$	

Brottgräns

Lastfall 6.10 a

$$\text{Lastfallsmall} \quad Q_a := \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot \psi_0 \cdot \left(q \cdot L_{last} + \frac{q}{2.88} \cdot (2 \cdot L_{last} + L_{ater}) \right) = 242.781 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Axellast} \quad P_a := \gamma_P \cdot \psi_P \cdot P = 303.75 \text{ kN}$$

$$\text{Utbredd trafiklast} \quad q_a := q \cdot \gamma_P \cdot \psi_0 = 4.32 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Egentyngd} \quad G_a := G \cdot \gamma_G = 218.196 \frac{kN}{m}$$

Reaktionskraften RA beräknas med momentjämvikt kring RB. Varje lastfält ger uphov till ett momentbidrag som summeras ihop

Momentbidrag körriktning 1

Lastfält 1

$$M_{1.a} := (2 \cdot P_a + q_a \cdot L_{last} \cdot L_{cc}) \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{11}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (1.662 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 2

$$M_{2.a} := \left(2 \cdot P_a \cdot \frac{2}{3} + \frac{q_a}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \right) \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{9}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (8.843 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 3

$$M_{3.a} := \frac{q_a}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{7}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = 716.063 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 4 (återstående lastfält)

$$M_{4.a} := \frac{q_a}{2.88} \cdot L_{ater} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + \frac{3}{2} \cdot L_{ater} + 3 \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = 358.477 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag körriktning 2

Lastfält 5

$$M_{5.a} := (2 \cdot P_a + q_a \cdot L_{last} \cdot L_{cc}) \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{5}{2} L_{last} \right) = (8.402 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 6

$$M_{6.a} := \left(2 \cdot P_a \cdot \frac{2}{3} + \frac{q_a}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \right) \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{3}{2} \cdot L_{last} \right) = (3.806 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 7

$$M_{7.a} := \frac{q_a}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{1}{2} \cdot L_{last} \right) = 235.125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 8 (återstående lastfält)

$$M_{8.a} := \frac{q_a}{2.88} \cdot L_{ater} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + \frac{L_{ater}}{2} \right) = 77.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Egentyngd

$$M_{G.a} := G_a \cdot L_{cc} \cdot \frac{L}{2} = (2.695 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reaktionskraft brottgräns

$$R_{A.a} := \frac{M_{1.a} + M_{2.a} + M_{3.a} + M_{4.a} + M_{5.a} + M_{6.a} + M_{7.a} + M_{8.a} + M_{G.a}}{L} = (2.539 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total last för lastfall 6.10 a över cc-måttet 9.5 m längs bron

$$Q_{a.tot} := G_a \cdot L_{cc} + 2 \cdot P_a \cdot \left(2 + \frac{4}{3} \right) + 2 \cdot q_a \cdot L_{last} \cdot L_{cc} + \frac{q_a}{2.88} (4 \cdot L_{last} + 2 \cdot L_{ater}) \cdot L_{cc}$$

$$Q_{a.tot} = (4.565 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Lastfall 6.10 b

$$\text{Lastfallsmall} \quad Q_b := \gamma_G \cdot G \cdot \xi + \gamma_P \cdot \left(q \cdot L_{last} + \frac{q}{2.88} \cdot (2 \cdot L_{last} + L_{ater}) \right) = 246.929 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Axellast} \quad P_b := \gamma_P \cdot P = 405 \text{ kN}$$

$$\text{Utbredd trafiklast} \quad q_b := q \cdot \gamma_P = 10.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Egentyngd} \quad G_b := G \cdot \gamma_G \cdot \xi = 185.467 \frac{kN}{m}$$

Momentjämvikt kring RB

Momentbidrag körriktning 1

Lastfält 1

$$M_{1,b} := (2 \cdot P_b + q_b \cdot L_{last} \cdot L_{cc}) \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{11}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (2.543 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 2

$$M_{2,b} := \left(2 \cdot P_b \cdot \frac{2}{3} + \frac{q_b}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \right) \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{9}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (1.278 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 3

$$M_{3,b} := \frac{q_b}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{7}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (1.79 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 4 (återstående lastfält)

$$M_{4,b} := \frac{q_b}{2.88} \cdot L_{ater} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + \frac{3}{2} \cdot L_{ater} + 3 \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = 896.191 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag körriktning 2

Lastfält 5

$$M_{5,b} := (2 \cdot P_b + q_b \cdot L_{last} \cdot L_{cc}) \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{5}{2} L_{last} \right) = (1.285 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 6

$$M_{6,b} := \left(2 \cdot P_b \cdot \frac{2}{3} + \frac{q_b}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \right) \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{3}{2} \cdot L_{last} \right) = (5.498 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 7

$$M_{7,b} := \frac{q_b}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{1}{2} \cdot L_{last} \right) = 587.813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 8 (återstående lastfält)

$$M_{8,b} := \frac{q_b}{2.88} \cdot L_{ater} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + \frac{L_{ater}}{2} \right) = 194.824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Egentyngd

$$M_{G,b} := G_b \cdot L_{cc} \cdot \frac{L}{2} = (2.291 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reaktionskraft brottgräns

$$R_{A,b} := \frac{M_{1,b} + M_{2,b} + M_{3,b} + M_{4,b} + M_{5,b} + M_{6,b} + M_{7,b} + M_{8,b} + M_{G,b}}{L} = (3.19 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total last för lastfall 6.10 b över cc-måttet 9.5 m längs bron

$$Q_{b,tot} := G_b \cdot L_{cc} + 2 \cdot P_b + P_b \cdot \frac{4}{3} + 2 \cdot q_b \cdot L_{last} \cdot L_{cc} + \frac{q_b}{2.88} (4 \cdot L_{last} + 2 \cdot L_{ater}) \cdot L_{cc}$$

$$Q_{b,tot} = (4.28 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bruksgräns - lastekvation 6.15 b

Egentyngd $G_{bruk} := G = 161.627 \frac{kN}{m}$

Axellast $P_{bruk} := P = 270 \text{ kN}$

Utbredd trafiklast $q_{bruk} := q \cdot \psi_{1.1} = 2.88 \text{ kPa}$

Momentjämvikt kring ena kabelinfästningen RB

Momentbidrag körriktning 1

Lastfält 1

$$M_1 := (2 \cdot P_{bruk} + q_{bruk} \cdot L_{last} \cdot L_{cc}) \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{11}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (1.415 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 2

$$M_2 := \left(2 \cdot P_{bruk} \cdot \frac{2}{3} + \frac{q_{bruk}}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \right) \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{9}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = (7.673 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 3

$$M_3 := \frac{q_{bruk}}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + 2 \cdot L_{ater} + \frac{7}{2} \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = 477.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lastfält 4 (återstående lastfält)

$$M_4 := \frac{q_{bruk}}{2.88} \cdot L_{ater} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + \frac{3}{2} \cdot L_{ater} + 3 \cdot L_{last} + L_{mitt} \right) = 238.984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Körriktning 2

Lastfält 5 $M_5 := (2 \cdot P_{bruk} + q_{bruk} \cdot L_{last} \cdot L_{cc}) \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{5}{2} \cdot L_{last} \right) = (7.154 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastfält 6 $M_6 := \left(2 \cdot P_{bruk} \cdot \frac{2}{3} + \frac{q_{bruk}}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \right) \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{3}{2} \cdot L_{last} \right) = (3.302 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastfält 7 $M_7 := \frac{q_{bruk}}{2.88} \cdot L_{last} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + L_{ater} + \frac{1}{2} \cdot L_{last} \right) = 156.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lastfält 8 (återstående lastfält) $M_8 := \frac{q_{bruk}}{2.88} \cdot L_{ater} \cdot L_{cc} \cdot \left(L_{säker} + \frac{L_{ater}}{2} \right) = 51.953 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Egentyngd $M_G := G_{bruk} \cdot L_{cc} \cdot \frac{L}{2} = (1.996 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Reaktionskraft bruksgräns

$$R_{A.bruk} := \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 + M_G}{L} = (2.045 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

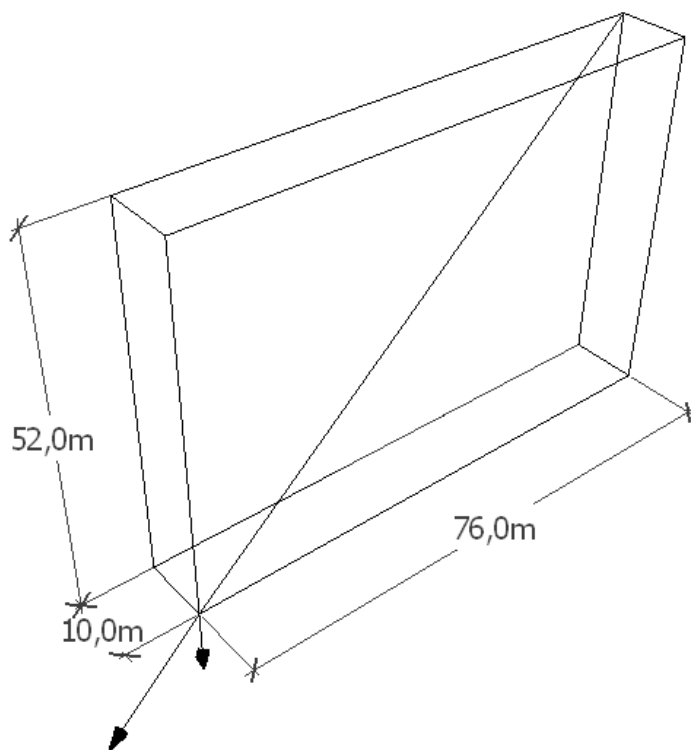
Reaktionskraft i kabeln

Vertikal reaktionskraft $R_{A.brott} := \max(R_{A.a}, R_{A.b}) = (3.19 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Höjd $a_8 := 52 \text{ m}$ $a_4 := 48 \text{ m}$

Längd $b_8 := 76 \text{ m}$ $b_4 := 4 \cdot 9.5 \text{ m} = 38 \text{ m}$

Bredd $c := 10 \text{ m}$



Figur som förklarar längden för kabel nr 8 och kraften i kabeln. RA beskrivs av den kortare pilen rakt ner och Rkabel av den långa pilen i diagonalens riktning

Åttonde kabelns längd $d_8 := \sqrt{a_8^2 + b_8^2 + c^2} = 92.628 \text{ m}$

Fjärde kabelns längd $d_4 := \sqrt{a_4^2 + b_4^2 + c^2} = 62.032 \text{ m}$

Kraftomvandling för fjärde respektive åttonde kabeln $R_{kabel.8} := \frac{d_8}{a_8} \cdot R_{A.brott} = (5.682 \cdot 10^3) \text{ kN}$

$$R_{kabel.4} := \frac{d_4}{a_4} \cdot R_{A.brott} = (4.122 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Reaktionskrafter
(brottgräns)

$$F_{Ed.8} := R_{kabel.8} = (5.682 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{Ed.4} := R_{kabel.4} = (4.122 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Reaktionskrafter
(bruksgräns)

$$F_{bruk.8} := \frac{d_8}{a_8} \cdot R_{A.bruk} = (3.643 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{bruk.4} := \frac{d_4}{a_4} \cdot R_{A.bruk} = (2.643 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bilaga 6.5 Kablar - Dimensionering

Ekvationer och tabellvärden hämtade från:

Eurokod SS-EN 1993-1-11:2006 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-11: Dragbelastade konstruktioner

Övrigt: www.gunnebolifting.se produktkatalog ställinor

Brottspänning $f_{uk} := 1770 \text{ MPa}$ Nominell draghållfasthet enligt 3.1 Hållfasthet för stål och tråd

Flytspänning $f_{yk} := f_{uk} \cdot 0.5 = 885 \text{ MPa}$ Gunnebo industries

Geometri

$$d_8 := 0.1 \text{ m}$$

$$d_4 := 0.09 \text{ m}$$

Tvärsnittsarea $A_8 := \frac{\pi \cdot d_8^2}{4} = 0.008 \text{ m}^2$ $A_4 := \frac{\pi \cdot d_4^2}{4} = 0.006 \text{ m}^2$

$$\gamma_R := 1.0$$

(Utan böjspänningar)

Kabels längd

$$L_8 := \sqrt{(10 \text{ m})^2 + (52 \text{ m})^2 + (76 \text{ m})^2} = 92.628 \text{ m}$$

$$L_4 := \sqrt{(10 \text{ m})^2 + (48 \text{ m})^2 + (38 \text{ m})^2} = 62.032 \text{ m}$$

$$L_1 := \sqrt{(10 \text{ m})^2 + (45 \text{ m})^2 + (9.5 \text{ m})^2} = 47.066 \text{ m}$$

Tunghet kabel

$$w := 830 \cdot 10^{-7} \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

Beräkning i brottgräns

Egentyngd per meter kabel $g_{k.8} := w \cdot A_8 = 0.652 \frac{kN}{m}$ $g_{k.4} := w \cdot A_4 = 0.528 \frac{kN}{m}$

Last av egentyngd i
åttonde kabels riktning $F_{gk.8} := \frac{g_{k.8} \cdot L_8 \cdot 51 \text{ m}}{2 \cdot L_8} = 16.623 \text{ kN}$

Last av egentyngd i
fjärde kabelns riktning $F_{gk.4} := \frac{g_{k.4} \cdot L_4 \cdot 48 \text{ m}}{2 \cdot L_4} = 12.673 \text{ kN}$

Last av egentyngd i
första kabelns riktning $F_{gk.1} := \frac{g_{k.4} \cdot L_1 \cdot 45 \text{ m}}{2 \cdot L_1} = 11.881 \text{ kN}$

Den åttonde kabeln dimensionerar gällande egentyngd för kabel 5-8. Den fjärde dimensionerar för kabel 1-4.

$$F_{Ed.8.tot} := F_{Ed.8} + F_{gk.8} = (5.699 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (7.1)$$

$$F_{Ed.4.tot} := F_{Ed.4} + F_{gk.4} = (4.135 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kabel 8 $F_{uk.8} := f_{uk} \cdot A_8 = (1.39 \cdot 10^4) \text{ kN}$

$$F_{yk.8} := f_{yk} \cdot A_8 = (6.951 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kabel 4 $F_{uk.4} := f_{uk} \cdot A_4 = (1.126 \cdot 10^4) \text{ kN}$

$$F_{yk.4} := f_{yk} \cdot A_4 = (5.63 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Dragkraftskapacitet kabel 8 $F_{Rd.8} := \min\left(\frac{F_{uk.8}}{1.5 \cdot \gamma_R}, \frac{F_{yk.8}}{\gamma_R}\right) = (6.951 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.2)$

Dragkraftskapacitet kabel 4 $F_{Rd.4} := \min\left(\frac{F_{uk.4}}{1.5 \cdot \gamma_R}, \frac{F_{yk.4}}{\gamma_R}\right) = (5.63 \cdot 10^3) \text{ kN}$

$$\frac{F_{Ed.8.tot}}{F_{Rd.8}} = 0.82 \quad \square < 1 \quad Ok$$

$$\frac{F_{Ed.4.tot}}{F_{Rd.4}} = 0.734 \quad \square < 1 \quad Ok$$

Bilaga 6.6 Kablar - Kontroll i bruksgräns

Ekvationer och tabellvärden hämtade från:

Eurokod SS-EN 1993-1-11:2006 Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-11: Dragbelastade konstruktioner

Indata

$$\gamma_F := 1.48$$

$$\sigma_{uk} := f_{uk} = (1.77 \cdot 10^6) \frac{kN}{m^2}$$

Beräkning

$$f_{SLS} := \frac{\sigma_{uk} \cdot 0.66}{\gamma_R \cdot \gamma_F} = (7.893 \cdot 10^5) \frac{kN}{m^2} \quad (7.3)$$

$$f_{Ed.8} := \frac{F_{bruk.8}}{A_8} = (4.638 \cdot 10^5) \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{Ed.4} := \frac{F_{bruk.4}}{A_4} = (4.154 \cdot 10^5) \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{Ed.8} \leq f_{SLS} \quad \frac{f_{Ed.8}}{f_{SLS}} = 0.588 \quad Ok$$

$$f_{Ed.4} \leq f_{SLS} \quad \frac{f_{Ed.4}}{f_{SLS}} = 0.526 \quad Ok$$

Töjningskontroll

Töjning i kablarna pga av variabla laster enligt lastfall 6.10 b. Utrymme för töjning av egentynghden möjliggörs genom att kablarna förspänns i byggskede

Kraft i kabeln pga variabel last $F_{Ed.8} = (5.682 \cdot 10^6) N$

Stålets E-modul $E_{stal} := 210 GPa$

Normalspänning $\sigma := \frac{F_{Ed.8}}{A_8} = 723.443 MPa$

Töjning $\varepsilon := \frac{\sigma}{E_{stal}} = 0.003$

Kabelns förlängning $\Delta L := L_8 \cdot \varepsilon = 0.319 m$

Kabelns längd på höjden och längs brobanan

$$a := 52 \text{ m} \quad b := 76 \text{ m}$$

Vertikal förlängning av kabeln

$$\Delta L_v := \Delta L \cdot \frac{a}{b} = 0.218 \text{ m}$$

$$L := 160 \text{ m}$$

Nedböjning pga töjning

$$w_{töj} := \Delta L_v = 0.218 \text{ m}$$

Tillåten nedböjning

$$w_{till} := \frac{L}{400} = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{w_{töj}}{w_{till}} = 0.546$$

$$w_{töj} \leq w_{till} \quad \text{Ok}$$

Resultat:

$$d_4 = 0.09 \text{ m}$$

$$d_8 = 0.1 \text{ m}$$

6.7 Pyloner i brons längdriktning - Laster

Ekvationer och tabellvärden hämtade från:

Eurokod SS-EN 1990 - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk

Indata hämtat från: Bilaga 5.1 Egentyngd och bilaga 5.6 Lastomvandling - Trafiklast

Egentyngd	$G := 161.627 \frac{kN}{m}$	
Utbredd trafiklast	$Q := 80.7 \frac{kN}{m}$	
Punktlast i längdriktningen	$P_{tot.tvär} := 900 \text{ kN}$	
	$L_{cc} := 9.5 \text{ m}$	
	$n := 8$	
Partialkoefficienter och lastreduktionsfaktorer enligt Eurokod	$\gamma_G := 1.35$	Tabell A2.4
	$\gamma_P := 1.5$	
	$\psi_0 := 0.4$	Tabell A2.1
	$\psi_P := 0.75$	
	$\xi := 0.85$	Tabell A2.4b
Medelhöjd mellan brobanan och övre kabelinfästningen	$a := 48.5 \text{ m}$	
Medellängd	$b := 42.75 \text{ m}$	
Bropanelängd (last) som upptas av kablar	$L := 75.25 \text{ m}$	
Egentyngd kablar	$G_k := 0.6 \frac{kN}{m}$	
Längd kablar	$L_k := \sqrt{a^2 + b^2} = 64.651 \text{ m}$	

Lastfall 6.10 a

Vertikal last av egentygnd $R_{G.V.a} := L \cdot \gamma_G \cdot G + \gamma_G \cdot L_k \cdot G_k = (1.647 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Vertikal last av trafiklast $R_{P.V.a} := L \cdot \psi_0 \cdot \gamma_P \cdot Q + \gamma_P \cdot \psi_P \cdot 2 \cdot P_{tot.tvär} = (5.669 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Total vertikal last i pylontoppen $R_{tot.V} := 2 \cdot R_{G.V.a} + R_{P.V.a} = (3.861 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Total vertikal last med all last $R_{tot.V} := 2 \cdot R_{G.V.a} + 2 \cdot R_{P.V.a} = (4.428 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Horisontell last av egentygnd $R_{G.H.a} := \frac{b}{a} \cdot R_{G.V.a} = (1.452 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Horisontell last av trafiklast + egentygnd $R_{PG.H.a} := \frac{b}{a} \cdot (R_{P.V.a} + R_{G.V.a}) = (1.952 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Resultierende horisontell kraft i pylontoppen $R := R_{PG.H.a} - R_{G.H.a} = (4.997 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Lastfall 6.10 b

Vertikal last av egentygnd $R_{G.V.b} := L \cdot \gamma_G \cdot G \cdot \xi + \gamma_G \cdot L_k \cdot G_k \cdot \xi = (1.4 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Vertikal last av trafiklast $R_{P.V.b} := L \cdot \gamma_P \cdot Q + \gamma_P \cdot 2 \cdot P_{tot.tvär} = (1.181 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Total vertikal last i pylontoppen $2 \cdot R_{G.V.b} + R_{P.V.b} = (3.981 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Total vertikal last med all last $2 \cdot R_{G.V.b} + 2 \cdot R_{P.V.b} = (5.162 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Horisontell last av egentygnd $R_{G.H.b} := \frac{b}{a} \cdot R_{G.V.b} = (1.234 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Horisontell last av trafiklast + egentygnd $R_{PG.H.b} := \frac{b}{a} \cdot (R_{P.V.b} + R_{G.V.b}) = (2.275 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Resultierende horisontell kraft i pylontoppen $R := R_{PG.H.b} - R_{G.H.b} = (1.041 \cdot 10^4) \text{ kN}$

