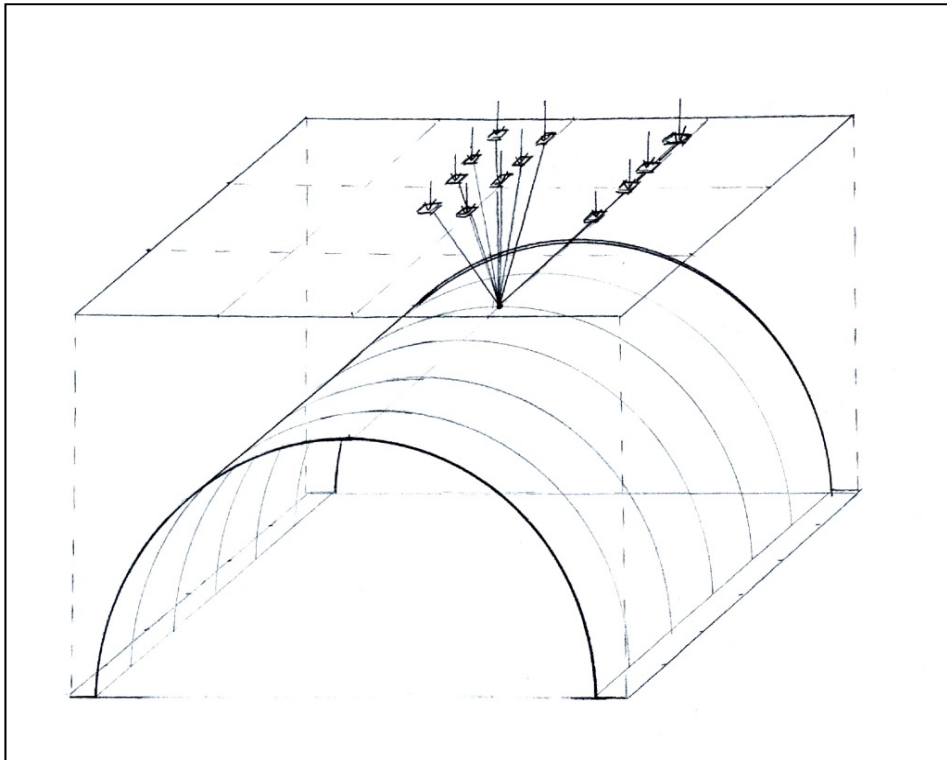




Analys och beräkning av rörbro

- med syftet att främja standardisering av motorvägsöverfarter

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet

Väg och vattenbyggnad

KARL BOHLIN

ANDREAS JONSSON

KARL LAANEMETS

ROBIN SNIBB

Institutionen för bygg- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2014

Analys och beräkning av rörbro

- med syftet att främja standardisering av motorvägsöverfarter

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet

Väg- och Vattenbyggnad

KARL BOHLIN

ANDREAS JONSSON

KARL LAANEMETS

ROBIN SNIBB

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Utgångspunkten i rapporten är att försöka effektivisera byggandet av mindre broar över motorvägar. Vid den här typen av konstruktioner finns det möjlighet för serietillverkning vilket kan medföra ett mer standardiserat brobyggande. I arbetet har rörbroar valts att studeras. En sådan konstruktion ses som intressant eftersom den går att utföra på flera olika sätt men har ännu inte använts i stor utsträckning i Sverige.

Olika koncept har tagits fram och värderats mot varandra med beslutsfattareverktyget ”conceptual design”. Utifrån det har ett slutgiltigt koncept valts och analyserats i form av preliminära beräkningar, i syfte att undersöka om konstruktionen är genomförbar ur teknisk och ekonomisk synvinkel. Den brotyp som valts är en konstruktion med betongstöd och en överdel bestående av korrugerad plåt, där plåten samverkar med omkringliggande material på grund av stålkonstruktionens flexibilitet.