Bilaga 6.8 Sprickkontroll i brons längdriktning

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 1
Indata hämtat från: Bilaga 7.3 Pyloner i brons längdriktning

Indata

Tvärsnittshöjd	$h := 6000 \text{ mm}$	
Tvärsnittsbredd	$b := 2 \cdot 3000 \text{ mm} = 6 \text{ m}$	Båda pylonerna
Moment	$M := 7.54 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{m}$	
Normalkraft	$N := -0.97 \cdot 10^8 \text{ N}$	
Draghållfasthet (betong 70/85)	$f_{ctm} := 4.6 \text{ MPa}$	Tabell B2.2

Beräkningsdel

	$z := \frac{h}{2} = 3 \text{ m}$	
Area	$A := h \cdot b = 36 \text{ m}^2$	
	$k := \max\left(1.6 - \frac{h}{1000 \text{ mm}}, 1.0\right) = 1$	
Draghållfasthet	$f_{ctm.fl} := k \cdot f_{ctm} = (4.6 \cdot 10^6) \text{ Pa}$	(B2-13)
	$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 108 \text{ m}^4$	
	$\sigma_c := \frac{M}{I_c} \cdot z + \frac{N}{A} = 18.25 \text{ MPa}$	
Dimensionerande tryckspänning	$\frac{\sigma_c}{f_{ctm.fl}} = 3.967$	$\sigma_c > f_{ctm.fl}$

Alltså spricker tvärsnittet

Bilaga 6.9 Pyloner i brons längdriktning – Dimensionering

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 1
Indata hämtat från: Bilaga 7.3 Pyloner i brons längdriktning

Följande program är testat för olika dimensioner med respektive snittkrafter. Nedan visas den första beräkningen för undre pylontvärsnittet. Samtliga resultat finns listade i tabell 10 - kapitel 9.4.6

Indata	$h := 6 \text{ m}$
Pylontvärsnittets bredd (båda pylonerna)	$b := 3 \cdot 2 \text{ m}$
Pylonens höjd	$L := 72 \text{ m}$
Armeringens täckskikt	$c := 0.05 \text{ m}$
	$d := h - c = 5.95 \text{ m}$
	$d' := c = 0.05 \text{ m}$
Normalkraft i botten av pylonen	$N := -96.54 \text{ MN}$
Böjmoment	$M := 753.58 \text{ MN} \cdot \text{m}$
	$V_{Ed} := 12.12 \text{ MN}$
Excentricitet för Normalkraften	$e' := \frac{-h}{2} = -3 \text{ m}$

Betongklass 70/85 Klass N

	$f_{ck} := 70 \text{ MPa}$	Tabell B2.1
	$f_{cm} := 78 \text{ MPa}$	Tabell B2.1
	$f_{ctm} := 4.6 \text{ MPa}$	
	$\sigma_c := f_{cm} = 78 \text{ MPa}$	
	$E_{cm} := 41 \text{ GPa}$	
Partialkoefficient för betong	$\gamma_c := 1.5$	
Hållfasthetsfaktor	$\alpha_{cc} := 1$	
	$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$	

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 46.667 \text{ MPa} \quad (\text{B2-3})$$

Armering Ks 600s

$$f_{yk} := 600 \text{ MPa}$$

Tabell B2.11

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

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 521.739 \text{ MPa} \quad (\text{B2-25})$$

$$d_s := 25 \text{ mm}$$

$$A_{s.1} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$n_s := 400$$

$$A_s := A_{s.1} \cdot n_s = 0.196 \text{ m}^2 \quad A'_s := A_s = 0.196 \text{ m}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 0.071 \text{ m}^2$$

$$A_s := \max(A_s, A_{s.min}) = 0.196 \text{ m}^2$$

$$n_s := \frac{A_s}{A_{s.1}} = 400$$

Krypning

$$RH := 0.95$$

$$\beta_{RH} := 0.221$$

Tabell B2.6

Tvärsnittsarea

$$A_c := b \cdot h = 36 \text{ m}^2$$

$$u := 4 \cdot \left(\frac{b}{2} + h \right) = 36 \text{ m}$$

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

För $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$

$$\varphi_{RH.1} := \left(1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1000}{m}}} \cdot \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right) \cdot \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.871$$

För $f_{cm} < 35 \text{ MPa}$

$$\varphi_{RH.2} := 1 + \frac{1 - RH}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1000}{m}}} = 1.04 \quad (\text{B2-23})$$

IF-sats för att ta fram φ_{RH} beroende på f_{cm} $\varphi_{RH} := \text{if}(f_{cm} > 35 \text{ MPa}, \varphi_{RH.1}, \varphi_{RH.2}) = 0.871$

$$\beta_{fcm} := 1.9$$

Tabell 2.9

Pålastning efter 28 dygn $\beta_{t0} := 0.48$

Figur B2.20

Kryptalet $\varphi := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 0.795$

(B2-23)

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi) = 8.754$$

(B7-67)

Krympning

$$k_h := \text{if}(h_0 > 0.5 \text{ m}, 0.7, 0) = 0.7$$

Tabell B2.7
Beror på h_0

$$\varepsilon_{cdi} := 0.22 \cdot 10^{-3}$$

Tabell B2.5

$$\varepsilon_{cd} := k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \varepsilon_{cdi} = 3.403 \cdot 10^{-5}$$

(B2-18)

$$\varepsilon_{ca} := 0.15 \cdot 10^{-3}$$

Tabell B2.8

Krympning i betongen $\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 1.84 \cdot 10^{-4}$

(B2-17)

Krympkraft i dragarmeringen $F_{cs} := \varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A_s = (7.227 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Krympkraft i tryckarmeringen $F'_{cs} := \varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A'_s = (7.227 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Böjning med normalkraft

Iterera fram ett värde på x med hjälp av

$$x := 1.84 \text{ m}$$

ekvationerna nedan

$$A_{cc} := b \cdot x = 11.04 \text{ m}^2$$

Effektiv area för sprucket tvärsnitt

$$A_{II} := A_{cc} + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s + \alpha_{ef} \cdot A_s = 14.281 \text{ m}^2$$

Tyngdpunktsberäkning

$$x_{TP} := \frac{b \cdot \frac{x^2}{2} + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot d' + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot d}{A_{II}} = 1.433 \text{ m}$$

$$I_{II} := \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(x_{TP} - \frac{x}{2}\right)^2 + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{TP} - d')^2 + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot (x_{TP} - d)^2 = 44.002 \text{ m}^4$$

Yttröghetsmoment för sprucket tvärsnitt

$$e := -(x_{TP} + e') = 1.567 \text{ m}$$

$$e_s := d - x_{TP} = 4.517 \text{ m}$$

$$e'_s := d' - x_{TP} = -1.383 \text{ m}$$

$$z := x - x_{TP} = 0.407 \text{ m}$$

Betongspänning, ska vara noll $\sigma_c := \frac{F_{cs} + F'_{cs} + N}{A_{II}} + \frac{(F_{cs} \cdot e_s + F'_{cs} \cdot e'_s + N \cdot e + M) \cdot z}{I_{II}} = 0.038 \text{ MPa}$

$$\sigma_{c.\ddot{o}k} := \frac{F_{cs} + F'_{cs} + N}{A_{II}} + \frac{(F_{cs} \cdot e_s + F'_{cs} \cdot e'_s + N \cdot e + M) \cdot (-x_{TP})}{I_{II}} = -26.094 \text{ MPa}$$

Betongspänning i tryckt ytterkant

Kontroll mot betongkrossning $|\sigma_{c.\ddot{o}k}| < 0.45 \cdot f_{ck} \quad 0.45 \cdot f_{ck} = 31.5 \text{ MPa}$

$$\frac{|\sigma_{c.\ddot{o}k}|}{0.45 \cdot f_{ck}} = 0.828 \quad \text{Ok}$$

Betongspänning vid dragarmering $\sigma_{c.s} := \frac{F_{cs} + F'_{cs} + N}{A_{II}} + \frac{(F_{cs} \cdot e_s + F'_{cs} \cdot e'_s + N \cdot e + M) \cdot e_s}{I_{II}} = 58.409 \text{ MPa}$

Stålspänning dragarmering $\sigma_s := \frac{-F_{cs}}{A_s} + \alpha_{ef} \cdot \sigma_{c.s} = 474.496 \text{ MPa}$ Fcs - Tryckande stålsänning pga krympkraft

$$\sigma'_{c.s} := \frac{F_{cs} + F'_{cs} + N}{A_{II}} + \frac{(F_{cs} \cdot e_s + F'_{cs} \cdot e'_s + N \cdot e + M) \cdot e'_s}{I_{II}} = -25.384 \text{ MPa}$$

Betongspänning vid tryckarmering

Stålsänning tryck armering $\sigma'_s := \frac{-F'_{cs}}{A'_s} + \alpha_{ef} \cdot \sigma'_{c.s} = -259.017 \text{ MPa}$ Fcs' - Tryckande stålsänning pga krympkraft

Kontroll för stålsänningen $\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} \quad 0.8 \cdot f_{yk} = 480 \text{ MPa}$

$$\frac{\max(|\sigma_s|, |\sigma'_s|)}{0.8 \cdot f_{yk}} = 0.9885 \quad \text{Ok}$$

Tvärkraft - ingen tvärkraftsarmering

$$N_{Ed} := -N$$

Normalkraft är positiv vid tryck

$$\nu := 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right] = [0.432] \quad (\text{B6-11})$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = [3.599 \cdot 10^8] \text{ N}$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot \frac{1000}{m}}}, 2.0 \right) = 1.183 \quad (\text{B6-14})$$

$$\nu_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{m^{\frac{1}{2}} \cdot s}{kg^{\frac{1}{2}}} = 376.948 \quad \text{Enhetslöst pga. empirisk formel}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$\rho_l := \min \left(\frac{A_s}{b \cdot d}, 0.02 \right) = 0.005$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\sigma_{cp} := \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right) = (2.682 \cdot 10^6) \text{ (Pa)}$$

$$V_{Rd,c} := \min \left(\left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot Pa^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d, (\nu_{min} \cdot Pa + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d \right)$$

Enhetsändring pga. empirisk formel

$$V_{Rd,c} = (1.436 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd,c}, V_{Rd,max}) = (1.436 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.844 \quad \text{Ok}$$

Tvärkraftkapacitet - med tvärkraftsarmering

Följande sida gäller endast för pylonens övre del där tvärkraftsarmering är nödvändig

$$\theta := 22^\circ$$

$$d_{sw} := 20 \text{ mm}$$

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

$$f_{ywd} := f_{yd} = (5.217 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 5.355 \text{ m}$$

$$\alpha_{cw} := \text{if} \left(0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd}, 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}, \text{if} \left(0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}, 1.25, 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{cp}} \right) \right) \right)$$

$$\alpha_{cw} = 1.057$$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = [2.379 \cdot 10^5] \text{ kN}$$

$$s := 0.15 \text{ m}$$

$$n := \frac{z \cdot \cot(\theta)}{s} = 88.361$$

$$V_{Rd,s} := n \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} = (1.448 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = (1.212 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Utnyttjandegrad

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 0.837 \quad Ok$$

Bilaga 6.10 Sprickkontroll tvärled

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 1
Indata hämtat från: Bilaga 7.4 Pyloner i tvärled

Indata

Tvärsnittshöjd $h := 3000 \text{ mm}$

Tvärsnittsbredd $b := 6000 \text{ mm}$

Moment, snittkraft beräknad i matlab $M := 6.79 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}$

Normalkraft, snittkraft beräknad i matlab $N := -4.5 \cdot 10^7 \text{ N} = -45 \text{ MN}$

Draghållfasthet (betong 70/85) $f_{ctm} := 4.6 \text{ MPa}$

Tabell B2.2

Beräkningsdel

$$z := \frac{h}{2} = 1.5 \text{ m}$$

Area

$$A := h \cdot b = 18 \text{ m}^2$$

$$k := \max\left(1.6 - \frac{h}{1000 \text{ mm}}, 1.0\right) = 1$$

Draghållfasthet

$$f_{ctm,fl} := k \cdot f_{ctm} = (4.6 \cdot 10^6) \text{ Pa}$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 13.5 \text{ m}^4$$

(B2-13)

Dimensionerande tryckspänning

$$\sigma_c := \frac{M}{I_c} \cdot z + \frac{N}{A} = 5.044 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{ctm,fl}} = 1.097 \quad \sigma_c > f_{ctm,fl}$$

Alltså spricker tvärsnittet

Bilaga 6.11 Pyloner i tvärled - Dimensionering

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 1

Indata hämtat från: Bilaga 7.4 Pyloner i tvärled

Diagram och ekvationer: Bilaga 4 Dimensionering av pelare med symmetrisk armering

Följande program är testat för olika dimensioner med respektive snittkrafter. Nedan visas den första beräkningen för undre pylontvårsnittet. Samtliga resultat finns listade i Tabell 11 - kapitel 9.4.6

Indata	$h := 3 \text{ m}$
Pylontvårsnittets bredd	$b := 6 \text{ m}$
Pylonens höjd	$L := 72 \text{ m}$
Armeringens täckskikt	$c := 0.05 \text{ m}$
	$d := h - c = 2.95 \text{ m}$
	$d' := c = 0.05 \text{ m}$
Normalkraft	$N := -52.85 \text{ MN}$
Böjmoment	$M := 67.9 \text{ MN} \cdot \text{m}$

Betongklass 70/85 Klass N $f_{ck} := 70 \text{ MPa}$ Tabell B2.1

$f_{cm} := 78 \text{ MPa}$ Tabell B2.1

$\sigma_c := f_{cm} = 78 \text{ MPa}$

Partialkoefficient för betong $\gamma_c := 1.5$

Hållfasthetsfaktor $\alpha_{cc} := 1$

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 46.667 \text{ MPa}$ (B2-3)

$A_c := h \cdot b = 18 \text{ m}^2$

Armering Ks 600s $f_{yk} := 600 \text{ MPa}$

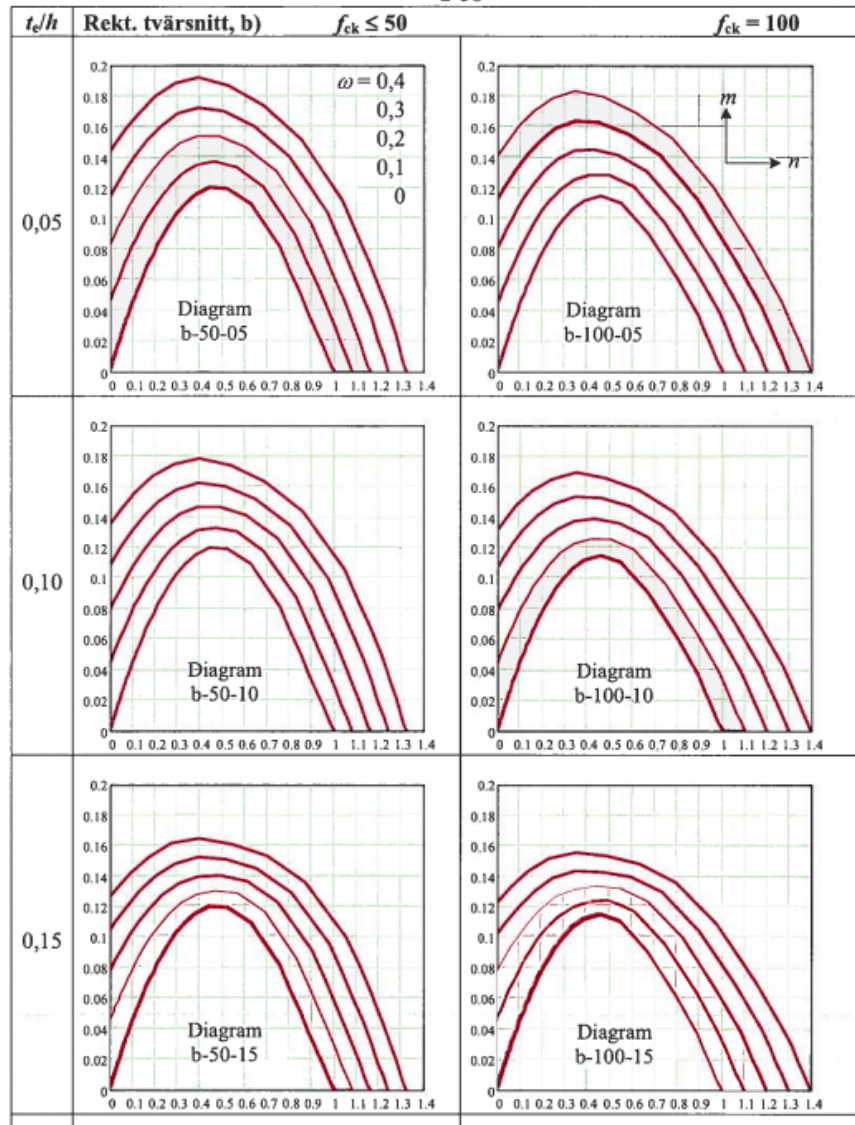
Tabell B2.11

$\gamma_s := 1.15$

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 521.739 \text{ MPa}$ (2-25)

$d_s := 25 \text{ mm}$

	$A_{s,1} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 490.874 \text{ mm}^2$	
Antal armeringstänger	$n_s := 400$	
	$A_s := A_{s,1} \cdot n_s = 0.196 \text{ m}^2$	
	$A'_s := A_s = 0.196 \text{ m}^2$	
Antal stänger per rad	$n := 54$	Onummerade ekvatioener nedan enligt Bilaga 4
	$t_e := c - 0.4 \cdot \frac{h}{n_s} = 0.047 \text{ m}$	
Mekanskt armeringsinnehåll	$\omega := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.122$	
	$\frac{t_e}{h} = 0.016$	Se diagram:b-50-05 och b1-100-05
Relativt moment	$m1 := \frac{M}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.027$	
Relativ normalkraft	$n1 := \frac{-N}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.063$	Ok
	Klarar interaktionen	



Bilaga 6.12 Kontroll knäckning

Knäckningskontrollen gäller för den nedre pylondelen i tvärled

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 2

Indata hämtat från: Bilaga 6.9, 6.11, 7.3 och 7.4

Indata

Pelarlängd	$L_1 := 17 \text{ m}$	
Knäcklängd	$L_0 := 0.7 \cdot L_1 = 11.9 \text{ m}$	(Eulers tredje knäckfall: Fast inspänd - ledad infästning)
Tvärsnitt	$h := 3 \text{ m}$	
	$b := 6 \text{ m}$	
Stångdiameter	$\phi := 25 \text{ mm}$	
Kantavstånd	$c_1 := 55 \text{ mm}$	
Centrumavstånd mellan stänger	$c_2 := 50 \text{ mm}$	
Materialparametrar	$f_{ck} := 600 \text{ MPa}$	
	$f_{yd} := 521 \text{ MPa}$	
	$E_s := 200 \text{ GPa}$	
	$f_{cd} := 46.7 \text{ MPa}$	
	$E_{cm} := 41 \text{ GPa}$	
	$E_{cd} := 34.2 \text{ GPa}$	
	$\varphi_{ef} := 0.797$	
Moment i mittdel, snittkraft från MATLAB	$M_z := 3.08 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$	
Normalkraft i pelare, snittkraft från MATLAB	$N_{Ed} := 4.40 \cdot 10^7 \text{ N}$	
Tryckzonshöjd	$x := 1.765 \text{ m}$	
Spänning i tryckarmering	$\sigma_s' := -245.789 \text{ MPa}$	

Beräkningsdel

Avstånd mellan kant och tryckarmering (medelavstånd). 4 lager medför $2.5 \cdot c_2$.

$$d' := c_1 + 2 \cdot c_2 = 0.155 \text{ m}$$

Avstånd till dragarmering

$$d := h - d' = 2.845 \text{ m}$$

Antal armeringsjärn mot böjning i tvärled (en sida)

$$n_{\text{tvärled}} := 0$$

Antal armeringsjärn mot böjning i längsled (en sida)

$$n_{\text{längsled}} := 200$$

Totalt antal stänger

$$n := (2 \cdot n_{\text{tvärled}} + 2 \cdot n_{\text{längsled}})$$

Stångarea

$$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = (4.909 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Total stålarea

$$A_s := A_{si} \cdot n = 0.196 \text{ m}^2$$

Area bruttotvärsnitt

$$A_c := b \cdot h = 18 \text{ m}^2$$

Yttröghetsmoment

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 13.5 \text{ m}^4$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.866 \text{ m}$$

Grundvärde

$$\theta_0 := 0.005$$

$$\alpha_h := \frac{2 \cdot m^{0.5}}{\sqrt{L_1}} = 0.485 \quad (\text{B11-4})$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$\alpha_h := \min(\alpha_h, 1) = 0.485$$

$$\alpha_h := \max\left(\alpha_h, \frac{2}{3}\right) = 0.667$$

$$m := 1$$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 1 \quad (\text{B11-5})$$

Initiallutning

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.003 \quad (\text{B11-3})$$

Första ordningens excentricitet

$$e_i := \theta_i \cdot \frac{L_0}{2} = 0.02 \text{ m}$$

Avsiktlig excentricitet $e_z := 0 \text{ m}$

Kontroll av pylonernas slankhet $\lambda := \frac{L_0}{i} = 13.741$ (B11-10)

$$A := \frac{1}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.863$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.122$$

$$B := \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = 1.115$$

$$C := 0.7$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.052$$

Slankhetstalet jämförs med lambda-lim: ett större lambda-lim än lambda medför att andra ordningens effekter kan försummas

$$\lambda_{lim} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 58.853$$
 (B11-12)

$$\lambda_{lim} > \lambda$$

Alltså kan första ordningens moment användas

Första ordningens moment $M_{0Ed} := M_z + N_{Ed} \cdot [e_z + e_i] = [3.953 \cdot 10^3] \text{ kN} \cdot \text{m}$

(B11-8)

Uppskattning av nominell böjstyvhet enligt EC 2

$$k_1 := \sqrt[2]{\frac{f_{ck}}{20 \cdot 10^6}} \cdot s \cdot kg^{-0.5} \cdot m^{0.5} = 5.477$$

$$k_2 := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.004$$

$$I_s := A_{si} \cdot n_{tvärlädd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \cdot 2 + A_{si} \cdot n_{längsled} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \cdot 2 \cdot 2$$

$$I_s = 0.71 \text{ m}^4$$

$$EI := \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} \cdot E_{cd} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$
 (B11-15)

Dimensionerande moment är samma som första ordningens moment ty $\lambda < \lambda_{min}$

$$EI = (1.48 \cdot 10^{11}) \frac{kg \cdot m^3}{s^2}$$

$$M_{Ed} := M_{0Ed} = [3.953 \cdot 10^3] kN \cdot m$$

Minsta excentricitet

$$e_{min} := \max\left(0.02 m, \frac{h}{30}\right) = 0.1 m$$

Minsta dimensionerande moment

$$N_{Ed} \cdot e_{min} = (4.4 \cdot 10^3) kN \cdot m$$

Dimensionerande moment efter jämförelse

$$M_{Ed} := \max(M_{0Ed}, N_{Ed} \cdot e_{min}) = (4.4 \cdot 10^3) kN \cdot m$$

Beräkning av momentkapacitet

Betong 70/85

$$\alpha := 0.637$$

Tabell B5.1

$$\beta := 0.362$$

$$A_s' := A_{st} \cdot n_{längsled}$$

$$M_{Rd} := \alpha \cdot f_{cd} \cdot h \cdot x \cdot (d - \beta \cdot x) + \sigma_s' \cdot A_s' \cdot (d - d') - N_{Ed} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = 223.399 MN \cdot m$$

$$M_{Ed} = 4.4 MN \cdot m$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.02$$

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Pelaren håller!

Bilaga 6.13 Pyloner - Kontroll sprickbredd

Sprickbreddskontrollen gäller förnedre pylondelen med böjning i brons längdriktning

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 2

Indata hämtat från: Bilaga 3 Diverse utdrag

Indata

Tvärsnittets höjd	$h := 6 \text{ m}$
Tvärsnittets bredd	$b := 3 \text{ m}$
Stångdiameter	$\phi := 25 \text{ mm}$
Kantavstånd	$c_1 := 50 \text{ mm}$
Centrumavstånd	$c_2 := 55 \text{ mm}$
Antal armeringsjärn mot böjning i tvärled (en sida)	$n_{tvärled} := 0$
Antal armeringsjärn mot böjning i längsled (en sida)	$n_{längsled} := 400$
	$f_{ctm} := 4.6 \text{ MPa}$
	$E_s := 200 \text{ GPa}$
Betong 70/85	$E_{cm} := 41 \text{ GPa}$
Spänning i dragarmering (beräknat i "Dimensionering - Pylon i längsled2")	$\sigma_s := 200.739 \text{ MPa}$
Tryckzonshöjd	$x := 1.765 \text{ m}$

Tabell B2.2

Beräkningsdel

Totalt antal stänger	$n := (2 \cdot n_{tvärled} + 2 \cdot n_{längsled})$
Stångarea	$A_{si} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = (4.909 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$
Total stålarea	$A_s := A_{si} \cdot n = 0.393 \text{ m}^2$
Kamstänger	$k_1 := 0.8$
Största möjliga värde för beräkningar på säkra sidan	$k_2 := 1.0$
	$k_3 := 3.4$
	$k_4 := 0.425$

Faktor för lastens varaktighet $k_t := 0.4$

Avstånd från kant till armeringens tyngdpunkt $d := c_1 + 2 \cdot c_2 = 0.16 \text{ m}$

Effektiv höjd $h_{c.ef} := \min\left(2.5 \cdot (h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2}\right) = 1.412 \text{ m}$ (B9-13)

Medverkande area $A_{ef} := h_{c.ef} \cdot b = 4.235 \text{ m}^2$

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_s}{A_{ef}} = 0.093$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_{cm}} = 4.878$$

Sprickavstånd $s_{r.max} := k_3 \cdot c_1 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p.ef}} = 0.262 \text{ m}$ (B9-11)

$$\Delta\varepsilon_m := \max\left\{\frac{\left(\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p.ef})\right)}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}\right\} \quad (\text{B9-19})$$

$$\Delta\varepsilon_m = 8.596 \cdot 10^{-4}$$

Sprickbredd $w_k := s_{r.max} \cdot \Delta\varepsilon_m = 0.225 \text{ mm}$ (B9-18)

$$w_{k.till} := 0.3 \text{ mm}$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot s_{r.max} = 0.158 \text{ mm}$$

$$\frac{w_k}{w_{k.till}} = 0.75 \quad \text{Ok}$$

Bilaga 6.14 Tvärbalk

Ekvationer och tabellvärden hämtade från: Bärande konstruktioner Del 1
Indata hämtat från: Bilaga 7.4 Pyloner i tvärled

Indata

Maximalt böjmoment i fält $M_{Ed,fält} := 5.42 \text{ N} \cdot \text{m}$

Böjmoment i infästning $M_{Ed,stöd} := 10 \text{ MN} \cdot \text{m}$

Dimensionerande moment $M_{Ed} := \max(M_{Ed,fält}, M_{Ed,stöd}) = (1 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tvärkraft vid infästning $V_{Ed} := 2.17 \text{ MN}$

Dragkraft i balken $N_{Ed} := 10 \text{ MN}$

Vippling kommer ej beaktas för balken i och med den dragande normalkraften

Stålkvalitet S355

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

Tabell S2.1

$$f_u := 510 \text{ MPa}$$

Svetsad stålbalk - dimensioner

Balkens bredd är $h_w := 1800 \text{ mm}$ $t_w := 22 \text{ mm}$

beroende av brolagrens kapacitet - minst 400 mm $b := 480 \text{ mm}$ $t_f := 23 \text{ mm}$

Svetsens a-mått antas till $a := 9 \text{ mm}$

9 mm och kontrolleras i slutet av bilagan $h := h_w + 2 \cdot t_f = 1.846 \text{ m}$

$$A := t_w \cdot h_w + t_f \cdot b + 4 \cdot a^2 = 0.051 \text{ m}^2$$

$$d := h_w - a \cdot 2 \sqrt{2} = 1.775 \text{ m}$$

$$c := \frac{b - t_w}{2} - a \cdot \sqrt{2} = 0.216 \text{ m}$$

$$\frac{c}{t_f} = 9.403 \quad \frac{d}{t_w} = 80.661$$

$$z := \frac{h}{2} = 0.923 \text{ m}$$

$$L_{balk} := 29.6 \text{ m} \quad V_{balk} := A \cdot L_{balk} = 1.509 \text{ m}^3$$

Momentkapacitet

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

IF-satser för att bestämma tvärsnittsklass för **livet**. Första kontrollerar klass 1, andra klass 2 och tredje satsen tvärsnittsklass 3

$$T_1 := \text{if} \left(\frac{d}{t_w} < \varepsilon \cdot 72, 1, 5 \right) = 5$$

Gränsvärden
Tabell S4.2

$$T_2 := \text{if} \left(\frac{d}{t_w} < \varepsilon \cdot 83, 2, 5 \right) = 5$$

$$T_3 := \text{if} \left(\frac{d}{t_w} < \varepsilon \cdot 124, 3, 4 \right) = 3$$

Tvärsnittsklass liv

$$T_w := \min(T_1, T_2, T_3) = 3$$

IF-satser för att bestämma tvärsnittsklass för **flänsen**. Första kontrollerar klass 1, andra klass 2 och tredje satsen tvärsnittsklass 3

$$T_1 := \text{if} \left(\frac{c}{t_f} < \varepsilon \cdot 9, 1, 5 \right) = 5$$

Gränsvärden
Tabell S4.3

$$T_2 := \text{if} \left(\frac{c}{t_f} < \varepsilon \cdot 10, 2, 5 \right) = 5$$

$$T_3 := \text{if} \left(\frac{c}{t_f} < \varepsilon \cdot 14, 3, 4 \right) = 3$$

Tvärsnittsklass fläns

$$T_f := \min(T_1, T_2, T_3) = 3$$

Tvärsnittsklass

$$T := \max(T_f, T_w) = 3$$

Yttröghetsmoment

$$I_y := \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b \cdot t_f^3}{12} + t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right) = 0.029 \text{ m}^4$$

$$z := \frac{h}{2} = 0.923 \text{ m}$$

Elastiskt böjmotstånd

$$W_{el} := \frac{I_y}{z} = 0.031 \text{ m}^3 \quad (\text{S4-23})$$

Plastiskt böjmotstånd

$$W_{pl} := t_f \cdot b \cdot (t_f + h_w) + \frac{t_w \cdot h_w^2}{4} = 0.038 \text{ m}^3 \quad (\text{S4-30})$$

Tvärsnittsklass 3 -
Elastiskt böjmotstånd
Tvärsnittsklass 1 eller 2 -
Plastiskt böjmotstånd

$$W := \text{if}(T < 3, W_{pl}, W_{el}) = 0.031 \text{ m}^3$$

$$M_{Rd} := \left(f_y + \frac{N_{Ed}}{A} \right) \cdot W = (1.734 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttjandegrad	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.5777$	Ok
Flänsens area	$A_f := b \cdot t_f \cdot 2 = 0.022 \text{ m}^2$	
Flänsarnas momentbidrag	$M_{f,Rd} := A_f \cdot f_y \cdot (h - t_f) = (1.429 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$	
Kontroll för flänsarnas momentbidrag	$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.7$	Ok

Tvärkraftskapacitet

Bucklingskoefficient	$\kappa_t := 5.34$	
	$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$	
	$\eta := 1.2$	
	$\gamma_{M1} := 1.0$	
Kontroll av slankhet	$\lambda_w := \frac{\frac{h_w}{t_w}}{37.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{\kappa_t}} = 1.164$	(S5-21)
	$\frac{0.8}{\lambda_w} = 0.688$	Tabell S5.1
	$\chi_w := \frac{0.83}{\lambda_w} = 0.713$	(S5-20)
Tvärkraftskapacitet	$V_{Rd} := \chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = (5.79 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
Utnyttjandegrad	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.375$	Ok

Interaktion mellan moment och tvärkraft

Ingen interaktion mellan moment och tvärkraft då flänsarnas momentbidrag är tillräckligt

Kontroll av svetsar

Indata

$$a := 0.034 \text{ m}$$

$$L_j := 29.6 \text{ m}$$

$$\beta_{L.w1} := 1.2 - \left(\frac{0.2 \cdot L_j}{150 \cdot a} \right) = 0.039$$

Balkens är så pass lång att ett a-mått på 34 mm krävs för att klara villkoret med nyttig svetslängd ska uppfyllas. Mindre a-mått ger en negativ nyttig svetslängd. Svetsarna klarar spänningsbegränsningarna även med en nylig längd på drygt en meter. Det är inte heller särskilt troligt att svetsarna är lika långa som balken vilket är antaget i beräkningen. Om a-måttet ändras till 34 mm på bilagans sida 1 kommer ändå villkoren för moment och tvärkraft uppfyllas.

$$L := \text{if}(L_j \leq 150 \cdot a, L_j, L_j \cdot \beta_{L.w1}) = 1.161 \text{ m}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\beta_w := 0.9$$

Tabell S9.1

Statiskt ytmoment

$$S := b \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) = 0.01 \text{ m}^3$$

Upplagskraft

$$P := V_{Ed} = (2.17 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjuvspänning (parallell)

$$\tau_{\parallel} := \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_y \cdot 2 \cdot a} = (1.106 \cdot 10^4) \text{ kPa} \quad (\text{S9-11})$$

Normalspänning (vinkelrät)

$$\sigma_V := \frac{P}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot a \cdot L} = (1.944 \cdot 10^4) \text{ kPa} \quad (\text{S9-3})$$

Skjuvspänning (vinkelrät)

$$\tau_V := \frac{P}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot a \cdot L} = (1.944 \cdot 10^4) \text{ kPa} \quad \text{Tecknet } \perp \text{ ersätts av V}$$

Dimensioneringsvillkor

$$\sqrt{\sigma_V^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_V^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (\text{S9-12})$$

$$\sigma_V \leq 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{S9-13})$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_V^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_V^2)}}{\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = 0.096 \quad \text{Ok} \quad \frac{\sigma_V}{0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}} = 0.053 \quad \text{Ok}$$

Bilaga 6.15 Tvärbalk - Kontroll nedböjning

Laster enligt lastfall 6.15 b

Indata hämtat från: Bilaga 6.4 Kablar reaktionskrafter

Nedböjning beräknad enligt elementarfall B.4 - tvåsidig fast inspänning i

Bilaga 3 Diverse utdrag

Total last för brobanan med givet lastfall $Q_{b.tot} := 5.47 \text{ MN}$

$$L_{fack} := 26 \text{ m}$$

$$E_{stal} := 210 \text{ GPa}$$

Brolagren placeras under fackverkets knutpunkter

$$a_1 := \frac{L_{balk} - L_{fack}}{2} + \frac{L_{fack}}{6} = 6.133 \text{ m}$$

$$a_2 := \frac{L_{balk} - L_{fack}}{2} + \frac{L_{fack}}{3} = 10.467 \text{ m}$$

$$b_3 := a_2 = 10.467 \text{ m}$$

$$b_4 := a_1 = 6.133 \text{ m}$$

Lasterna motsvarar brobanan samt det värsta lastfallet och är i lastfallet jämnt uppdelade på de fyra brolagren. Lasten i brolagren kräver en lagerbredd på knappt 400 mm

$$P_1 := \frac{Q_{b.tot}}{4} = (1.368 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_2 := P_1 = (1.368 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_3 := P_1 = (1.368 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_4 := P_1 = (1.368 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Balken lastas med 4 punktlaster P1-P4 och en total nedböjning superponeras

$$w_1 := P_1 \cdot \left(\frac{a_1^2 \cdot L_{balk}}{48 \cdot E_{stal} \cdot I_y} \cdot \left(3 - \frac{4 \cdot a_1}{L_{balk}} \right) \right) = 0.011 \text{ m}$$

$$w_2 := P_2 \cdot \left(\frac{a_2^2 \cdot L_{balk}}{48 \cdot E_{stal} \cdot I_y} \cdot \left(3 - \frac{4 \cdot a_2}{L_{balk}} \right) \right) = 0.024 \text{ m}$$

$$w_3 := P_3 \cdot \left(\frac{b_3^2 \cdot L_{balk}}{48 \cdot E_{stal} \cdot I_y} \cdot \left(3 - \frac{4 \cdot b_3}{L_{balk}} \right) \right) = 0.024 \text{ m}$$

$$w_4 := P_4 \cdot \left(\frac{b_4^2 \cdot L_{balk}}{48 \cdot E_{stal} \cdot I_y} \cdot \left(3 - \frac{4 \cdot b_4}{L_{balk}} \right) \right) = 0.011 \text{ m}$$

$$w_{tot} := w_1 + w_2 + w_3 + w_4 = 0.071 \text{ m}$$

Nedböjningen är dimensionerande - balken måste vara mer än 500 mm högre än kravet i brottgräns

$$w_{till} := \frac{L_{balk}}{400} = 0.074 \text{ m} \quad \frac{w_{tot}}{w_{till}} = 0.955 \quad Ok$$

Bilaga 6.16 Överslagsberäkning - Brobana, egentygnd som huvudlast

Indata hämtat från: Bilaga 5.1 Egentygnd, Tabell 3 - kapitel 8.1.2

Indata

Egentygnd

$$G_k := 1.61627 \cdot 10^5 \frac{N}{m}$$
$$G_{ka} := G_k \cdot 1.35 + 0.5 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$
$$G_{ka} = 218.696 \frac{kN}{m}$$
$$G_{kb} := G_k \cdot 1.35 \cdot 0.4 + 0.5 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$
$$G_{kb} = 87.779 \frac{kN}{m}$$

Utbredd trafiklast

$$Q_{ka} := 1.5 \cdot 0.4 \cdot 2 \cdot \left(7.2 \frac{N}{m} \cdot 3 + 7.5 \cdot 2.5 \frac{N}{m} \right) \cdot 10^3$$
$$Q_{ka} = 48.42 \frac{kN}{m}$$
$$Q_{kb} := 1.5 \cdot 2 \cdot \left(7.2 \frac{N}{m} \cdot 3 + 7.5 \cdot 2.5 \frac{N}{m} \right) \cdot 10^3$$
$$Q_{kb} = 121.05 \frac{kN}{m}$$

Axellast

$$P_{ka} := 1.5 \cdot 0.75 \cdot 900 \cdot 10^3 N$$
$$P_{ka} = 1.013 MN$$
$$P_{kb} := 1.5 \cdot 900 \cdot 10^3 N$$
$$P_{kb} = 1.35 MN$$
$$L := 9.5 m$$
$$l_1 := 4.4 m$$
$$l_2 := 5.6 m$$

Beräkningsdel: fritt upplagd

$$q := Q_{ka} + G_{ka} = 267.116 \frac{kN}{m}$$

Fältmoment

$$M_{fält.1} := \frac{q \cdot L^2}{8} + P_{ka} \cdot l_1 = 7.468 \text{ MN} \cdot m$$

Beräkningsdel: fast inspänd

$$a := l_1 = 4.4 \text{ m}$$

$$b := L - l_1 = 5.1 \text{ m}$$

Stödmoment

$$M_1 := \frac{a \cdot b^2}{L^2} P_{ka} + \frac{a^2 \cdot b}{L^2} \cdot P_{ka} + \frac{q \cdot L^2}{12} = 4.401 \text{ MN} \cdot m$$

$$M_2 := \frac{a^2 \cdot b}{L^2} \cdot P_{ka} + \frac{a \cdot b^2}{L^2} P_{ka} + \frac{q \cdot L^2}{12} = 4.401 \text{ MN} \cdot m$$

Fältmoment

$$M_{fält.2} := \frac{M_1 + M_2}{2} - \frac{q \cdot L^2}{8} = 1.387 \text{ MN} \cdot m$$

Resultaten verkar rimliga jämfört med maximala momentet från beräkningarna i Matlab (5,212 MNm) som ligger emellan värdena i överslagsberäkningen för fritt upplagd och fast inspänd.