Eftersom syftet med arbetet är att hitta en bro som går att standardisera är beräkningarna gjorda så generella som möjligt. I de beräkningar där det har krävts ett fast värde så har det antagits, vilket har gett det idealiserade fallet som presenteras i beräkningarna. Beräkningarna av stålkonstruktionen utgår ifrån beräkningshandboken ”*Design of soil steel composite bridges*”, en avhandling som behandlar den här typen av rörbrokonstruktioner. Beräkningar är även gjorda på längsgående stöd, i elevation och sektion. Eftersom beräkningarna i arbetet är preliminära dimensioneringar, krävs mer detaljerade beräkningar för att denna bro ska kunna realiseras.

Nyckelord: Rörbro, Industrialisering, standardisering, korrugerad plåt

Omslag:

Principskiss av spänningsberäkning från trafiklast – av Karl Laanemets

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2014

Analysis and calculations of soil steel composite bridges
To benefit standardization of high way crossings

Bachelor Thesis

Building and Civil Engineering

KARL BOHLIN
ANDREAS JONSSON
KARL LAANEMETS
ROBIN SNIBB

Department of Civil and Environmental Engineering
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

The premise of the report is to make the construction of small bridges over highways more efficient. In this type of construction it is possible for serial production which can lead to a more standardized bridge-building. The work has focused on soil steel composite bridges, a construction that is interesting since it can be designed in several different ways but is not yet widely used in Sweden.

Different concepts have been developed and evaluated with the decision tool “conceptual design”. A final concept has been selected to be analyzed in the form of preliminary calculations, in order to investigate if the design is feasible from a technical and economic point of view. The chosen concept is a structure with concrete support and an upper part consisting of corrugated steel. The plate cooperates with the surrounding soil due to the flexibility of the steel structure.

The purpose of this work is to find a bridge that is possible to standardize, hence the calculation is as general as possible. In the calculations a final result is required, so an idealized case has been assumed and presented in the second half of the report.

The calculations of the steel structure is based on the calculating manual “*Design of soil steel composite bridges*”, which deals with this type of culverts. In addition there are preliminary estimations on the longitudinal support, elevation and section. Since the calculation is a preliminary design, more detailed calculations is required for this bridge to be realized.

Key words: Soil steel composite bridge, industrialization, standardization

Förord

Det började som en idé att effektivisera byggandet av broar, ett ämne där vi hade begränsad kunskap, och slutade i resultatet nedan tillsammans med många nya lärdomar och insikter.

Vi vill rikta ett varmt tack till personerna som har tagit sig tid att besvara våra frågor; Anders Bohlin, Rasmus Rempling, Joosef Leppänen, Jan Sandberg, Magnus Wiberg, Oscar Lager, Lydia Lehtonen och Fredrik Thunström.

Innehåll

SAMMANFATTNING	III
ABSTRACT	V
FÖRORD	VII
INNEHÅLL	IX
BETECKNINGAR	XIII
CENTRALA BEGREPP	XIII

1	INLEDNING	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Syfte	1
1.3	Problembeskrivning	2
1.4	Avgränsningar	2
1.5	Frågeställning	2
1.6	Metod	2
2	TEORIBESKRIVNING	4
2.1	Industrialiseringens början	4
2.2	Standardisering inom anläggningsbranschen	4
2.2.1	Begreppen Constructability & Buildability	4
2.2.2	Standardiseringens möjligheter och svårigheter	5
2.3	Industriellt byggande	5
2.3.1	Prefabricerade element	6
2.3.2	Permanent formställning	6
2.4	Beskrivning av rörbrokonstruktioner	6
2.4.1	Definition av rörbro	6
2.4.2	Estetik och utformning	7
2.5	Material för rörbrokonstruktioner	7
2.5.1	Armerad betong	7
2.5.2	Korrugerad plåt	7
2.5.3	Trä	7
2.5.4	FRP – Fiber Reinforced Polymeres	8
2.6	Parametrisering och standardisering av rörbroar	8
2.6.1	Parametrisering	8
2.6.2	Standardisering	8
3	ARBETSMETOD	10
3.1	Framtagning av koncept	10
3.2	Intervjumetod	10

3.3	Beräkningsmetod	10
4	FRAMTAGNING AV KONCEPT	11
4.1	Bedömningsparametrar	11
4.2	Beskrivning av brokoncepten	12
4.3	Viktning av bedömningsparametrar	13
4.4	Viktning av brokoncepten	14
4.5	Utfall av viktningprocessen	14
4.5.1	Urvalsprocess 1	15
4.5.2	Urvalsprocess 2	16
4.5.3	Jämförelse mellan brokoncepten	17
4.5.4	Uteslutning av mindre lämpliga rörbrottyper	17
4.5.5	Valt koncept	17
5	PRODUKTBESKRIVNING	18
5.1	Produktion	18
5.2	Grundläggning och sättningpåverkan	18
5.3	Betongstöd	19
5.3.1	Bottenplattan	19
5.3.2	Betongsarg	19
5.4	Skarvar mellan plåtelement	19
5.5	Anslutning mellan betongstöd och stålbåge	20
5.6	Räckessystem	20
5.7	Dagvattenhantering	20
5.8	Underhåll, inspektion och reparation	20
5.8.1	Lösningar för framtida ökande trafik	20
5.9	Ytterligare möjliga användningsområden	20
5.10	Identifierade risker/svårigheter	20
6	BERÄKNINGSMODELL	22
6.1	Ingångsparametrar	23
6.2	Kraftspel	23
6.2.1	Fyllnadsmassornas bidrag till bågens styvhet	24
6.2.2	Fyllnadsmaterialets spänningsfördelning	26
6.3	Laster och lastkombinationer	27
6.3.1	Regelverk	27
6.3.2	Tillämpade och försumbara laster	27
6.3.3	Trafiklastens påverkan på stålbågen	28
6.3.4	Trafiklast enligt Eurocode	28
6.3.5	Lastkombinationer	29

7	BERÄKNINGSDEL – STÅLBÅGE	30
7.1	Modell för beräkning	30
7.1.1	Beräkningsförfarande	30
7.2	Brotts- och bruksgräns	30
7.3	Beräkning av stålstångens geometri	30
7.3.1	Beräknade mått på stålstången	32
7.4	Beräkning av trafiklast	34
7.4.1	Trafiklasten	35
7.5	Normalkraftsberäkningar	35
7.5.1	Beräkning av normalkraft på grund av jordtryck	36
7.5.2	Beräkning av normalkraft på grund av trafiklast	36
7.6	Dimensionerande normalkraft	38
7.6.1	Normalkraft i brottsgräns	38
7.6.2	Normalkraft i bruksgräns	38
7.7	Momentberäkningar	38
7.7.1	Moment på grund av uppfyllnadsmaterial	38
7.7.2	Moment på grund av täckande fyllnadsmaterial	39
7.7.3	Moment på grund av trafiklast	40
7.8	Totalt moment i bågen	41
7.9	Dimensionerande moment i stålstången	42
7.9.1	Moment i brottsgräns	42
7.9.2	Moment i bruksgräns	42
7.9.3	Momentets fördelning i bågen	43
7.10	Val av dimension på plåten	43
7.11	Beräkning av skruvförband	45
7.12	Sammanställning - Beräkningen av stålstången	46
8	BERÄKNING AV BETONGSTÖDENS TVÄRSNITT	47
8.1	Ytterstöd	47
8.1.1	Beräkningsförfarandet vid dimensionering av stödet	48
8.2	Mittstöd	48
8.3	Beräkningsresultat	49
8.4	Deformation av ytterstöd	49
8.4.1	Bedömning av stångens slankhet	49
8.4.2	Beräkning av dimensionerande moment	50
8.4.3	Beräkning av momentkapacitet	50
8.4.4	Beräkningsresultat	51
9	DIMENSIONERING AV YTTERSTÖDETS ARMERING	52
9.1.1	Beräkningsförfarande	52
9.2	Täckande betongskikt	52