Bilaga 6.17 Överslagsberäkning - Brobana, trafiklast som huvudlast

Indata hämtat från: Bilaga 5.1 Egentyngd, Tabell 3 - kapitel 8.1.2

Indata

Egentyngd $G_k := 1.61627 \cdot 10^5 \frac{N}{m}$

$$G_{ka} := G_k \cdot 1.35 + 0.5 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$

$$G_{ka} = 218.696 \frac{kN}{m}$$

$$G_{kb} := G_k \cdot 1.35 \cdot 0.4 + 0.5 \cdot 10^3 \frac{N}{m}$$

$$G_{kb} = 87.779 \frac{kN}{m}$$

Utbredd trafiklast

$$Q_{ka} := 1.5 \cdot 0.4 \cdot 2 \cdot \left(7.2 \frac{N}{m} \cdot 3 + 7.5 \cdot 2.5 \frac{N}{m} \right) \cdot 10^3$$

$$Q_{ka} = 48.42 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{kb} := 1.5 \cdot 2 \cdot \left(7.2 \frac{N}{m} \cdot 3 + 7.5 \cdot 2.5 \frac{N}{m} \right) \cdot 10^3$$

$$Q_{kb} = 121.05 \frac{kN}{m}$$

Axellast

$$P_{ka} := 1.5 \cdot 0.75 \cdot 900 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$P_{ka} = 1.013 \text{ MN}$$

$$P_{kb} := 1.5 \cdot 900 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$P_{kb} = 1.35 \text{ MN}$$

$$L := 9.5 \text{ m}$$

$$l_1 := 4.4 \text{ m}$$

$$l_2 := 5.6 \text{ m}$$

Beräkningsdel: fritt upplagd

$$q := Q_{kb} + G_{kb} = 208.829 \frac{kN}{m}$$

Fältmoment $M_{fält.1} := \frac{q \cdot L^2}{8} + P_{kb} \cdot l_1 = 8.296 \text{ MN} \cdot m$

Beräkningsdel: fast inspänd

$$a := l_1 = 4.4 \text{ m}$$

$$b := L - l_1 = 5.1 \text{ m}$$

Stödmoment $M_1 := \frac{a \cdot b^2}{L^2} P_{kb} + \frac{a^2 \cdot b}{L^2} \cdot P_{kb} + \frac{q \cdot L^2}{12} = 4.759 \text{ MN} \cdot m$

$$M_2 := \frac{a^2 \cdot b}{L^2} \cdot P_{kb} + \frac{a \cdot b^2}{L^2} P_{kb} + \frac{q \cdot L^2}{12} = 4.759 \text{ MN} \cdot m$$

Fältmoment $M_{fält.2} := \frac{M_1 + M_2}{2} - \frac{q \cdot L^2}{8} = 2.404 \text{ MN} \cdot m$

Resultaten verkar rimliga jämfört med maximala momentet från beräkningarna i Matlab (5,212 MNm) som ligger emellan värdena i överslagsberäkningen för fritt upplagd och fast inspänd.

Bilaga 6.18 Överslagsberäkning - Pylon i brons längdriktning

Indata hämtat från: Bilaga 6.7 Pylober i brons längdriktning - Laster, bilaga 5.2 Vindlaster

Indata

Horisontell kraft i pylonern vid sned trafikbelastning $H_{kabel} := 1.041 \cdot 10^7 \text{ N} = 10.41 \text{ MN}$

Vindlaster $Vind_1 := 1.693 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ $Vind_3 := 2.378 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$

$Vind_2 := 2.096 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ $Vind_4 := 2.54 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$

Pylondimensioner $b_1 := 6$ $l_1 := 18 \text{ m}$

$b_2 := 5.1$ $l_2 := 18 \text{ m}$

$b_3 := 5.1$ $l_3 := 18 \text{ m}$

$b_4 := 5.1$ $l_4 := 18 \text{ m}$

$h_1 := l_1$

$h_2 := \left(l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$

$h_3 := \left(l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2} \right)$

$h_4 := \left(l_1 + l_2 + l_3 + \frac{l_4}{2} \right)$

$$M := H_{kabel} \cdot (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) + Vind_1 \cdot \frac{l_1^2}{2} + Vind_2 \cdot l_2 \cdot h_2 + Vind_3 \cdot l_3 \cdot h_3 + Vind_4 \cdot l_4 \cdot h_4$$

Maximalt moment $M = 755.619 \text{ MN} \cdot \text{m}$

$M_{MATLAB} := 753.58 \text{ MN} \cdot \text{m}$

Differens mellan beräkningar i matlab och överslagsberäkningarna $\Delta M := M - M_{MATLAB} = 2.039 \text{ MN} \cdot \text{m}$

Resultaten verkar rimliga. Skillnaden mellan momenten är marginell och dessutom har en något förstorad area för vindlasten använts vid överslagsberäkningen.

Bilaga 7: Snitt- och momentkraftsberäkningar i Matlab

7.1 Lådbalk

7.2 Fackverk

7.3 Pyloner i brons längdriktning

7.4 Pyloner i tvärled

7.5 Modell för hela bron

```

clc
clear all
close all

%===== Bilaga 7.1 - Lådbalk =====%
% Programmets syfte är att ta fram snittkrafter för brobanan.
% Egentyngden är indata från Mathcad och trafiklaster enligt Eurocode.
% Snittkrafterna används sedan för dimensionering av tvärsnitt.
%=====
%

% Indata bro
Antalfack=35;
L=320;

% Indata egentynd
Gk=1.61627*1e5;           % Enligt beräkning av egentyngd i
  Mathcad

%=====
%

% Indata trafiklaster
Qka=1.5*0.4*2*(7.2*3+7.5*2.5)*1e3;% Utbredd last enligt 6.10a
Qkb=1.5*2*(7.2*3+7.5*2.5)*1e3;   % Utbredd last enligt 6.10b

Pka=1.5*0.75*900e3;           % Axellast enligt 6.10a
Pkb=1.5*900e3;               % Axeltlast enligt 6.10b

x1=74.65;                    % BESkriver var trafik-punktlasterna
x2=x1+1.2;                   % ska verka.

ab=2;                         % BEstämmer vilken lastkombination
  som används                 % 1 innebär 6.10a, 2 innebär 6.10b

extra=10;                     % Det extra fack mellan
  punktlasterna som skall belastas

Nod=[x1 x2];
nfri=Antalfack+1+size(Nod,2);

%=====
%

Dof=zeros(size(nfri,1),3);
for i=1:nfri
  Dof(i,:)=[3*i-2 3*i-1 3*i];
end

```

```

% Koordinater för punktlaster och kabelinfästningar bEskrivs och
% sammanfogas
Coord1=Nod';
Coord2=[0 4 13.5 23 32.5 42 51.5 61 70.5 80 89.5 99 108.5 118 127.5
137 146.5 156 164 173.5 183 192.5 202 211.5 221 230.5 240 249.5 259
268.5 278 287.5 297 306.5 316 320];
Coord=sort(unique([Coord1; Coord2']));

S=size(Coord,1);
S2=zeros(S,1);
Coord=[Coord S2];
=====
%
%

for i=1:size(S2,1)-1
Edof1(i,:)=[i 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end
[Ex,Ey]=coordxtr(Edof1,Coord,Dof,2);
figure(1)
eldraw2(Ex,Ey,[1 1 1]);

=====
%
%
% Tvärsnittsdata [m]
tf=0.02; % Tjocklek lådbalk - Antaget
värde
h=2; % Höjd lådbalk - Antaget värde
Ltvar=26; % Bredd lådbalk - Antaget
värde
hw=h-2*tf;
tw=tf;
=====
%
% Egentyngden och trafiklasten beräknas enligt båda
lastkombinationerna
% och bEstäms därefter enligt tidigare given parameter.

% Beräkning egentyngd enligt ekvation 6.10a och 6.10b
egt=[1.35*Gk+0.5*1e3;1.35*0.85*Gk+0.5*1e3]; % [kN/m], 0,5 - last för
räcken
egt=egt(ab);

% Fillast för trafiklast
Utbreddlast=[Qka;Qkb];
Utbreddlast=Utbreddlast(ab);

% Axellaster för trafiklast
P=[Pka; Pkb];
P=P(ab);

Eq1=[0 -(egt+Utbreddlast)];
Eq2=[0 -(egt)];

```

```

%=====
%
% Material- och balk egenskaper
Estal=210e9; % Stål E-modul
Atvarsnittl=2*(hw+L)*0.05; % Tvärsnittsarea
Itvarsnittl=2*tw*hw^3/12+2*(L*tf^3/12+L*tf*(hw/2+tf/2)^2); %
Yttröghetsmoment

Ep=[Estal Atvarsnittl Itvarsnittl]; % Egenskapsmatrix

%=====
%
% Tar fram global styvhetsmatrix där if-satser benämner de fack som
% utsätts
% för utbredd trafiklast
K=zeros(S*3); % Fördefinierar K,f
f=zeros(S*3,1);

b=37;
for i=1:b
if i==1
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==3
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==5
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==7
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==9
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==11
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==13
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==15
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==17
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==19
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);

```

```

elseif i==21
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==23
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==25
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==27
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==29
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==31
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==33
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==35
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==37
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
elseif i==extra
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
else
[Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Eq2);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
end
end

%=====
%

% Vilka noder som har punktlaster
f(find(Coord(:,1)==Nod(1))*3-1)=f(find(Coord(:,1)==Nod(1))*3-1)-P;
f(find(Coord(:,1)==Nod(2))*3-1)=f(find(Coord(:,1)==Nod(2))*3-1)-P;

%=====
%

% Randvillkor samt lösning av ekvationssystemet
bc=[1 0];
bc(2,1:2)=[2 0];
for p=2:Antalfack+1
bc(p+1,:)=[find(Coord(:,1)==Coord2(p))*3-1 0];
end

[a,r]=solveq(K,f,bc); % Löser ekvation
Ed=extract(Edof1,a); % Extraherar

```

```

=====
%
% Snittkraftsberäkning

% Tar fram snittkrafter för de olika facken där if-satser benämner de
  fack
% som utsätts för utbredd trafiklast
for i=1:b
if i==1
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==3
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==5
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==7
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==9
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==11
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==13
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==15
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==17
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==19
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==21
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==23
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==25
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==27
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==29
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==31
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==33
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==35
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==37
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
elseif i==extra
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq1,21);
else
Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),Ep,Ed(i,:),Eq2,21);
end
end
end

```

```

%=====
%
% Plottning av diagram samt redovisning av rEsultat.

% Plottar tvärkraftsdiagram
figure(1)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,2),0.5); %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('TVÄRKRAFTSDIAGRAM')

for i=1:b
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,2),plotpar,sfac);
end

% Visar maximal och minimal tvärkraft
Maxtvarkraft=max(Es(:,2))/1e3;
fprintf(' Maximal tvärkraft är %4.2f kN \n', Maxtvarkraft)
Mintvarkraft=min(Es(:,2))/1e3;
fprintf(' Minimal tvärkraft är %4.2f kN \n', Mintvarkraft)

% Plottar momentdiagram
figure(2)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,3),0.5); % Tar fram skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('MOMENTDIAGRAM')

for i=1:b
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,3),plotpar,sfac);
end

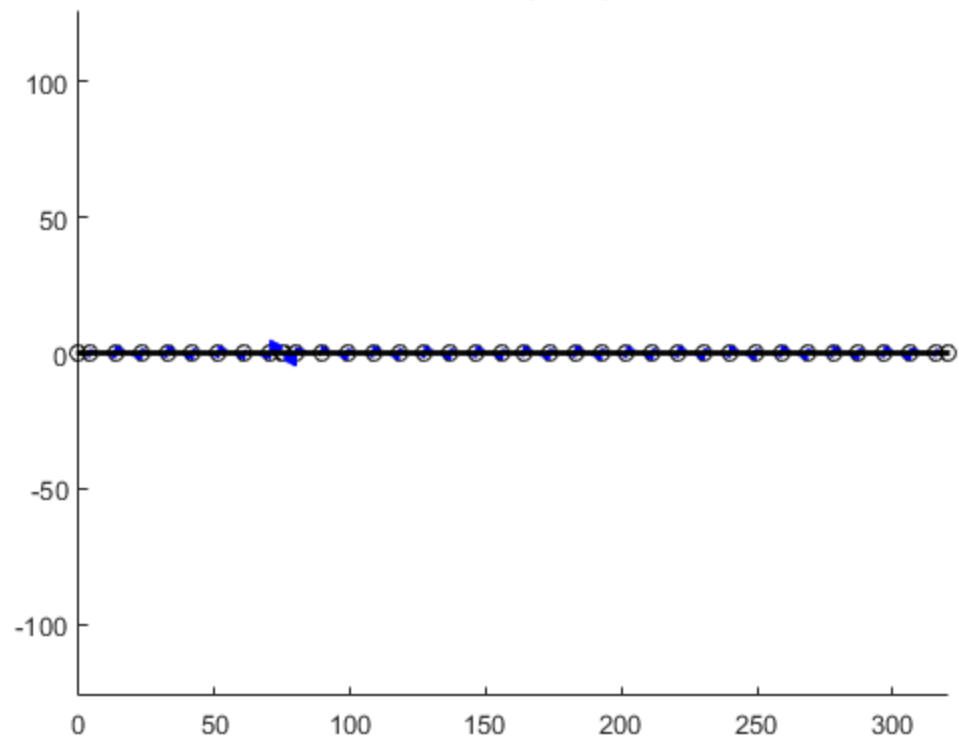
% Visar maximalt och minimalt moment
Maxmoment=max(Es(:,3))/1e3;
fprintf('Maxmomentet är %4.2f kNm \n ', Maxmoment)
Minmoment=min(Es(:,3))/1e3;
fprintf('Minmomentet är %4.2f kNm \n ', Minmoment)

% Plottar nedböjningen
[sfac]=scalfact2(Ex(1,:),Ey(1,:),Ed(1,:),0.1); % Tar fram
skalningsfaktor
figure(3)
eldisp2(Ex,Ey,Ed,[2 1 1],sfac);
title('NEDBÖJNING')

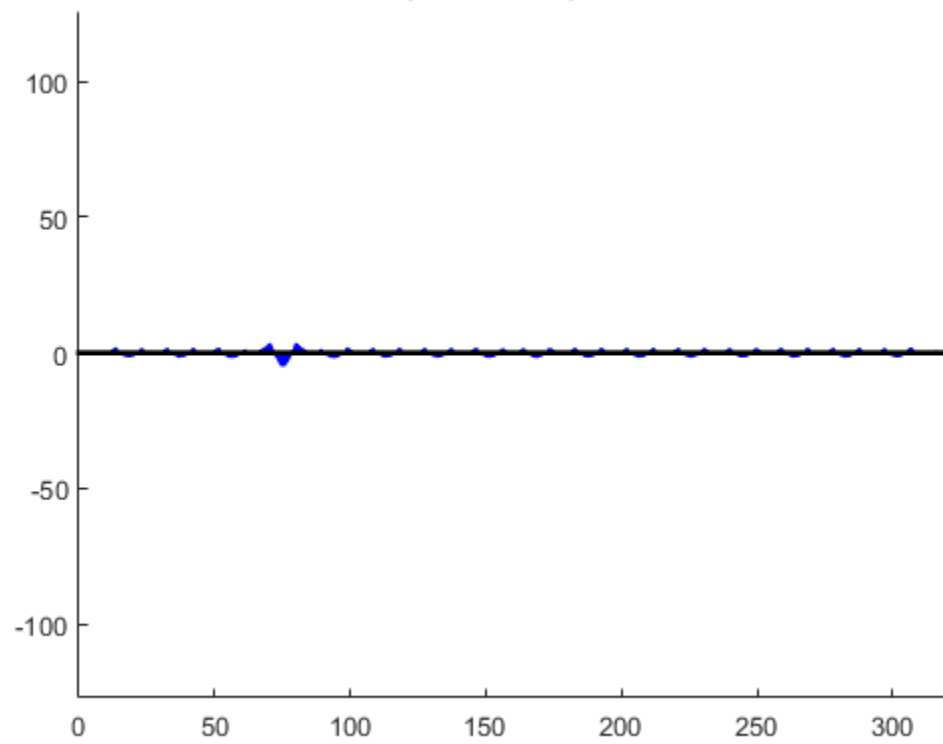
Maximal tvärkraft är 2808.32 kN
Minimal tvärkraft är -2808.34 kN
Maxmomentet är 5211.93 kNm
Minmomentet är -3854.17 kNm

```

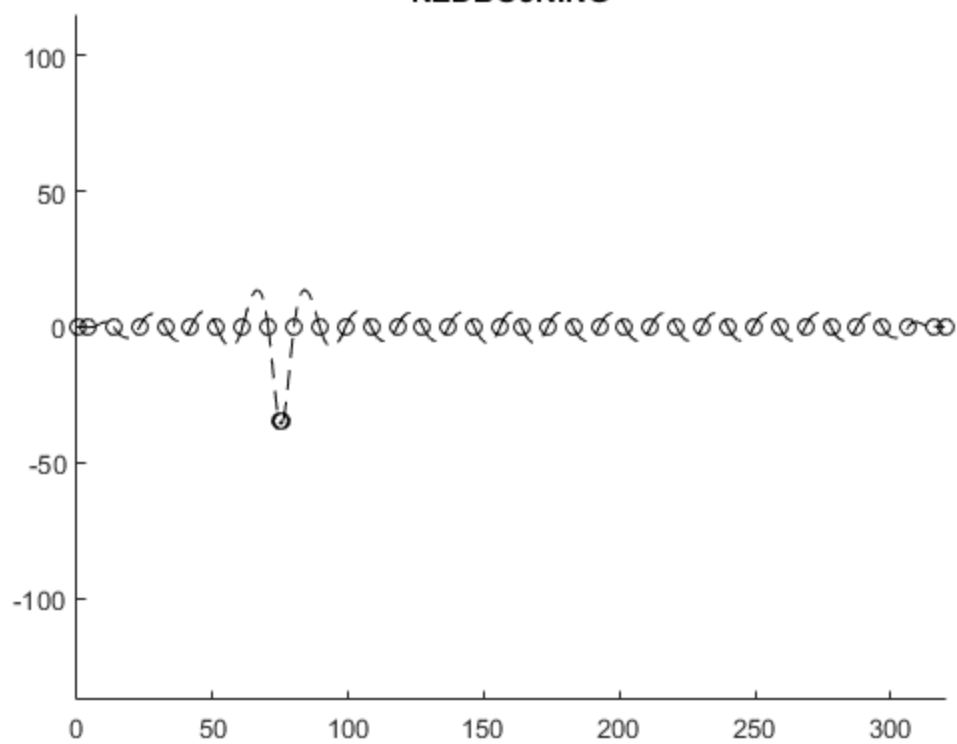
TVÄRKRAFTSDIAGRAM



MOMENTDIAGRAM



NEDBÖJNING



Published with MATLAB® R2015a

```

clc
clear all
close all

%===== Bilaga 7.2 - Fackverk =====
% Programmet syftar till att ta fram snittkrafterna och
% normalspänningarna i de vertikala och diagonala stängerna för att
% därefter kunna dimensionera dessa.
%=====

%=====
% DEL 1: BERÄKNING AV LASTFÖRDELNING ÖVER BROBANANAN
%=====

% GEOMETRI

H=2; %Höjd låda
t=0.02; %Tjocklek låda
Antalfack=6; %Antal fack
L=26; %Bredd brobana
Lfack=L/Antalfack; %Längd mellan vertikala balkar
Lbalk=9.5; %Längd mellan kablar (längsled)

%=====
% BELASTNINGSFALL (FÖR ATT LÄTTARE KUNNA ANALYSERA OLIKA
% BELASTNINGSFALL)

%Nod=[2.25 3.75 6.75 8.25 9.75 11.25 12.75 13.25 14.75 16.25 17.75
19.25 22.25 23.75]; % Centrerad last och punktlast
%Nod=[2.25 3.75 5.25 6.75 8.25 11.25 12.75 13.25 14.75 17.75 19.25
20.75 22.25 23.75]; % Kant förskjuten
Nod=[2.25 3.75 5.25 6.75 8.25 11.25 12.75 13.25 14.75 16.25 17.75
19.25 22.25 23.75]; % Vänster förskjuten

nfri=Antalfack+1+size(Nod,2); %Antal noder i modellen

%=====
% INDATA EGENTYNGD
Gk=1.61627*1e5;
%=====
%FRIHETSGRADER, KOORDINATER OCH ELEMENTMATRIS

Dof=zeros(size(nfri,1),3);
for i=1:nfri
    Dof(i,:)=[3*i-2 3*i-1 3*i];
end

Coord1=Nod';
Coord2(1)=0;

for i=2:Antalfack+1
    Coord2(i)=(i-1)*Lfack;
end

```

```

Coord=sort(unique([Coord1; Coord2']));

S=size(Coord,1);
S2=zeros(S,1);
Coord=[Coord S2];

for i=1:size(S2,1)-1
Edof1(i,:)=[i 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end
%=====
% RITAR FIGUR

[Exbalk1,Eybalk1]=coordxtr(Edof1,Coord,Dof,2);           %Ta fram
    koordinater för stågelementen
figure(1)
eldraw2(Exbalk1,Eybalk1,[1 1 1]);                       %Plotta figur
%=====
%ELEMENTEGESKAPER OCH LASTER

Estal=210e9;                                             %Elasticitetsmodul
Bsektion=4.75; % ÄR DETTA RÄTT??
Beff=2;

t2=1;
Itvarsnitt1=(Beff*t2^3)/12;                             %Yttröghetsmoment
Atvarsnitt1=Beff*t2;                                   %Area medverkande
    bredd

epflans=[Estal Atvarsnitt1 Itvarsnitt1];               %Egenskapsmatrix

cc_fackverk=4.75;                                       % CC-mått mellan
    fackverken [m]
b_fackverk=26;                                         % Total bronbanebredd
    [m]

% % Lastkombination enligt ekv. 6.10.a (Egentyngd är huvudlast)
% egt=1.35*Gk*cc_fackverk/b_fackverk;                 %Tunghet låda [N/m]
%
%
% omvandlas                                           %Egentyngden
%
% i                                                    %från utbredd last
%
% utbredd                                           %längdled till
%
% last i tvärled
%
% eqlast1=1.5*0.4*7.2e3*Bsektion;                     %Utbredd trafiklast
    [N/m]
% eqlast2=1.5*0.4*2.5e3*Bsektion;                     %Utbredd trafiklast
    [N/m]
% P=0.75*1.5*270e3;                                   %Axellaster [N]
% P2=0.75*1.5*180e3;

% Lastkombination enligt ekv. 6.10.b (Trafiklast är huvudlast)

```

```

egt=1.35*0.85*Gk*cc_fackverk/b_fackverk;      %Tunghet låda [N/m]

                                                %Egentyngden
omvandlas

                                                %från utbredd last i
                                                %längdled till

utbredd

                                                %last i tvärled

eqlast1=1.5*7.2e3*Bsektion;                    %Pålagd last [N/m]
eqlast2=1.5*2.5e3*Bsektion;                    %Pålagd last [N/m]
P=1.5*270e3;                                    %Punktlaster [N]
P2=1.5*180e3;

%=====
%BELASTNINGSFALL (FÖR ATT LÄTTARE KUNNNA ANALYSERA OLIKA
%BELASTNINGSFALL)

%V=[eqlast2 eqlast1 eqlast1 eqlast2 5 7 10 14 4 6 9 11 P2 P P P2];
%Centrerad
%V=[eqlast1 eqlast2 eqlast2 eqlast1 3 7 12 14 2 4 11 13 P P2 P2 P]
%Kant
V=[eqlast1 eqlast2 eqlast1 eqlast2 3 7 10 14 2 4 9 11 P P2 P P2];
%Vänster

eqtvarsnittok1=[0 -(egt+V(1))];
eqtvarsnittok2=[0 -(egt+V(2))];
eqtvarsnittok3=[0 -(egt+V(3))];
eqtvarsnittok4=[0 -(egt+V(4))];
eqtvarsnittok5=[0 -(egt)];
%=====
%UTVECKLING AV STYVHETSMATRIS OCH LASTVEKTOR

K=zeros(S*3);                                  % Fördefineras K,f
f=zeros(S*3,1);

k=1;
for i=k
    % Första obelastade delen
    [Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok5);
    [K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
    k=k+1;
end

for i=k:find(Coord(:,1)==Nod(V(5)))-1
    [Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok1);
    [K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
    k=k+1;
end

for i=k:find(Coord(:,1)==Nod(V(6)))-1
    [Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok2);
    [K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
    k=k+1;
end

```

```

for i=k:k+1                                % Obelastat mittfack
[Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok5);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
k=k+1;
end

for i=k:find(Coord(:,1)==Nod(V(7)))-1      %
[Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok3);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
k=k+1;
end

for i=k:find(Coord(:,1)==Nod(V(8)))-1      %
[Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok4);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
k=k+1;
end

for i=k                                    % Obelastat slutfack
[Ke,fe]=beam2e(Exbalk1(i,:),Eybalk1(i,:),epflans,eqtvarsnittok5);
[K,f]=assem(Edof1(i,:),K,Ke,f,fe);
k=k+1;
end

%=====
%PLACERING AV PUNKTLASTER

f(find(Coord(:,1)==Nod(V(9)))*3-1)=-
V(13)+f(find(Coord(:,1)==Nod(V(9)))*3-1);
f(find(Coord(:,1)==Nod(V(10)))*3-1)=-
V(14)+f(find(Coord(:,1)==Nod(V(10)))*3-1);
f(find(Coord(:,1)==Nod(V(11)))*3-1)=-
V(15)+f(find(Coord(:,1)==Nod(V(11)))*3-1);
f(find(Coord(:,1)==Nod(V(12)))*3-1)=-
V(16)+f(find(Coord(:,1)==Nod(V(12)))*3-1);

%=====
% LÖSNING AV EKVATIONSSYSTEM OCH RANDVILLKOR

bc=[2 0];
for p=1:Antalfack
bc(p+1,:)=[find(Coord(:,1)==Lfack*p)*3-1 0];    %Randvillkor
end

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

%=====
% HITTA REAKTIONSKRAFTER

Tb=find(abs(r)<0.0001);
r(Tb)=[ ];

%=====
% DEFMRATIONSFIGUR

```

```

Ed1=extract(Edof1,a); % Extraherar
[sfac]=scalfact2(Exbalk1(1,:),Eybalk1(1,:),Ed1(1,:),0.1); % Tar fram
skalningsfaktor
figure(1)
eldisp2(Exbalk1,Eybalk1,Ed1,[2 1 1],sfac);

%=====
% DEL 2: BERÄKNING AV SNITTKRAFTER I FACKVERK
%=====
% FRIHETSGRADER OCH KOORDINATER

nodmellan=0; %Noder mellan
fack
nfri=((Antalfack+1)*2+nodmellan*Antalfack+2)*2; %Totalt antal
frihetsgrader
nnod=((Antalfack+1)*2+nodmellan*Antalfack); %Totalt antal
noder
nok=Antalfack+1+nodmellan*Antalfack; %Antal noder i
överkant
nuk=nok+Antalfack+1; %Antal noder i
underkant

%=====
% FRIHETSGRADER

Dof=zeros(nfri/2-2,2);
for i=1:nfri/2-2
    Dof(i,:)=[2*i-1 2*i];
end

%=====
% KOORDINATER

for i=1:(nodmellan+1)*Antalfack+1
    Coord(i,:)=[(i-1)*(Lfack/(nodmellan+1)) 0];
end

for i=(nodmellan+1)*Antalfack+2:(nodmellan+1)*Antalfack+2+Antalfack
    Coord(i,:)=[(i-((nodmellan+1)*Antalfack+2))*(Lfack/(nodmellan+1))
    -H];
end

%=====
%ELEMENTMATRISER

% Horisontella stänger
Edof1=zeros((nodmellan+1)*Antalfack,5);
for i=1:(nodmellan+1)*Antalfack
    Edof1(i,:)=[i 2*i-1 2*i 2*i+1 2*i+2];
end

for i=(nodmellan+1)*Antalfack+2:(nodmellan+1)*Antalfack*2+1
    Edof1(i-1,:)=[i-1 2*i-1 2*i 2*i+1 2*i+2];
end

% Fördefiniering av nodvektor för vertikala stänger

```

```

for i=1:Antalfack+1
noderok(1,i)=2+(i-2)*(nodmellan+1);
end
for i=nok+1:nuk
    noderuk(1,i-nok)=i;
end

% Elementmatris för vertikala stänger
Hh=1;
for i=noderok
    Edof21(Hh,:)= [Hh 2*i-1 2*i 0 0];
    Hh=Hh+1;
end

g=1;
for i=noderuk
    Edof22(g,:)= [0 0 0 2*i-1 2*i];
    g=g+1;
end
Edof2=Edof21+Edof22;

% Fördefinierar nodvektor för sneda stänger (från vänster kan till
mitten)
x=floor(nok/2);
for i=1:x
noderok21(1,i)=2+(i-2)*(nodmellan+1);
end
y=nok+x+1;
for i=nok+2:y
noderuk22(1,i-nok-1)=2+(i-2)*(nodmellan+1);
end
g=1;

% Elementmatris för sneda stänger (från mitten till höger kant)
Hh=1;
for i=noderok21
    Edof31(Hh,:)= [Hh 2*i-1 2*i 0 0];
    Hh=Hh+1;
end
for i=noderuk22
    Edof32(g,:)= [0 0 0 2*i-1 2*i];
    g=g+1;
end
Edof3=Edof31+Edof32;

% Fördefinierar nodvektor för sneda stänger (från mitten till höger
kant)
for i=x+2:nok
noderok31(1,i-x-1)=2+(i-2)*(nodmellan+1);
end
y=nok+x+1;
for i=y:nuk-1
noderuk32(1,i-y+1)=2+(i-2)*(nodmellan+1);
end

```

```

% Elementmatris för sneda stänger (från mitten till höger kant)
Hh=1;
for i=noderok31
    Edof41(Hh,:)= [Hh 2*i-1 2*i 0 0];
    Hh=Hh+1;
end
g=1;
for i=noderuk32
    Edof42(g,:)= [0 0 0 2*i-1 2*i];
    g=g+1;
end
Edof4=Edof41+Edof42;
=====
%KOORDINATER OCH FIGUR
[Exstang1,Eystang1]=coordxtr(Edof1,Coord,Dof,2);
[Exstang2,Eystang2]=coordxtr(Edof2,Coord,Dof,2);
[Exstang3,Eystang3]=coordxtr(Edof3,Coord,Dof,2);
[Exstang4,Eystang4]=coordxtr(Edof4,Coord,Dof,2);

figure(1)
eldraw2(Exstang1,Eystang1,[1 1 1]);
eldraw2(Exstang2,Eystang2,[1 2 1]);
eldraw2(Exstang3,Eystang3,[1 3 1]);
eldraw2(Exstang4,Eystang4,[1 4 1]);
=====
%MATERIALEGENSKAPER OCH GEOMETREI

Lsned=sqrt(Lfack^2+H^2);      % Längd hos sneda stänger
qstal=77*1e3;                % Tunghet stål [N/m^3]

% I MATLAB modelleras stängerna som areor med kvadratiska sidor.
% Erforderlig area används därefter för att välja en balk med ett
% I/H-tvärsnitt.

b_medverkande=2;            %Antagen medverkande bredd för ställådan
    [m]
Es=210e9;                   %Elasticitetsmodul för stål [N/m2]
A1=t*b_medverkande;        %Area horisontella stag [m2]
A2=14910*1e-6;             %Area vertikala stag [m2]
A3=21800*1e-6;             %Area sneda stag (vänster om mitten) [m2]
A4=A3;                      %Area sneda stag (höger om mitten) [m2]
=====
%EGENSKAPSMATRISER
ep1=[Es A1];
ep2=[Es A2];
ep3=[Es A3];
ep4=[Es A4];

=====
% INVERKAN AV STÄNGERNAS EGENTYNGD
% Ställåda (Q1 OCH Q4) är noll eftersom de beaktas i DEL 1

```

```

%Q1=qstal*Lfack*hplatta*Lmellan*gtyngd;
Q1=0;
Q2=A2*qstal*H;
Q3=A3*qstal*Lsned;
Q4=Q3;
%=====
%UTVECKLING AV STYVHETSMATRIS OCH LASTVEKTOR

```

```

f=zeros(nnod*2,1);
K=zeros(nnod*2);

```

```

for i=1:length(Edof1(:,1))
Ke=bar2e(Exstang1(i,:),Eystang1(i,:),ep1);
K=assem(Edof1(i,:),K,Ke);
end

```

```

for i=1:length(Edof2(:,1))
Ke=bar2e(Exstang2(i,:),Eystang2(i,:),ep2);
K=assem(Edof2(i,:),K,Ke);
end

```

```

for i=1:length(Edof3(:,1))
Ke=bar2e(Exstang3(i,:),Eystang3(i,:),ep3);
K=assem(Edof3(i,:),K,Ke);
end

```

```

for i=1:length(Edof4(:,1))
Ke=bar2e(Exstang4(i,:),Eystang4(i,:),ep4);
K=assem(Edof4(i,:),K,Ke);
end

```

```

%=====
% INSÄTTNING PUNKTLASTER (STÄNGERNAS EGENTYNGD) OCH RANDVILLKOR

```

```

bc=[2 0
     nok*2-1 0
     nok*2 0];

```

```

for i=1:nok
f(i*2)=-Q1/2;
end

```

```

for i=nok+1:nuk
f(i*2)=-Q1/2;
end

```

```

for i=1:nok
f(i*2)=-Q2;
end

```

```

for i=1:(nok-1)/2
f(i*2)=-Q3/2;
end

```

```

for i=nok+2:nuk-(nok-1)/2
f(i*2)=-Q3/2;
end

```

```

end

for i=(nok-1)/2+1:nok
    f(i*2)=-Q4/2;
end
for i=nuk-(nok-1)/2:nuk-1
    f(i*2)=-Q4/2;
end
%=====
% INSTÄTTNING AV REATKIONSKRAFTER FRÅN DEL 1, VINDLASTER SAMT LÖSNING
  AV
% EKVATIONSSYSTEMET

f(2)=f(2)-r(1);
f(4)=f(4)-r(2);
f(6)=f(6)-r(3);
f(8)=f(8)-r(4);
f(10)=f(10)-r(5);
f(12)=f(12)-r(6);
f(14)=f(14)-r(7);

% Vindlast
f(1)=f(1)+0.949e3*6*H/2;
f(15)=f(15)+0.949e3*6*H/2;

[a,s]=solveq(K,f,bc);
%=====
% ELEMENTDEFORMATIONER OCH DEFORMATIONSFIGUR

Ed1=extract(Edof1,a);
Ed2=extract(Edof2,a);
Ed3=extract(Edof3,a);
Ed4=extract(Edof4,a);

[sfac]=scalfact2(Exstang1(1,:),Eystang1(1,:),Ed1(1,:),0.1); %Skalningsfaktor
figure(4)
title('DEFORMATIONSFIGUR')
eldisp2(Exstang1,Eystang1,Ed1,[2 1 1],sfac);
eldisp2(Exstang2,Eystang2,Ed2,[2 2 1],sfac);
eldisp2(Exstang3,Eystang3,Ed3,[2 3 1],sfac);
eldisp2(Exstang4,Eystang4,Ed4,[2 4 1],sfac);
%=====
% SNITTKRAFTER

for i=1:length(Edof1(:,1))
    es1(i,:)=bar2s(Exstang1(i,:),Eystang1(i,:),ep1,Ed1(i,:));
end
for i=1:length(Edof2(:,1))
    es2(i,:)=bar2s(Exstang2(i,:),Eystang2(i,:),ep1,Ed2(i,:));
end
for i=1:length(Edof3(:,1))
    es3(i,:)=bar2s(Exstang3(i,:),Eystang3(i,:),ep1,Ed3(i,:));
end
for i=1:length(Edof4(:,1))

```

```

    es4(i,:)=bar2s(Exstang4(i,:),Eystang4(i,:),ep1,Ed4(i,:));
end
%=====
% PLOTTNING AV NORMALKRAFTER

figure(3)
sfac=scalfact2(Exstang1,Eystang1,es1(:,1),0.5); %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('NORMALKRAFT')
for i=1:length(Edof1(:,1))
eldia2(Exstang1(i,:),Eystang1(i,:),es1([i;i],1),[4 1],sfac);
end
for i=1:length(Edof2(:,1))
eldia2(Exstang2(i,:),Eystang2(i,:),es2([i;i],1),[2 1],sfac);
end
for i=1:length(Edof3(:,1))
eldia2(Exstang3(i,:),Eystang3(i,:),es3([i;i],1),[3 1],sfac);
end
for i=1:length(Edof4(:,1))
eldia2(Exstang4(i,:),Eystang4(i,:),es4([i;i],1),[2 1],sfac);
end
%=====
% MAXIMALA SNITTKRAFTER

Min_snedal=min([min(es3)/(1e6);min(es4)/(1e6)]) % [MN]
Max_snedal=max([max(es3)/(1e6);max(es4)/(1e6)])
Min_vertikalal=min(es2)/(1e6)
Max_vertikalal=max(es2)/(1e6)
%=====
% MAXIMALA SPÄNNINGAR

Max_horisontellal=max(es1)/(A1*1e6) %[MPa]
Max_vertikalal=max(es2)/(A2*1e6)
Max_snedal=max([max(es3)/(A3*1e6);max(es4)/(A3*1e6)])

Min_horisontellal=min(es1)/(A1*1e6)
Min_vertikalal=min(es2)/(A2*1e6)
Min_snedal=min([min(es3)/(A3*1e6);min(es4)/(A3*1e6)])

Warning: Matrix is close to singular or badly scaled. Results may be
inaccurate.
RCOND = 2.951453e-17.

Min_snedal =

    1.0546

Max_snedal =

    6.5820

Min_vertikalal =