9.3	Minimiarmering	52
9.4	Dragkraftsbehov	53
9.5	Tvärkraftsarmering i sargen	54
9.6	Förankring av sargens armering	55
9.7	Skarvning av sargens armering	56
9.8	Tvärkraftsarmering i bottenplattans innertass	57
9.9	Förankring av armering i bottenplattans innertass	57
9.10	Tvärkraftsarmering i bottenplattans yttertass	58
9.11	Förankring av armering i bottenplattans yttertass	59
9.12	Armeringens fördelning	59
10	BERÄKNING AV BETONGSTÖDET I ELEVATION	61
10.1	Beräkning av dragarmeringens placering i mittstödet elevation	61
10.2	Beräkning av hög balk	61
10.3	Beräkningsförfarande	61
10.4	Beräkningsfall	62
10.5	Risk för glidning	62
10.6	Kontroll av minimiarmering	62
10.6.1	Kraftlinjemetod	62
10.7	Fackverksmodell för hög balk	63
10.7.1	Beräkning av armeringsmängd i noder	65
10.7.2	Kontroll av krossning i noderna	66
11	SLUTSATS	68
12	DISKUSSION	69
12.1	Intervju	69
12.2	Konsekvenser av urvalsprocess	69
12.3	Konsekvenser av kunskapsbrister	69
12.4	Fyllnadsmaterialets påverkan på stöden	69
12.5	Beräkning av normalkraftsfördelning	70
12.6	Optimering av geometri	70
12.7	Nackdelar med konceptet	70
13	REFERENSER	71

Beteckningar

- AMA 10 - Allmän material- och arbetsbeskrivning, 2010 års upplaga. Utgiven av Svensk Byggtjänst
- SS-EN 19XX - Eurocode, är en europeisk standard för dimensionering av konstruktioner.
- TRVK BRO 11 - "Tekniska råd och Krav", utgivet av Trafikverket. Finns bl.a. i versionerna "väg" och "bro".
- TRVFS – "Trafikverkets författningssamling", utgivet av Trafikverket
- GC - Gång- och cykel

Centrala begrepp

Överfart - Avser den väg som passerar över bron.

Bågelement - Ett bågelement syftar i denna rapport en konstruktionsdel som är en del av en cirkelbåge. Elementen bildar tillsammans en sektion.

Sektion - En sektion har ett tvärsnitt i form av en halvcirkel eller en sammansättning av olika cirkelradier som bildar en halvbåge. Sektionerna kan vara av varierande bredd beroende på konstruktion, och kopplas samman till ett längre halvrör.

Sarg – Stödets vertikala del som hindrar fyllnadsmaterial från att rasa in mot körbanan.

Bottenplatta – Stödets grundfundament som ska fördela laster ner i underliggande bärlager.

Innertass – Den del av bottenplattan som vetter mot körbanan.

Yttertass – Den del av bottenplattan som vetter mot fyllnadsmassan.

Parametrisering – Processen att definiera de nödvändiga parametrar som krävs för att skapa en fullständig specifikation av en modell. I rapporten syftar begreppet till att skapa en modell som går att förändra efter givna förutsättningar.

1 Inledning

I det inledande kapitlet ges en grundläggande bakgrund till konceptet och frågeställningen upp. Metoden för arbetet, syftet med rapporten samt begrepp, förkortningar och allmän information om prefabricering och standardisering finns samlat nedan.

1.1 Bakgrund

Det finns en vilja av att industrialisera byggandet, i syfte att effektivisera projekterings- och produktionsskedet och därmed minska kostnader, förkorta ledtiderna och minska miljöpåverkan¹. Viljan att utveckla ett mer industriellt byggande har gjort att forskning och nya innovationer inom området har blivit viktig (Harrysson 2008). Anläggningsbranschen ligger efter i utveckling och användning av nya arbetsmetoder och material i jämförelse med andra branscher inom byggindustrin.

Det är viktigt att beakta redan etablerade material och tekniker då dessa ofta är väl beprövade och inarbetade. Med en kombination av gamla etablerade och nya innovativa material, tekniker och arbetsätt har anläggningsbranschen möjlighet att industrialisera och effektivisera hela byggprocessen. En möjlighet att industrialisera brokonstruktioner är genom parametriserade och standardiserade koncept och att samtidigt använda sig av prefabricerade element istället för de konventionella arbetsmetoderna.

Vid byggnation av nya motorvägar och utbyggnad av landsvägar till motorvägar krävs det ofta många överfartsbroar, vilket leder till möjlig serietillverkning. En tumregel är att det längs en motorvägssträckning behövs en överfart per kilometer². Detta möjliggör en effektiv serietillverkning av överfarterna längs en vägsträckning om hela etappen utförs av samma aktör.