```

-4.0221

Max_vertikala =

0

Max_horisontella =

117.7270

Max_vertikala =

0

Max_sned =

301.9275

Min_horisontella =

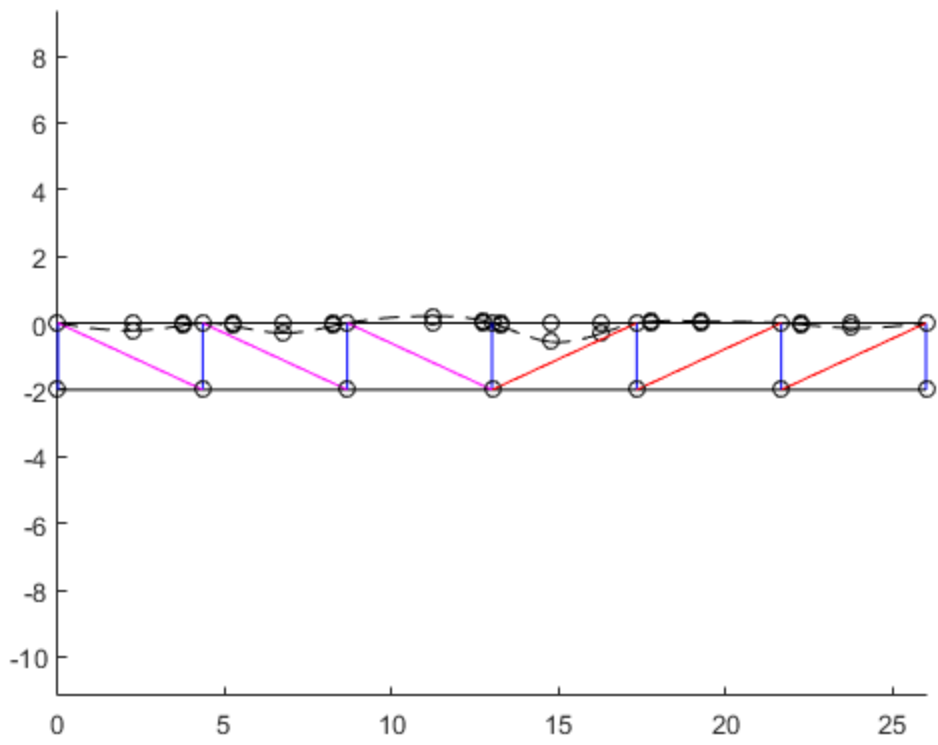
-131.0580

Min_vertikala =

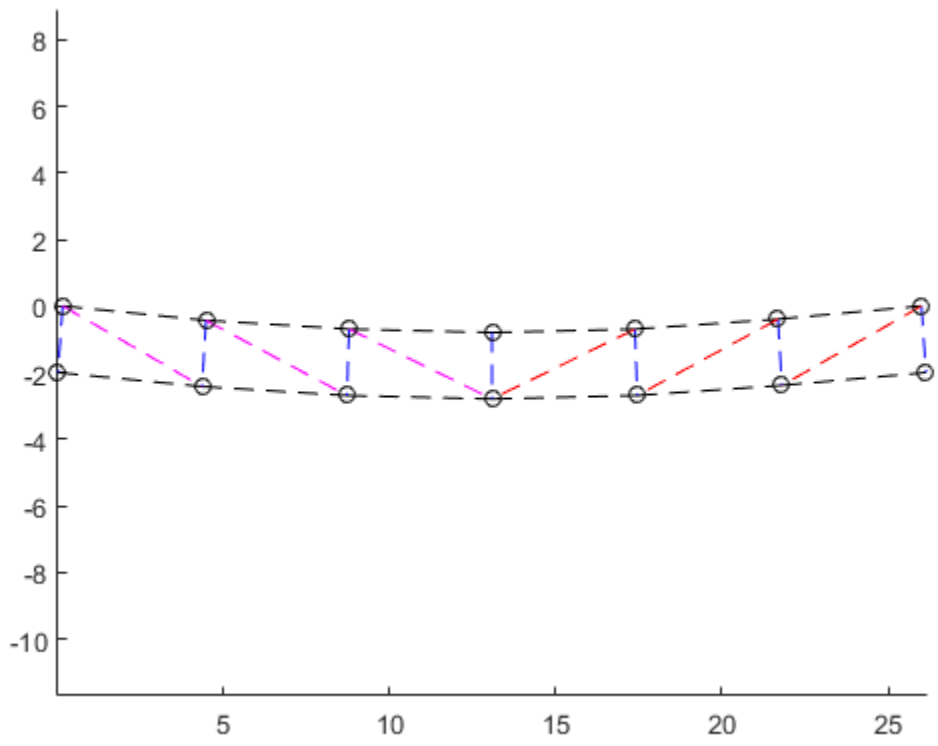
-269.7590

Min_sned =

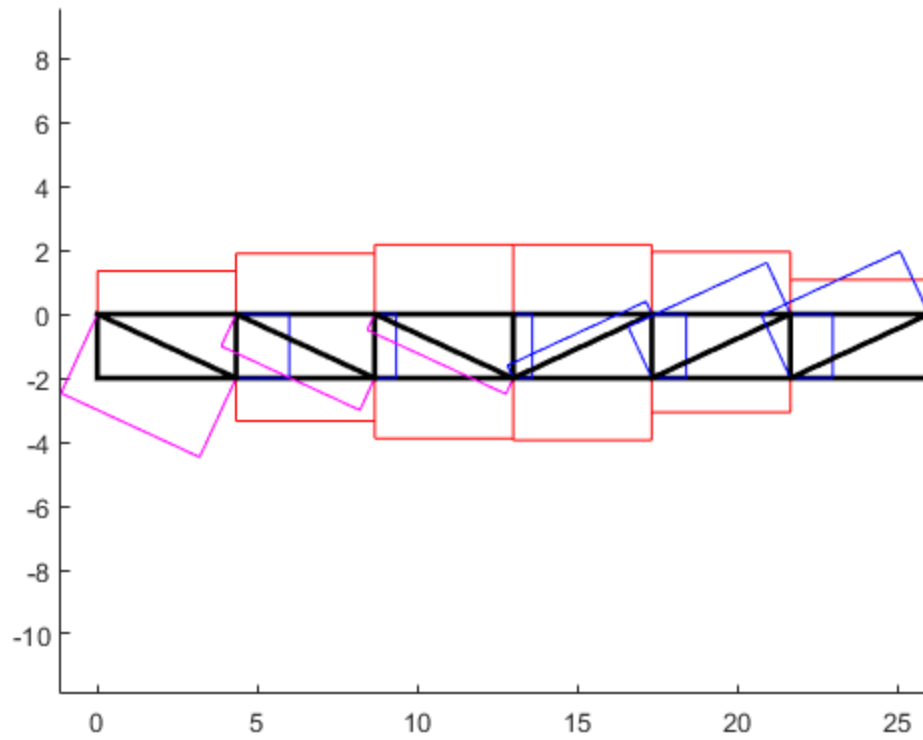
48.3759



DEFORMATIONSFIGUR



NORMALKRAFT



Published with MATLAB® R2015a

```

clc
clear all
close all

%===== Bilaga 7.3 - Pyloner i brons längdriktning =====
% Programmets syfte är att dimensionera pylonerna i längdriktning
% genom att
% ta fram de snittkrafter som uppkommer genom att placera maximal
% trafiklast på ena sidan av pylonen, addera laster från kablarna i
% pylontoppen, bromskraft på brolagrena samt vindlast på
% pylonen.Pylonen
% dimensioneras i brottgränstillstånd efter ekv. 6.10b då den enligt
% Mathcad program "laster pylon" är dimensionerande.
%=====

% Tar fram frihetsgrader
for i=1:8
    Dof(i,:)= [3*i-2 3*i-1 3*i];
end

% Beskriver nod-koordinater
Coord=[0 0;
        0 17;
        0 18;
        0 36;
        0 54;
        0 63;
        0 68;
        0 72;];

for i=1:size(Coord,1)-1
    Edof1(i,:)= [i 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end

% Plottar beräkningsmodell och noder
[Ex,Ey]=coordxtr(Edof1,Coord,Dof,2);
figure(1)
eldraw2(Ex,Ey,[1 1 1]);

%=====

% Tar fram elementegenskaper

Ebtg=41e9; % Betongen E-modul

% Bredd och höjd för pylonens deelement
Konsol1=[6 6]; % 0-17m
Konsol2=[5.1 5.1]; % 17-63m
Konsol3=[4.5 4.5]; % 63-68m
Konsol4=[4.5 4.5]; % 68-72m

% Tvärsnittsarea och yttröghetsmoment för deelement
Itvarsnitt1=(Konsol1(1)*Konsol1(2)^3)/12;

```

```

Atvarsnitt1=Konsol1(1)*Konsol1(2);

Itvarsnitt2=(Konsol2(1)*Konsol2(2)^3)/12;
Atvarsnitt2=Konsol2(1)*Konsol2(2);

Itvarsnitt3=(Konsol3(1)*Konsol3(2)^3)/12;
Atvarsnitt3=Konsol3(1)*Konsol3(2);

Itvarsnitt4=(Konsol4(1)*Konsol4(2)^3)/12;
Atvarsnitt4=Konsol4(1)*Konsol4(2);

% Egenskapsmatriser
epkonsol1=[Ebtg Atvarsnitt1 Itvarsnitt1];
epkonsol2=[Ebtg Atvarsnitt2 Itvarsnitt2];
epkonsol3=[Ebtg Atvarsnitt3 Itvarsnitt3];
epkonsol4=[Ebtg Atvarsnitt4 Itvarsnitt4];

%=====
% Definerar och placerar utbredda laster på deelementen

egt=1.35*0.85*24e3; % Betongens tunghet
beräknat % enligt 6.10b med
% karaktäristiskt tunghet
% från SS-EN 1991-1-1

% Vindlaster för varierande höjder
Vindlast1=1.693e3; % 0-18m
Vindlast2=2.096e3; % 18-36m
Vindlast3=2.378e3; % 36-54m
Vindlast4=2.54e3; % 54-72m

% Belstningvektorer för de olika deelementen
Eq1=[-egt*Atvarsnitt1 Konsol1(1)*Vindlast1]; %0-17
Eq2=[-egt*Atvarsnitt2 Konsol2(1)*Vindlast1]; %17-18
Eq3=[-egt*Atvarsnitt2 Konsol2(1)*Vindlast2]; %18-36
Eq4=[-egt*Atvarsnitt2 Konsol2(1)*Vindlast3]; %36-54
Eq5=[-egt*Atvarsnitt2 Konsol2(1)*Vindlast4]; %54-63
Eq6=[-egt*Atvarsnitt3 Konsol3(1)*Vindlast4]; %63-68
Eq7=[-egt*Atvarsnitt4 Konsol4(1)*Vindlast4]; %68-72

%=====

% Tar fram strukturens globala styvhetsmatris

K=zeros(8*3); % Fördefinerar K och f
f=zeros(8*3,1);

% Bestämmer och assemblerar deelementens styvhetsmatriser
[Ke, fe]=beam2e(Ex(1,:),Ey(1,:),epkonsol1,Eq1);
[K,f]=assem(Edof1(1,:),K,Ke,f,fe);

```

```

[Ke,fe]=beam2e(Ex(2,:),Ey(2,:),epkonsol2,Eq2);
[K,f]=assem(Edof1(2,:),K,Ke,f,fe);

[Ke,fe]=beam2e(Ex(3,:),Ey(3,:),epkonsol2,Eq3);
[K,f]=assem(Edof1(3,:),K,Ke,f,fe);

[Ke,fe]=beam2e(Ex(4,:),Ey(4,:),epkonsol2,Eq4);
[K,f]=assem(Edof1(4,:),K,Ke,f,fe);

[Ke,fe]=beam2e(Ex(5,:),Ey(5,:),epkonsol2,Eq5);
[K,f]=assem(Edof1(5,:),K,Ke,f,fe);

[Ke,fe]=beam2e(Ex(6,:),Ey(6,:),epkonsol3,Eq6);
[K,f]=assem(Edof1(6,:),K,Ke,f,fe);

[Ke,fe]=beam2e(Ex(7,:),Ey(7,:),epkonsol4,Eq7);
[K,f]=assem(Edof1(7,:),K,Ke,f,fe);

%=====
% Definerar och placerar punktlaster i f-vektorn

% Definerar punktlaster
Pbroms=900e3;          % Beräknas i Mathcad fil: Bromslast enligt
Eurocode 1991-2 kap 4.4
Vkabel=3.9817*1e7;    % Maximalvärdet på vertikal last från Mathcad
fil: Kabellast
Hkabel=1.041*1e7;     % Resultterande horisontell last - Mathcad
Vbrobana=9.5*0.85*1.35*1.61627*1e5; % Egentyngd från Mathcad. 9,5
är cc-avstånd mellan kablar
Vtvar=1.509*77*1.35*0.85*1e3; % [N] Beräknat genom volym för tvärbalk:
1.509 m^3 och ståls tunghet:77kN/m^3

% Placerar punktlaster i rätt frihetsgrader
f(4)=f(4)-Pbroms;
f(5)=f(5)-Vbrobana-Vtvar;
f(20)=f(20)-Vkabel;
f(19)=f(19)-Hkabel;

%=====
%
% Randvillkor samt lösning av ekvationssystemet

bc=[1 0;              % Randvillkor
    2 0;
    3 0];

[a,r]=solveq(K,f,bc); % Löser ekvation
Ed1=extract(Edof1,a); % Extraherar

%=====
%

% Tar fram snittkrafter för de olika delelementen

```

```

Es(21*1-20:21*1,:) = beam2s(Ex(1,:),Ey(1,:),epkonsol1,Ed1(1,:),Eq1,21);
Es(21*2-20:21*2,:) = beam2s(Ex(2,:),Ey(2,:),epkonsol2,Ed1(2,:),Eq2,21);
Es(21*3-20:21*3,:) = beam2s(Ex(3,:),Ey(3,:),epkonsol2,Ed1(3,:),Eq3,21);
Es(21*4-20:21*4,:) = beam2s(Ex(4,:),Ey(4,:),epkonsol2,Ed1(4,:),Eq4,21);
Es(21*5-20:21*5,:) = beam2s(Ex(5,:),Ey(5,:),epkonsol2,Ed1(5,:),Eq5,21);
Es(21*6-20:21*6,:) = beam2s(Ex(6,:),Ey(6,:),epkonsol3,Ed1(6,:),Eq6,21);
Es(21*7-20:21*7,:) = beam2s(Ex(7,:),Ey(7,:),epkonsol4,Ed1(7,:),Eq7,21);

%=====
%
% Plottning av böjning- samt snittkraftsdiagram

% Plottar böjning
[sfac]=scalfact2(Ex(1,:),Ey(1,:),Ed1(1,:),0.1);
figure(1)
eldisp2(Ex,Ey,Ed1,[2 1 1],sfac);

% Plottar momentdiagram
figure(2)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,3),0.5);           %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('MOMENTDIAGRAM')

for i=1:7
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,3),plotpar,sfac);
end

% Plottar tvärkraftsdiagram
figure(3)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,2),0.5);           %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('TVÄRKRAFTSDIAGRAM')

for i=1:7
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,2),plotpar,sfac);
end

% Plottar normalkraftsdiagram
figure(4)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,1),0.5);           %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('NORMALKRAFTSDIAGRAM')

for i=1:7
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,1),plotpar,sfac);
end
%=====
%
% Tar fram och redovisar dimensionerade snittkrafter för varje
delelement

fprintf('Dimensionerande normalkraft för tvärsnittet mellan 0-17m är
%4.2f MN \n', (Es(21*1-20,1)/1e6))

```

```
fprintf('Dimensionerande tvärkraft för tvärsnittet mellan 0-17m är
%4.2f MN \n', (Es(21*1-20,2)/1e6))
fprintf('Dimensionerande moment för tvärsnittet mellan 0-17m är %4.2f
MNm \n', (Es(21*1-20,3)/1e6))
fprintf('\n')

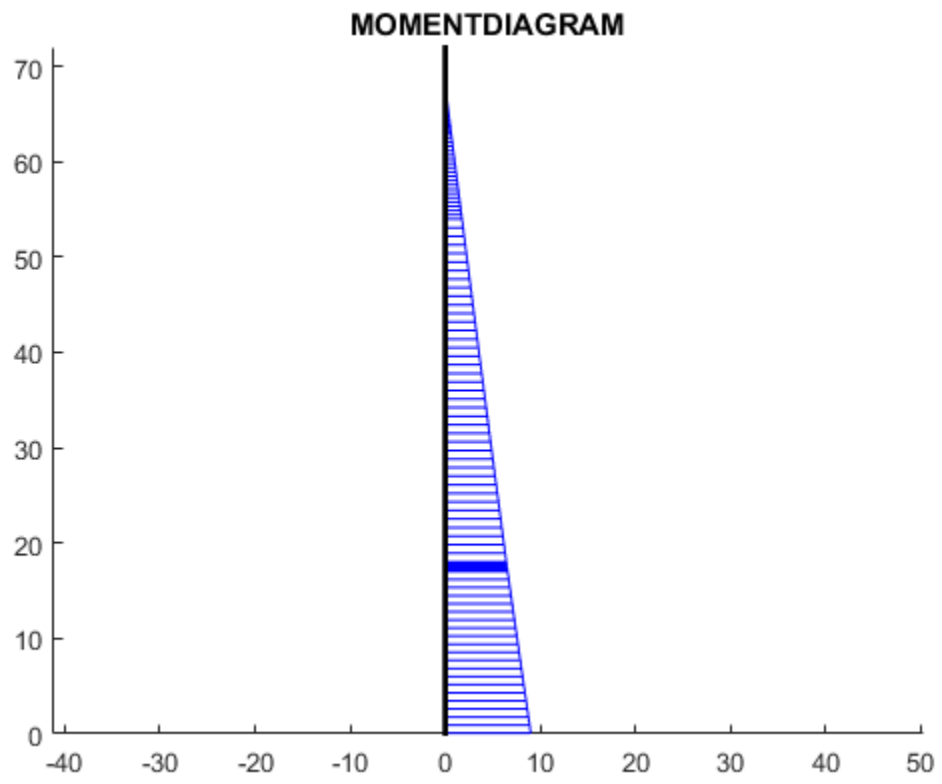
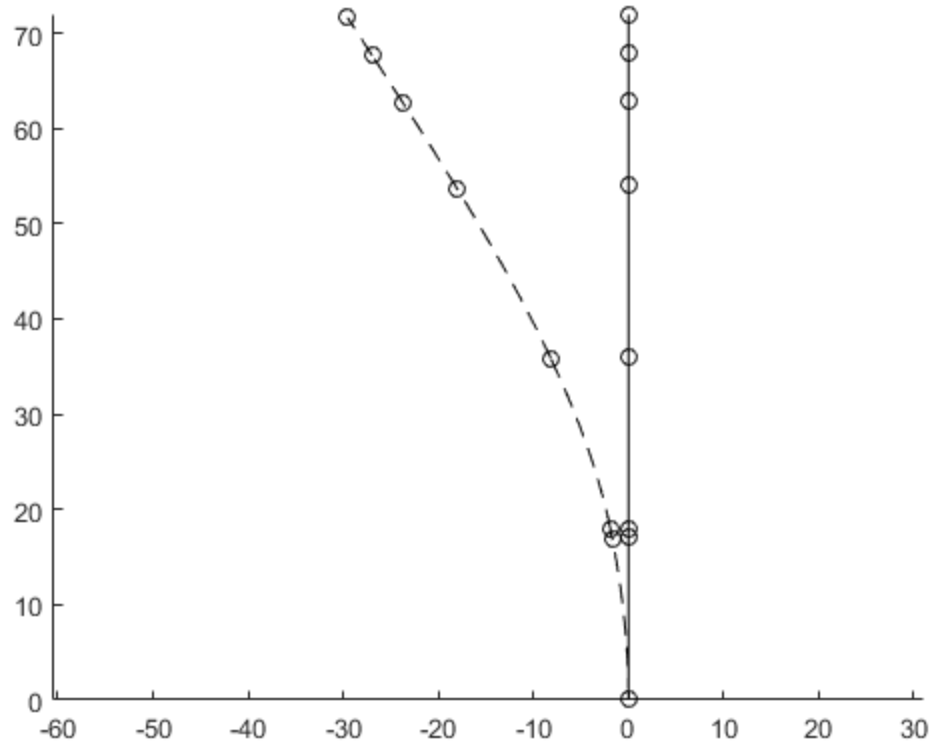
fprintf('Dimensionerande normalkraft för tvärsnittet mellan 17-63m är
%4.2f MN \n', (Es(21*2-20,1)/1e6))
fprintf('Dimensionerande tvärkraft för tvärsnittet mellan 17-63m är
%4.2f MN \n', (Es(21*2-20,2)/1e6))
fprintf('Dimensionerande moment för tvärsnittet mellan 17-63m är %4.2f
MNm \n', (Es(21*2-20,3)/1e6))
fprintf('\n')

fprintf('Dimensionerande normalkraft för tvärsnittet mellan 63-72m är
%4.2f MN \n', (Es(21*6-20,1)/1e6))
fprintf('Dimensionerande tvärkraft för tvärsnittet mellan 63-72m är
%4.2f MN \n', (Es(21*6-20,2)/1e6))
fprintf('Dimensionerande moment för tvärsnittet mellan 63-72m är %4.2f
MNm \n', (Es(21*6-20,3)/1e6))
```

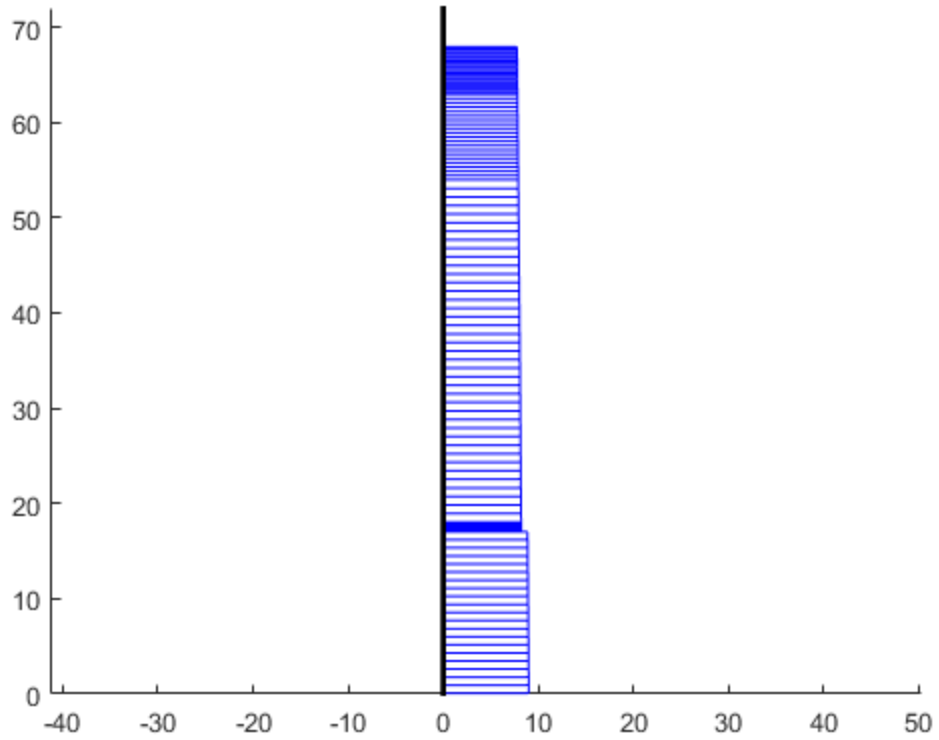
Dimensionerande normalkraft för tvärsnittet mellan 0-17m är -96.54 MN
Dimensionerande tvärkraft för tvärsnittet mellan 0-17m är 12.12 MN
Dimensionerande moment för tvärsnittet mellan 0-17m är 753.58 MNm

Dimensionerande normalkraft för tvärsnittet mellan 17-63m är -77.79 MN
Dimensionerande tvärkraft för tvärsnittet mellan 17-63m är 11.05 MN
Dimensionerande moment för tvärsnittet mellan 17-63m är 548.98 MNm

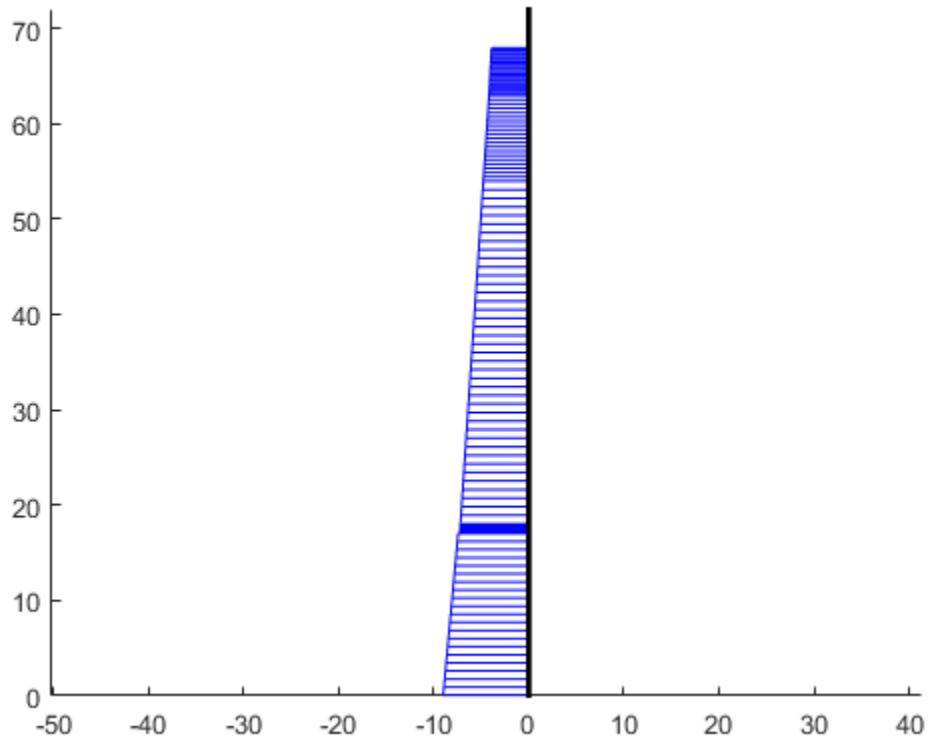
Dimensionerande normalkraft för tvärsnittet mellan 63-72m är -44.84 MN
Dimensionerande tvärkraft för tvärsnittet mellan 63-72m är 10.51 MN
Dimensionerande moment för tvärsnittet mellan 63-72m är 52.51 MNm



TVÄRKRAFTSDIAGRAM



NORMALKRAFTSDIAGRAM



```

clc
clear all
close all

%===== Bilaga 7.4 - Pyloner i tvärled =====
% Programmet syftar till att dimensionera pylonerna i tvärled genom
  att
% ta fram snittkrafter som uppkommer genom vindlast verkande
  vinkelrätt
% brobanans utbredning, laster från kabelinfästningarna i pylonen samt
% last på brolager från brobanan. I beräkningarna antas 6.10b vara
% dimensionerande (samma som gäller för beräkning i längdriktning).
%=====

% Koordinater
Coord=[0 0;0 17/2;0 17;(15/46*12.675) 32;(30/46*12.675) 47;
      12.675 63;12.675 69;12.675 72;31.6 0;31.6 17/2;31.6 17;
      31.6-(15/46*12.675) 32;31.6-(30/46*12.675) 47;
      18.925 63;18.925 69; 18.925 72;
      6.32 17;6.32*2 17;6.32*3 17; 6.32*4 17];

%=====
% Frihetsgrader
for i=1:length(Coord)
    Dofpylon(i,:)=[3*i-2 3*i-1 3*i];
end

%=====
% Elementmatriser
for i=1:7
    Edof(i,:)=[i 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end

for i=9:15
    Edof(i-1,:)=[i-1 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end

for i=16:20
    Edof(i-1,:)=[i-1 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end

Edof(15,2:4)=[7 8 9];
Edof(19,5:7)=[31 32 33];
Edof(20,:)=[20 16 17 18 40 41 42];
Edof(21,:)=[21 19 20 21 43 44 45];

%=====
% Koordinater utifrån elementmatris samt figur.
[Ex,Ey]=coordxtr(Edof,Coord,Dofpylon,2);
eldraw2(Ex,Ey,[1 3 1])

```

```

Eb=41e9; % E-modul för btg
Es=210e9; % E-modul för stål
densbtg=24e3; % Densitet betong [N/m^3]
alpha=atan(46/11); % Vinkeln mellan den sneda
pylonen och egentynnden (vertikal)

%=====
% Tvärsnittsparametrar
hpylon1=3; % Basen på pylonen
bpylon1=6;
hpylon2=2.55; % Sneda delen av
pylonen
bpylon2=5.1;
hpylon3=2.25; % Toppen av pylonen
bpylon3=4.5;

htvar2=1; % Mellersta
tvärbalk
btvar2=1;
htvar3=1; % Översta tvärbalk
btvar3=1;

%=====
% Areor
Apylon1=hpylon1*bpylon1;
Apylon2=hpylon2*bpylon2;
Apylon3=hpylon3*bpylon3;

Atvar1=0.051; % Area tvärbalk i
stål,
Atvar2=htvar2*btvar2; % bilaga mathcad
Dimensionering Tvärbalk stål
Atvar3=htvar3*btvar3;

%=====
% Yttröghetsmoment
Ipylon1=(hpylon1^3)*bpylon1/12;
Ipylon2=(hpylon2^3)*bpylon2/12;
Ipylon3=(hpylon3^3)*bpylon3/12;

Itvar1=0.028; % Yttröghetsmoment
tvärbalk stål, se bilaga ^^
Itvar2=htvar2^3*btvar2/12;
Itvar3=htvar3^3*btvar3/12;

%=====
% Egenskapsmatris
eppylon1=[Eb Apylon1 Ipylon1];
eppylon2=[Eb Apylon2 Ipylon2];
eppylon3=[Eb Apylon3 Ipylon3];

eptvar1=[Es Atvar1 Itvar1];
eptvar2=[Eb Atvar2 Itvar2];

```

```

eptvar3=[Eb Atvar3 Itvar3];

%=====
% Utbredda laster: Egentynden för respektive pylondel samt tvärbalkar
% har
% beräknats utifrån densitet och areor där egentyngden senare kommer
% att
% delas upp i komponenter, en i vindlastens riktning och en längs med
% den sneda pylonen.

densstal=77e3;
egt1=densbtg*Apylon1;
egt2=densbtg*Apylon2;
egt3=densbtg*Apylon3;
egt7=densstal*Atvar1;
egt8=densbtg*Atvar2;
egt9=densbtg*Atvar3;

Fkabel=5.162*1e7/32;           % Last per kabel [N] från bilaga
6.7

%=====
% Utveckling av vindlaster beroende av verkningshöjd

% Varje element har en faktor AA-AF för att lättare kunna ta bort
% vindlasten. Vindlasten har tagits fram approximativt vid olika
% verkningshöjder.

% Element 1 - vertikala delen av pylonen vänster sida
AA=1;
eqvind1=-1.63*1e3*bpylon1;           % vindlast
[kN/m]3
eqtot1=0.834*eqvind1*AA;
eqtot2=eqvind1*AA;

% Element 2 - sned del av pylon
AB=1;
eqvind2=-2.5*1e3*bpylon2;           % vindlast
[kN/m]
eqtot3=0.8*eqvind2*AB-egt2*cos(alpha);
eqtot4=0.92*eqvind2*AB-egt2*cos(alpha);
eqtot5=eqvind2*AB-egt2*cos(alpha);

% Element 3 - toppen av pylonen
AC=1;
eqvind3=-2.57*1e3*bpylon3*AC;       % vindlast
[kN/m]
eqtot6=0.99*eqvind3*AC;
eqtot7=eqvind3*AC;

% Element 4 - vertikal del av pylon höger sida
AD=1;
eqtot8=eqtot1*AD;
eqtot9=eqtot2*AD;

```

```

% Element 5 - Sned del höger sida
AE=1;
eqtot10=0.8*eqvind2*AE+egt2*cos(alpha);
eqtot11=0.92*eqvind2*AE+egt2*cos(alpha);
eqtot12=eqvind2*AE+egt2*cos(alpha);

% Element 6 - toppen höger sida
AF=1;
eqtot13=eqtot6*AF;
eqtot14=eqtot7*AF;

%=====
% Axiella laster

% Element 1 - vertikala delen av pylonen vänster sida
eqax1=-egt1;
eqax2=eqax1;

% Element 2 - sned del av pylon
eqax3=-egt2*sin(alpha);
eqax4=eqax3;
eqax5=eqax3;

% Element 3 - toppen av pylonen
eqax6=-egt3-Fkabel*16/6;
eqax7=-egt3;

% Element 4 - vertikal del av pylon höger sida
eqax8=eqax1;
eqax9=eqax1;

% Element 5 - Sned del höger sida
eqax10=-egt2*sin(alpha);
eqax11=eqax10;
eqax12=eqax10;

% Element 6 - toppen höger sida
eqax13=-egt3-Fkabel*16/6;
eqax14=-egt3;

% Element 7 - lägsta tvärbalk
eqtrans7=-egt7;

% Element 8 - mittersta tvärbalk
eqtrans8=-egt8;

% Element 9 - högsta tvärbalk
eqtrans9=-egt9;

%=====
% Sammansatt lastvektor för att lättare kunna assemblera k och hitta
% snittkrafter.

```

```
EQ=[eqax1 eqtot1
eqax2 eqtot2
eqax3 eqtot3
eqax4 eqtot4
eqax5 eqtot5
eqax6 eqtot6
eqax7 eqtot7
eqax8 eqtot8
eqax9 eqtot9
eqax10 eqtot10
eqax11 eqtot11
eqax12 eqtot12
eqax13 eqtot13
eqax14 eqtot14
0 eqtrans7
0 eqtrans7
0 eqtrans7
0 eqtrans7
0 eqtrans7
0 eqtrans7
0 eqtrans8
0 eqtrans9];
```

```
%=====
% Sammansatt egenskapsmatris för att lättare kunna assemblera k och
% hitta
% snittkrafter.
```

```
EP=[eppylon1
    eppylon1
    eppylon2
    eppylon2
    eppylon2
    eppylon3
    eppylon3
    eppylon3
    eppylon1
    eppylon1
    eppylon2
    eppylon2
    eppylon2
    eppylon3
    eppylon3
    eptvar1
    eptvar1
    eptvar1
    eptvar1
    eptvar1
    eptvar1
    eptvar2
    eptvar3];
```

```
%=====
% Elementstyvhetsmatris och lastvektor.
```

```
K=zeros(Dofpylon(end,3));
f=zeros(Dofpylon(end,3),1);
```

```

for i=1:21
    [Ke,fe]=beam2e(Ex(i,:),Ey(i,:),EP(i,:),EQ(i,:));
    [K,f]=assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fe);
end

%=====
% Punktlaster på brolager.

r=1.0e+06 *[0.4866
    0.8090
    0.0728
    1.2798];

f(17*3-1)=f(17*3-1)-r(1);
f(18*3-1)=f(18*3-1)-r(2);
f(19*3-1)=f(19*3-1)-r(3);
f(20*3-1)=f(20*3-1)-r(4);

%=====
% Randvillkor och lösning av ekvationssystem.

bc= [1  0
     2  0
     3  0
    25  0
    26  0
    27 0];

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

%=====
% Deformationsfigur.

Ed=extract(Edof,a);
[sfac]=scalfact2(Ex(20,:),Ey(20,:),Ed(20,:),0.1*10); %Skalningsfaktor
figure(2)
title('DEFORMATIONSFIGUR')
eldisp2(Ex(:,:,),Ey(:,:,),Ed(:,:,),[2 1 1],sfac);

%=====
% Snittkrafter

Es=zeros(21*21,3);

for i=1:21
    Es(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Ex(i,:),Ey(i,:),EP(i,:),Ed(i,:),EQ(i,:),21);
end

%=====
% Snittkraftsdiagram

figure(2)

```

```

sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,3),0.5); %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('MOMENTDIAGRAM')
for i=1:21
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,3),plotpar,sfac);
end

figure(3)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,2),0.5); %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('TVÄRKRAFTSDIAGRAM')
for i=1:21
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,2),plotpar,sfac);
end

figure(4)
sfac=scalfact2(Ex,Ey,Es(:,1),0.5); %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('NORMALKRAFTSDIAGRAM')
for i=1:21
eldia2(Ex(i,:),Ey(i,:),Es(21*i-20:21*i,1),plotpar,sfac);
end
%=====
% Maximala moment

% Nedre del
min_Moment_nedre=min([Es(1:21*2,3);Es(21*7+1:21*9,3)]);
max_Moment_nedre=max([Es(1:21*2,3);Es(21*7+1:21*9,3)]);
abs_Moment_nedre=max([abs(min_Moment_nedre);max_Moment_nedre]);

% Sned del
min_Moment_sned=min([Es(21*2+1:21*5,3);Es(21*9+1:21*12,3)]);
max_Moment_sned=max([Es(21*2+1:21*5,3);Es(21*9+1:21*12,3)]);
abs_Moment_sned=max([abs(min_Moment_sned);max_Moment_sned]);

% Övre del
min_Moment_ovre=min([Es(21*5+1:21*7,3);Es(21*12+1:21*14,3)]);
max_Moment_ovre=max([Es(21*5+1:21*7,3);Es(21*12+1:21*14,3)]);
abs_Moment_ovre=max([abs(min_Moment_ovre);max_Moment_ovre]);
%=====
% Maximala normalkrafter

% Nedre del
min_Normalkraft_nedre=min([Es(1:21*2,1);Es(21*7+1:21*9,1)]);
max_Normalkraft_nedre=max([Es(1:21*2,1);Es(21*7+1:21*9,1)]);
abs_Normalkraft_nedre=max([abs(min_Normalkraft_nedre);max_Normalkraft_nedre]);

% Sned del
min_Normalkraft_sned=min([Es(21*2+1:21*5,1);Es(21*9+1:21*12,1)]);
max_Normalkraft_sned=max([Es(21*2+1:21*5,1);Es(21*9+1:21*12,1)]);
abs_Normalkraft_sned=max([abs(min_Normalkraft_sned);max_Normalkraft_sned]);

% Övre del
min_Normalkraft_ovre=min([Es(21*5+1:21*7,1);Es(21*12+1:21*14,1)]);

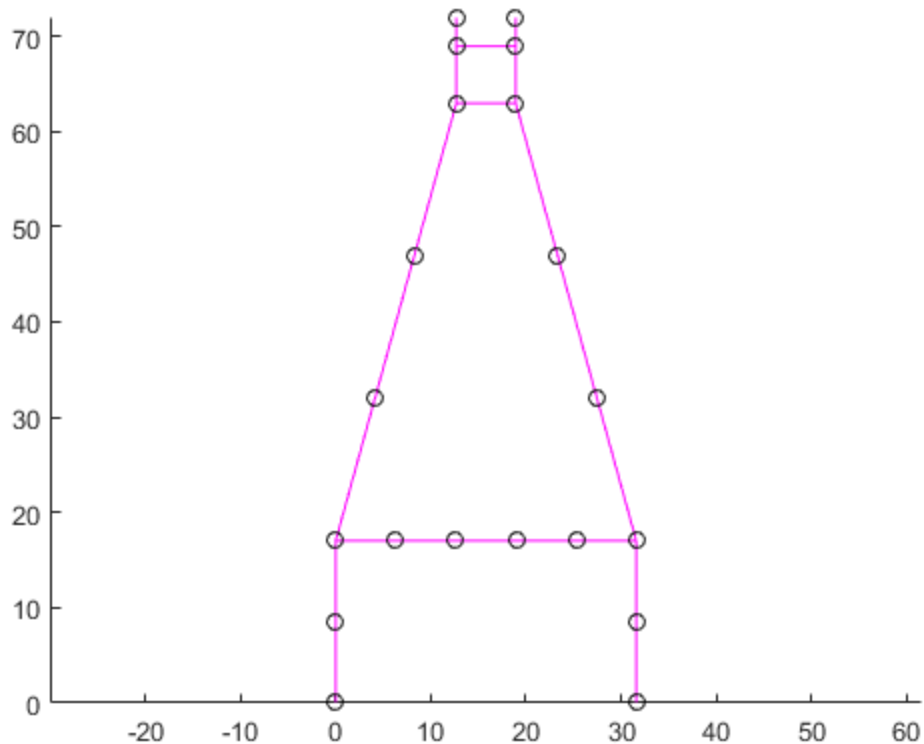
```

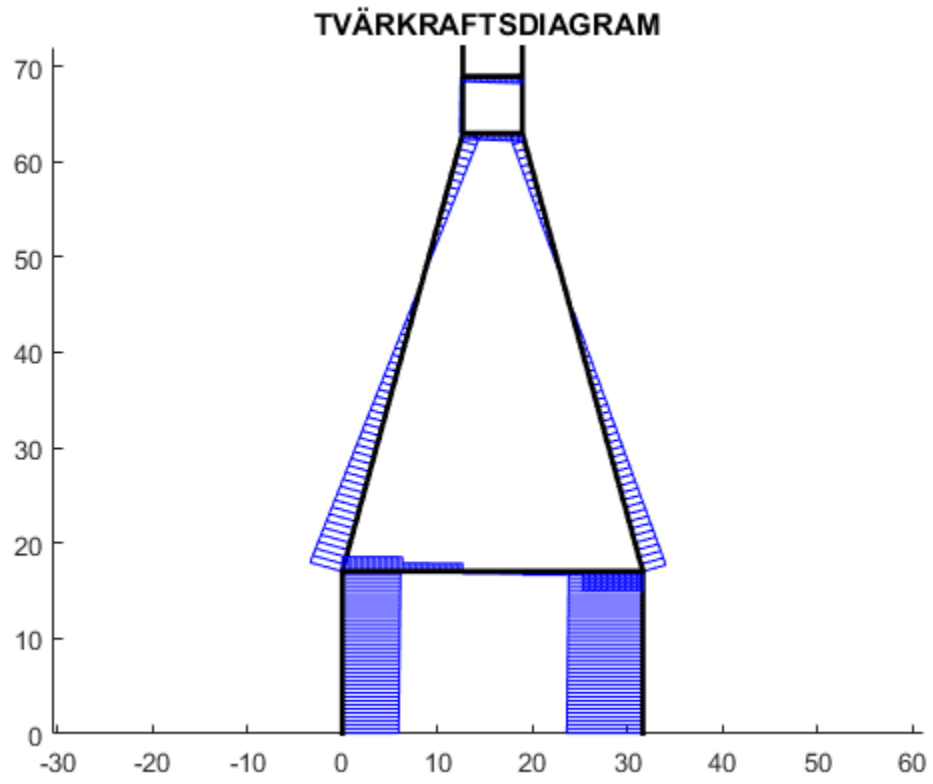
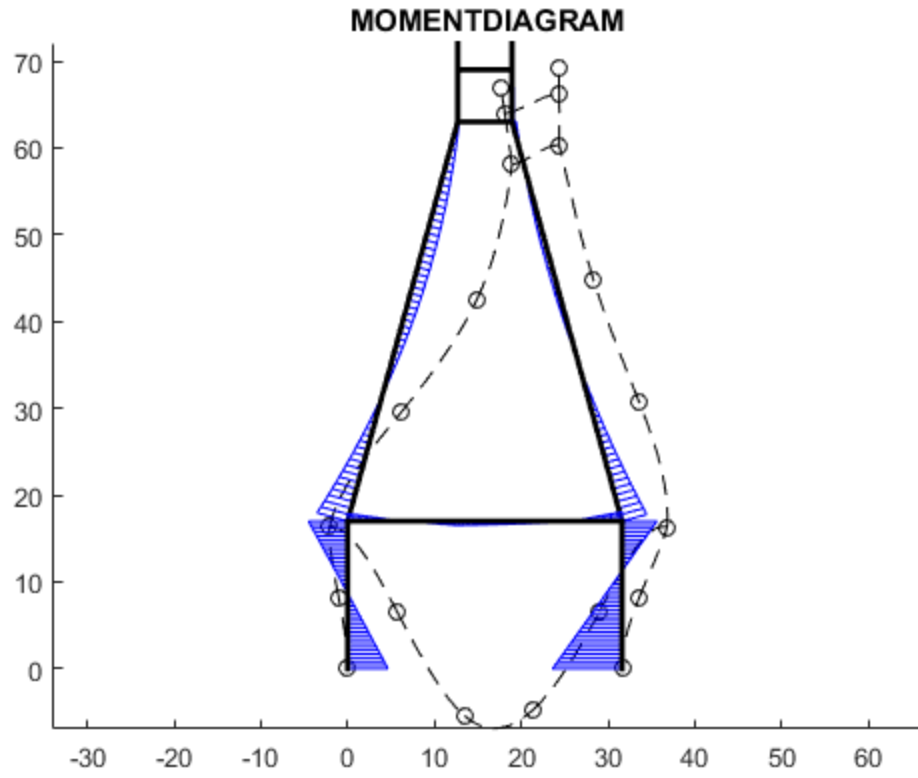
```
max_Normalkraft_ovre=max([Es(21*5+1:21*7,1);Es(21*12+1:21*14,1)]);  
abs_Normalkraft_ovre=max([abs(min_Normalkraft_ovre);max_Normalkraft_ovre]);
```