Rapporten fokuserar på utveckling av ett koncept för planskilda korsningar i form av en rörbro. Detta med anledning av den potential som ses vid produktionsmetoden av rörbroarna, då elementen kan standardiseras och har en möjlighet att förtillverkas i fabrik. Konceptet är flexibelt i sin utformning med avseende på både spannlängder och bredden på överfarten. Bågarna täcks av krossmaterial, vilket bidrar till den bågverkan som ska ta upp krafterna från överfarten. Det minskar åtgången på byggnadsmaterialen och medför på så vis en lägre materialkostnad, samt en förmodat lägre totalkostnad.

1.2 Syfte

Arbetet har ett produktbaserat perspektiv och syftar till att analysera och preliminärberäkna ett rörbrokoncept. Konceptet ska vara en produkt som möjliggör en mer industrialiserad projektering och byggande av broar som korsar motorvägar, järnvägar och större riksvägar. Genom att arbeta fram en standardiserad konstruktion

¹ Lydia Lehtonen (Projektledare, Trafikverket) intervjuad den 25 februari 2014

² Jan Sandberg (Brokontrollant, Brokontroll AB) intervjuad den 25 februari 2014

som kan produceras på ett effektivt sätt skapas möjligheten att serieproducera och på så sätt tjäna på de storproduktionsfördelar som det innebär.

1.3 Problembeskrivning

Ett flertal försök har gjorts i Sverige att skapa serieproducerade brokoncept. NCC och Vägverket (nuvarande Trafikverket) har utvecklat egna koncept på parametriserade bromodeller, som var tänkta att effektivisera både projekterings- och produktionsprocessen (NCC 2010). NCC utvecklade på 80-talet konceptet NCC bron och den byggdes på ett drygt tiotal platser i Sverige. Konceptet utvecklades senare till NCC MontagebroTM (Eriksson & Jacobson 2009), men har ännu inte fått det genomslaget som planerades.

Serieproduktion i husbyggnadsbranschen har utvecklats mycket de senaste decennierna, men trots flera försök har utvecklingen inte gått åt samma håll på anläggningssidan. Svårigheten att implementera nya koncept på den svenska marknaden gör att konceptet som tas fram måste vara väl fungerande från början för att inte få ett dåligt rykte.

1.4 Avgränsningar

Den inriktningen som är vald är att undersöka korsande broar över motorvägar. Det är där potentialen är stor för att få fram en serieproduktion av en bro, eftersom det är inom ett sådant projekt det byggs flera broar av samma karaktär. I ett första stadium är alla tänkbara material, som betong, trä, stål, komposit och glasfiber, m.m. aktuella i konceptet. Under arbetets gång bestäms vilket material bron ska konstrueras i. I beräkningsdelen är arbetet avgränsat till att ta upp preliminära beräkningar, i syfte att se om den valda konstruktionen är tekniskt genomförbar. Där kontrolleras värsta fallen för de olika konstruktionsdelarna beroende på vilken del som beräknas.

1.5 Frågeställning

Är konceptet som är framtaget tekniskt genomförbart? Håller konstruktionen för de förutsättningarna som krävs för en motormägsöverfart?

Går det att helt parametrisera en motorvägsöverfart? Finns det någonting som förhindrar att ett datorprogram, med givna förutsättningar, beräknar en optimal konstruktion?

Kan en motorvägsöverfart prefabriceras? Hur stor del av konstruktionen kan tillverkas i fabrik och hur mycket behöver utföras på byggplatsen?

Är det möjligt att implementera ett standardiserat koncept på marknaden? Vad har branschen för inställning till att bygga på ett mer industrialiserat sätt? Vilka för- och nackdelar ser de olika aktörerna med ett parametriserat koncept?

1.6 Metod

Med hjälp av studiebesök och undersökning av olika rörbrotyper, sakkunnigas utlåtande, relevant litteratur, gruppens idéer och samlade kunskaper, har brokoncepten

arbetas fram. Dessa koncept har jämförts mot olika parametrar med beslutsfattarmodellen “conceptual design”. Det har används som beslutsunderlag för att kunna välja ut det mest lämpade alternativet av de olika brokoncepten.