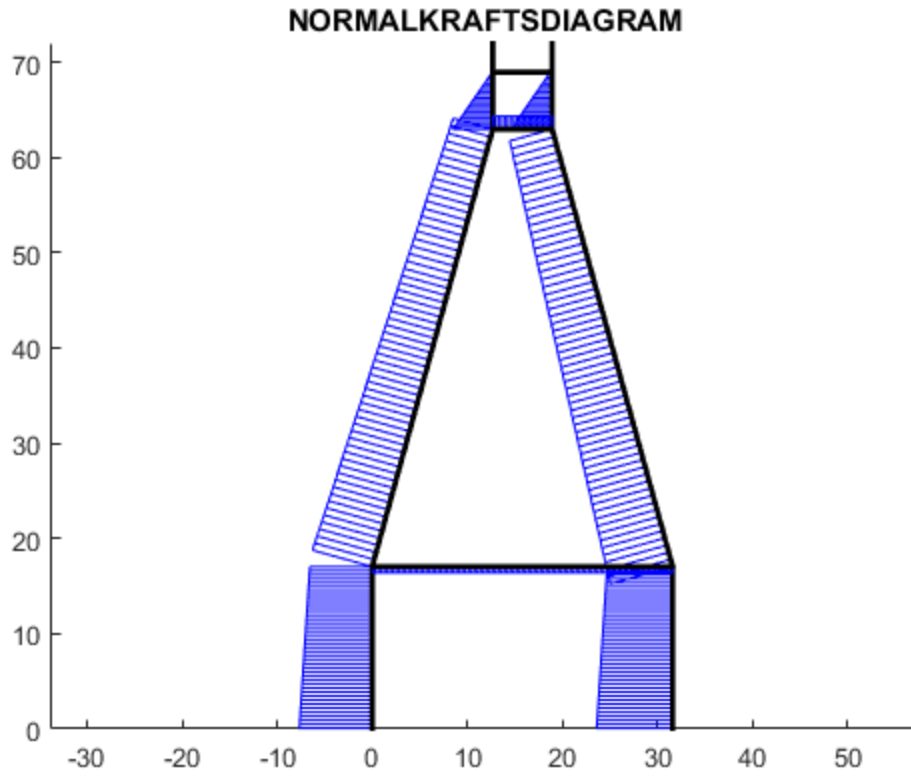
```
%=====  
% Visning av krafter
```

```
fprintf('Max moment i sned: %4.2f MNm \n', abs_Moment_sned*1e-6)  
fprintf('Max moment i nedre: %4.2f MNm \n', abs_Moment_nedre*1e-6)  
fprintf('Max moment i övre: %4.2f MNm \n', abs_Moment_ovre*1e-6)  
fprintf('Max normalkraft i sned: %4.2f MN \n',  
abs_Normalkraft_sned*1e-6)  
fprintf('Max normalkraft i nedre: %4.2f MN \n',  
abs_Normalkraft_nedre*1e-6)  
fprintf('Max normalkraft i övre: %4.2f MN \n',  
abs_Normalkraft_ovre*1e-6)
```

```
Max moment i sned: 30.99 MNm  
Max moment i nedre: 67.93 MNm  
Max moment i övre: 2.07 MNm  
Max normalkraft i sned: 45.01 MN  
Max normalkraft i nedre: 52.85 MN  
Max normalkraft i övre: 28.56 MN
```







Published with MATLAB® R2015a

```

clear all
clc
close all

%===== 7.5 - Modell för hela bron =====
% Programmet syftar till analysera hela bronns verkningssätt och hur de
% de ingående elementen samverkar. Den principiella informationen som
% hämtas från modellen är brobanans nedböjning och pylonernas böjning
% i körriktningen.
%=====

%=====
%MATERIALEGENSKAPER OCH TVÄRSNITSSGEOMETRI

Es=210e9; % Elesticitetsmodul för stål
Eb=41e9; % Elasticitetsmodul för
betong
n=8; % Antal kablar på vardera sida
om % pylonerna.
kabelantal=4*n; % Totalt antal kablar för hela
bron är % modellen. För den riktiga
eftersom % antalet dubbelt så många
representerar % en kabel i modellen
% två kablar i verkligheten

L=320; % Totalbrolängd,L
Lande=4; % Ändbalkens längd
Lmitt=8; % Mittbalkens längd
Lbalk=(320-2*Lande-Lmitt)/kabelantal; % Balklängd för ballkar inom
% kabelspannet

t=0.05; % Tjocklek stål [m]
h=2; % Höjd låda [m]
Ltvar=26; % Brobanans bredd [m]

% Egentyngd enligt Mathcad bilaga egentyngd
G=1.61627*1e5;

% Area och yttröghetsmoment för brobanan
Abalk=2*(Ltvar*t+h*t);
Ibalk=t*h^3/12+2*(Ltvar*t^3/12+Ltvar*t*(h/2+t/2)^2);

% Tvärsnittsparametrar för pyloner (gångar två på grund av samverkande
% tvärsnitt

% Nedersta delen
bpylon1=3;

```

```

hpylon1=6;
Apylon1=(hpylon1*bpylon1)*2;
Ipylon1=2*(bpylon1*hpylon1^3/12);

% Sneda mellersta delen
bpylon2=2.55;
hpylon2=5.1;
Apylon2=(hpylon2*bpylon2)*2;
Ipylon2=2*(bpylon2*hpylon2^3/12);

% Övre delen
bpylon3=2.25;
hpylon3=4.5;
Apylon3=(hpylon3*bpylon3)*2;
Ipylon3=2*(bpylon3*hpylon3^3/12);

% Tvärsnittsp parametrar för kablar
rkabel=100; %Radie för kabel, rkabel anges i
[mm]
Akabel=(pi*rkabel^2*1e-6/4)*2;

%=====
%EGENSKAPSMATRISER
%Egenskaperna samlas i vektorer

Epb=[Es Abalk Ibalk]; % Ep balk
Epk=[Es Akabel]; % Ep kabel
Epp=[Eb Apylon1 Ipylon1
      Eb Apylon1 Ipylon2
      Eb Apylon1 Ipylon3
      Eb Apylon1 Ipylon1
      Eb Apylon1 Ipylon2
      Eb Apylon1 Ipylon3]; % Ep pylon

%=====
%UTVECKLING AV KOORDINATER

nfri=(kabelantal+11)*3+2; % Antal fihetsgrader. +2 på
grund % av två extra
% rotationsfrihetsgrader vid
% anslutning pylon/brobana

Coord=zeros(kabelantal+5,2); % Nollmatrix

Coord(1,:)= [0 0]; % Ta fram koordinater genom
att

Coord(2,:)= [Lande 0]; % addera längden för varje
for i=[1:kabelantal/2]; % balkelement. Antal steg
beror på
Coord(i+2,:)= [Lbalk*i+Lande 0]; % antalet kablar.
end
Coord(kabelantal/2+3,:)= [L/2 0];

```

```

for i=[1:kabelantal/2+1]
Coord(i+kabelantal/2+3,:)= [L/2+Lmitt/2+Lbalk*i-Lbalk 0];
end
Coord(kabelantal+5,:)= [L 0];

% Koordinater för pylonerna
Coord(kabelantal+6,:)= [Lande+(L/2-Lande-Lmitt/2)/2 -17];
Coord(kabelantal+7,:)= [Lande+(L/2-Lande-Lmitt/2)/2 63];
Coord(kabelantal+8,:)= [Lande+(L/2-Lande-Lmitt/2)/2 72];
Coord(kabelantal+9,:)= [L-Lande-(L/2-Lande-Lmitt/2)/2 -17];
Coord(kabelantal+10,:)= [L-Lande-(L/2-Lande-Lmitt/2)/2 63];
Coord(kabelantal+11,:)= [L-Lande-(L/2-Lande-Lmitt/2)/2 72];
=====
% UTVECKLING AV ELEMENTEMATRISER OCH FRIHETSGRADER

Edofb=zeros(kabelantal/2,7); % Edof balk
Edofp=zeros(4,7); % Edof pylon
Edofk=zeros(kabelantal,5); % Edof kabel

Dofb=zeros(kabelantal+5,3); % Dof balk
Dofp=zeros(kabelantal+5,3); % Dof pylon
Dofk=zeros(kabelantal+5,2); % Dof kabel

for i=[1:(nfri-2)/3]
Dofk(i,:)= [3*i-2 3*i-1];
end

for i=[1:kabelantal/4]
Edofk(i,:)= [i 3*i+1 3*i+2 nfri-13 nfri-12];
end
for i=[kabelantal/4+2:kabelantal/2+1]
Edofk(i-1,:)= [i-1 3*i+1 3*i+2 nfri-13 nfri-12];
end

for i=[kabelantal/2+3:3/4*kabelantal+2]
Edofk(i-2,:)= [i-2 3*i+1 3*i+2 nfri-4 nfri-3];
end
for i=[3/4*kabelantal+4:kabelantal+3]
Edofk(i-3,:)= [i-3 3*i+1 3*i+2 nfri-4 nfri-3];
end

for i=[kabelantal+6:kabelantal+11]
Dofp(i,:)= [3*i-2 3*i-1 3*i];
end
Dofp(kabelantal/4+2,:)= [3*(kabelantal/4+2)-2 3*(kabelantal/4+2)-1
nfri-1];
Dofp(kabelantal/4*3+4,:)= [3*(kabelantal/4*3+3)+1
3*(kabelantal/4*3+3)+2 nfri];

Edofp(1,:)= [1 3*(kabelantal+6)-2 3*(kabelantal+6)-1 3*(kabelantal+6)
3*(kabelantal/4+2)-2 3*(kabelantal/4+2)-1 nfri-1];
Edofp(2,:)= [2 3*(kabelantal/4+2)-2 3*(kabelantal/4+2)-1 nfri-1
3*(kabelantal+7)-2 3*(kabelantal+7)-1 3*(kabelantal+7)];

```

```

Edofp(3,:)= [3 3*(kabelantal+7)-2 3*(kabelantal+7)-1 3*(kabelantal+7)
3*(kabelantal+8)-2 3*(kabelantal+8)-1 3*(kabelantal+8)];
Edofp(4,:)= [4 3*(kabelantal+9)-2 3*(kabelantal+9)-1 3*(kabelantal+9)
3*(kabelantal/4*3+3)+1 3*(kabelantal/4*3+3)+2 nfri];
Edofp(5,:)= [5 3*(kabelantal/4*3+3)+1 3*(kabelantal/4*3+3)+2 nfri
3*(kabelantal+10)-2 3*(kabelantal+10)-1 3*(kabelantal+10)];
Edofp(6,:)= [6 3*(kabelantal+10)-2 3*(kabelantal+10)-1 3*(kabelantal
+10) 3*(kabelantal+11)-2 3*(kabelantal+11)-1 3*(kabelantal+11)];

for i=[1:kabelantal+5]
    Dofb(i,:)= [3*i-2 3*i-1 3*i];
end
for i=[1:kabelantal+4]
Edofb(i,:)= [i 3*i-2 3*i-1 3*i 3*i+1 3*i+2 3*i+3];
end

%=====
% KOORDINATER FÖR RESPEKTIVE ELEMENT
% Funktionen coordxtr tar fram koordinaterna för respektive element
% utifrån elementmatrisen Edof och frihetsgraderna i Dof,

[Exk,Eyk]=coordxtr(Edofk,Coord,Dofk,2);    % Kabel koordinater
[Exb,Eyb]=coordxtr(Edofb,Coord,Dofb,2);    % Balk koordinater
[Exp,Eyp]=coordxtr(Edofp,Coord,Dofp,2);    % Pylon koordinater

figure(1)
eldraw2(Exp,Eyp,[1 4 1]);
eldraw2(Exb,Eyb,[1 2 1]);
eldraw2(Exk,Eyk,[1 3 1]);
%=====
% LASTER PÅ BALKAR OCH PYLONER
trafiklast=80.7e3;
vindlast_pylon1=2.57*1e3*bpylon1;
vindlast_pylon2=2.57*1e3*bpylon2;
vindlast_pylon3=2.57*1e3*bpylon3;

AA=1;
Eqblast=[0 -trafiklast-G*AA];    % Eq balk last
Eqbegen=[0 -G*AA];    % Eq balk egentygnd

AB=0;
Eqp=[0 -vindlast_pylon1*AA
      0 -vindlast_pylon2*AA
      0 -vindlast_pylon3*AA
      0 -vindlast_pylon1*AA
      0 -vindlast_pylon2*AA
      0 -vindlast_pylon3*AA];    % Eq pylon

%=====
% ANGE VILKA BALKELEMENT SOM SKA BELASTAS
% Kod för att göra det lättare för användaren att placera ut laster.

blast=zeros(length(Exb),1);

```

```

%fprintf('Det finns%4.0f fack att placera last i. Skriv ett intervall
  för var laster ska placeras. \nSiffror mellan 1 och%4.0f skrivs
  inom []. Behöver inte vara kontinuerligt intervall. \n', kabelantal
+4,kabelantal+4)
%x=input('x=');
x=[10:27];

for i=x
    blast(i)=i;
end
b2=[1:length(Exb)]';
b22=b2-blast;
bnoll=find(b22);
blast=find(blast);
%=====
% ASSEMBLERING AV STYVHETSMATRISEN OCH LASTVEKTORN

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

for i=bnoll'
    [Ke,fe]=beam2e(Exb(i,:),Eyb(i,:),Epb,Eqbegen);
    [K,f]=assem(Edofb(i,:),K,Ke,f,fe);
end
for i=blast'
    [Ke,fe]=beam2e(Exb(i,:),Eyb(i,:),Epb,Eqblast);
    [K,f]=assem(Edofb(i,:),K,Ke,f,fe);
end

c=size(Exk);
for i=1:c(1)
    Ke=bar2e(Exk(i,:),Eyk(i,:),Epk);
    K=assem(Edofk(i,:),K,Ke);
end

d=size(Exp);
for i=1:d(1)
    [Ke,fe]=beam2e(Exp(i,:),Eyp(i,:),Epp(i,:),Eqp(i,:));
    [K,f]=assem(Edofp(i,:),K,Ke,f,fe);
end

%=====
%RANDVILLKOR OCH LÖSNING AV EKVATIONSSYSTEMET

Fbroms=1e3*0;
f((kabelantal/4+1)*3-2)=Fbroms+((kabelantal+2)*3-2);

bc= [1 0
      2 0
      nfri-22 0
      nfri-21 0
      3*(kabelantal+6)-2 0
      3*(kabelantal+6)-1 0
      3*(kabelantal+6) 0

```

```

3*(kabelantal+9)-2 0
3*(kabelantal+9)-1 0
3*(kabelantal+9) 0];

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

%=====
%ELEMENTDEFORMATIONER
% Funktionen extract tar fram elementdeformationerna utifrån
% nodförskjutningarna, a och elementmatrisen Edof.

Edb=extract(Edofb,a);           % Ed balk
Edk=extract(Edofk,a);           % Ed kabel
Edp=extract(Edofp,a);           % Ed pylon

[sfac]=scalfact2(Exb(1,:),Eyb(1,:),Edb(1,:),0.1); %Skalningsfaktor
figure(1)
title('DEFORMATIONSFIGUR')
eldisp2(Exb,Eyb,Edb,[2 1 1],sfac);           %Plottar nedböjning
eldisp2(Exk,Eyk,Edk,[2 1 1],sfac);
eldisp2(Exp,Eyp,Edp,[2 1 1],sfac);
%=====
%SNITTKRAFTER
%Snittkrafterna tas fram utifrån elementförskjutningarna, Ed och den
pålagda
lasten.

d=size(Exb);
Esb=zeros(d(1)*21,3);           % Es balk
for i=bnoll'
    Esb(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Exb(i,:),Eyb(i,:),Epb,Edb(i,:),Eqbegen,21);
end
for i=blast'
    Esb(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Exb(i,:),Eyb(i,:),Epb,Edb(i,:),Eqblast,21);
end
Esk=zeros(length(Edofk),1);     % Es kabel
for i=1:length(Edofk)
    Esk(i,:)=bar2s(Exk(i,:),Eyk(i,:),Epk,Edk(i,:)); %index Exk??
end
Esp=zeros(6,3);                 % Es pylon
e=size(Exp);
for i=1:e(1)
    Esp(21*i-20:21*i,:)=beam2s(Exp(i,:),Eyp(i,:),Epp(i,:),Edp(i,:),Eqp(i,:),21);
end
%=====
%PLOTTAR MOMENTPÅKÄNNING I BALKAR OCH PYLONER

figure(2)
sfac=scalfact2(Exb,Eyb,Esb(:,3),0.5); %Skalningsfaktor
plotpar=[2 1];
title('MOMENTDIAGRAM')
for i=1:d(1)
    eldia2(Exb(i,:),Eyb(i,:),Esb(21*i-20:21*i,3),plotpar,sfac);
end

```

```

figure(2)
sfac=scalfact2(Exp,Eyp,Esp(:,3),0.5);
for i=1:e(1)
eldia2(Exp(i,:),Eyp(i,:),Esp(21*i-20:21*i,3),plotpar,sfac);
end

%=====
%MAXIMALA PÅKÄNNINGAR FÖR OLIKA ELEMENT

Nmaxkabel=max(Esk);           %Delat med två på grund av två kablar.
sigmamaxkabel=Nmaxkabel/Akabel;
Mmaxbalk=max(abs(Esb(:,3)));
Mmaxpylon=max(abs(Esp(:,3)));
fprintf('Nmaxkabel: %4.2f MN \n', Nmaxkabel*1e-6)
fprintf('Mmaxbalk: %4.2f MNm \n', Mmaxbalk*1e-6)
fprintf('Mmaxpylon: %4.2f MNm \n', Mmaxpylon*1e-6)
fprintf('Största spänning i kabel: %4.2f MPa \n', sigmamaxkabel*1e-6)
%=====
% NEDBÖJNINGAR

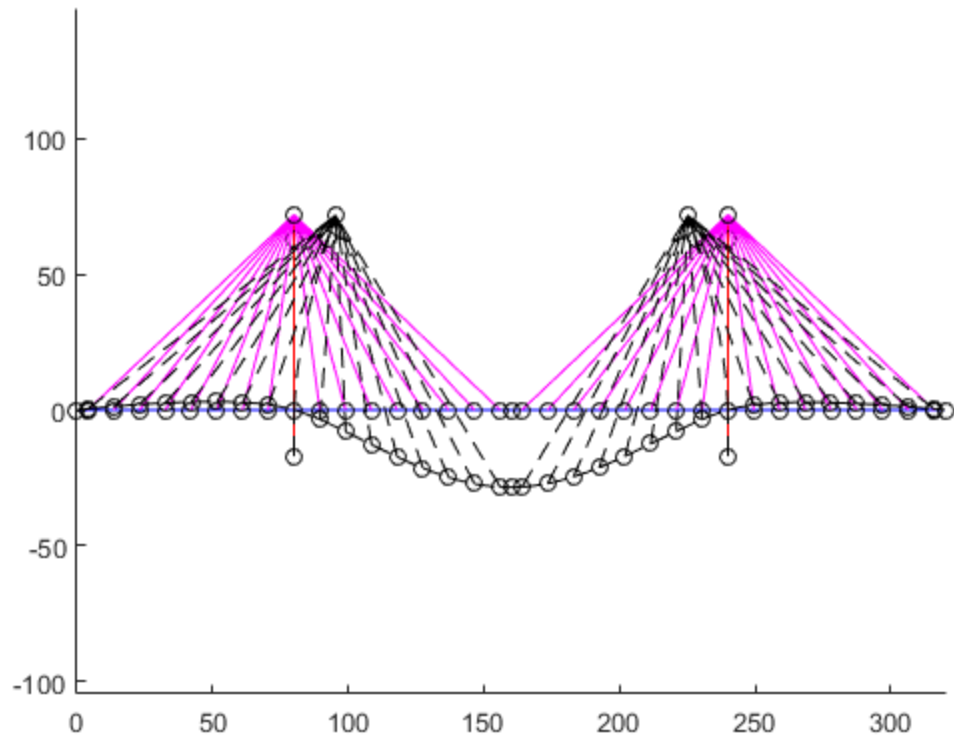
Maximalnedbojning_brobana=min(Edb(:,2));
Horisontell_forskjutning_vanster_pylon=(Edp(3,4));

fprintf('Maximala nedböjning: %4.2f mm \n',
        Maximalnedbojning_brobana*1e3)
fprintf('Horisontell förskjutning vänster pylon: %4.2f mm \n',
        Horisontell_forskjutning_vanster_pylon*1e3)

Nmaxkabel: 2.74 MN
Mmaxbalk: 91.29 MNm
Mmaxpylon: 139.45 MNm
Största spänning i kabel: 174.18 MPa
Maximala nedböjning: -217.27 mm
Horisontell förskjutning vänster pylon: 116.83 mm

```

DEFORMATIONSFIGUR



MOMENTDIAGRAM