2 Teoribeskrivning

Nedan beskrivs den utgångspunkt som är grunden till framtagningen brokoncepten. Här beskrivs vilka svårigheter och möjligheter som följer med standardisering och industrialisering och vad som konkret kan göras för att hantera dessa.

2.1 Industrialiseringens början

På 1940-talet efter andra världskrigets slut började idén om att effektivisera byggandet ta form med de kommunala bostadsbolagen som drivande part. Marknaden var vid denna tid utsatt för omfattande kartellbildning vilket drev upp kostnaderna i samband med byggnationer. Effektiviserandet av byggnationstekniken drevs också av att stora delar av Europa stod i ruiner efter kriget med ett gigantiskt behov av återuppbyggnad av bostäder och infrastruktur. Dessa faktorer stod till grund för utvecklingen av ett industriellt byggande.

På 1950-talet uppmärksammades bostadsbristen i Sverige vilket medförde att en massiv bostadsproduktion inleddes under 1960-talet i det så kallade miljonprogrammet. Detta ledde till att behovet av prefabricerad produktion ökade kraftigt. I dessa konstruktioner prioriterades framförallt den tidsmässiga aspekten av industriellt byggande och mindre fokus lades på kvalitet och boendemiljöer. Denna massproduktion av bostäder har haft negativa konsekvenser då den skadat anseendet av att bygga industriellt i stor skala. Det finns anledning att tro att 1960-talets massproduktion av bostäder med bristande kvalitet har satt käppar i hjulet och bromsat utvecklingen av industriellt byggande i Sverige (Fernström 1998).

2.2 Standardisering inom anläggningsbranschen

Industrialiseringen av byggsektorn är vida omdebatterad i media och nämns ofta som den åtgärd vilken bör vidtas för att öka produktiviteten (Emborg, Simonsson 2007). För att lyckas uppnå en mer industrialiserad process kan inte fokus enbart ligga på produktionsapparaten. Hela processen måste hanteras från idé till färdig konstruktion. Användandet av industrialiserade produktionsmetoder, t.ex. prefabricering, är dock viktigt och avgörande för utvecklingen av konkurrenskraftigheten i Sverige (Ojanen et al. 2010). Moderna konstruktionsmetoder, såsom off-site tillverkning, utnyttjar tekniskt avancerade prefabriceringsprocesser. Dessa tillsammans med högpresterande byggmaterial medför en förbättrad byggkvalitet och effektivitet.

2.2.1 Begreppen Constructability & Buildability

För att lyckas med att standardisera och industrialisera byggsektorn måste alla parter involveras redan i ett tidigt skede för att samarbeta. Tillsammans bör de om möjligt identifiera och åtgärda fel och brister i byggprocessen. Olika system baserade på forskning och erfarenheter har arbetats fram för att beskriva tillvägagångssättet, två av dessa system är *buildability* och *constructability*.

Begreppet "Buildability" dök först upp 1979 då ett forskningsprogram genomfördes för att identifiera de största problemen inom byggbranschen (Chan et al. 2001). Forskningen leddes av the Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) of United Kingdom vilka definierade begreppet buildability som: "*the extent to which the design of building facilities ease of construction, subject*

to the overall requirements for the completed building". Begreppet beskriver vikten av att redan i ett tidigt stadium eftersträva enkla och lätthanterliga lösningar inom ramen för den befintliga konstruktionen. Designen ska därmed utformas så att efterkommande processer på ett enkelt sätt kan genomföras.

Ungefär samtidigt dök begreppet "Constructability" upp i USA, som ett resultat av forskning utförd av the Construction Industry Institute (CII). CII definierar constructability som: *"a system for achieving optimum integration of construction knowledge and experience in planning, engineering, procurement and field operations in the building process and balancing the various project and environmental constraints to achieve overall project objectives"*. Detta innebär att bibehållen kunskap och erfarenhet från tidigare projekt ska skapa en kontinuitet i arbetet.

2.2.2 Standardiseringens möjligheter och svårigheter

Det föreligger risk för upprepning av felaktigheter då varje konstruktion är unik i sitt slag (Illingworth 2000). För att minska komplexiteten i byggprocessen har en mängd standardkomponenter och standardprodukter utvecklats vilket för med sig att det blir svårt med nytänkande och innovativa idéer kopplade till en optimering av hela byggprocessen (Holroyd 2003).

Vid prefabriceringen av broar ges möjlighet att utnyttja standardiseringens fördelar; lägre tillverkningskostnader, färre samverkans- och toleransproblem, kortare byggtid och mer effektiv forskning och utveckling av komponenter (Holroyd 2003). Vid större projekt kan prefabriceringen utnyttjas på de delar av bron som är möjliga att förtillverka och vid mindre projekt kan prefabriceringstekniken utnyttjas fullt ut.

De hinder som har identifierats för att en storskalig industrialisering av byggprocessen skall vara genomförbar är: brist på upprepningsmöjligheter, strikta normer och regler, utförandeentreprenader, statliga regleringar samt den befintliga konservatism som finns inom infrastruktursektorn (Larsson 2012). Industriellt byggande kommer ha svårt att få fotfäste i byggsektorn så länge den associeras med nackdelar såsom antagandet om kvalitetssänkning och brister i gestaltning.

Enligt Jan Sandberg¹ verkar det dock råda meningsskiljaktigheter mellan vad teoretikerna vill uppnå med standardiserade produkter och vad byggindustrin i dagsläget har kompetens att tillverka. Ytterligare en begränsning för prefabricering av broar är att det i dag är svårt att säkerställa tillfredställande kvalitet genom hela kedjan av producenter. Trots att samordning mellan projektets olika parter sker initialt i projekt så finns det en tendens till att de bestämda förutsättningarna frångås vid tillverkning och montering av bron. Denna problematik gör att det i dag enligt Sandberg är lättare att säkerställa tillfredställande kvalitet vid en platsbyggd konstruktion. Sandberg nämner stålindustrin som ett bra exempel där prefabriceringen fungerar, möjligen för att aktörerna är vana vid precisionsbyggnad.

2.3 Industriellt byggande

Inom byggsektorn är prefabricering en central del i utvecklingen av industriellt byggande eftersom tillverkningen sker i en miljö som är lämpad för en effektiv produktion (Boverket 2008). Andra viktiga faktorer för att uppnå ett industriellt

¹ Jan Sandberg (Brokontrollant, Brokontroll AB) intervjuad den 25 februari 2014

byggande är att processer struktureras, teknik standardiseras och att kunskap återförs till processerna.

2.3.1 Prefabricerade element

En av de största fördelarna med prefabricerade element är tidseffektiviteten, men för att uppnå detta är det viktigt att enkla och lätthanterliga lösningar eftersträvas i samtliga delar av byggprocessen, från design till tillverkning, transport och uppförande (International Federation for Structural Concrete 2008). Den främsta skillnaden mellan plastgjutna och prefabricerade element är dess strukturella kontinuitet. Kontinuiteten i platsgjutna konstruktioner är en direkt konsekvens av tillverkningsförfarandet. För prefabricerade konstruktioner måste det finnas ett medvetet genomförande för att säkerställa kontinuitet när prefabricerade element fogas samman.

2.3.2 Permanent formställning

Formställning är den konstruktion som håller betongen på plats till dess att den har tillräcklig bärförmåga att stödja sig själv. Formställningar består ofta av temporära träkonstruktioner tillverkade på plats, vilka har en låg materialkostnad men kräver många arbetstimmar att tillverka. I en studie utförd av Ojanen m.fl. vid Luleå Tekniska Universitet har en vägsträcka undersökts där 115 broar skulle byggas, 110 av dessa var av olika slag (Ojanen et al. 2010). Enligt studien är den initiala kostnaden (material- och logistikkostnad) för formställningen endast 6 % av den totala kostnaden medan arbetskostnaden uppgick till hela 17 %.

Permanenta former används till största del endast i byggnationer av hus, men skulle också kunna användas i större utsträckning vid brobyggnad (Ojanen et al. 2010). Några fördelar med permanenta formställningar är att byggtiden förkortas väsentligt, trafikstörning blir mindre samt att det kräver färre mantimmar. Nackdelar med denna metod är dock en ökande materialkostnad och de logistiska utmaningar den medför på grund av att stora element ska anlända vid en bestämd tid.

2.4 Beskrivning av rörbrokonstruktioner

Olika typer av trummor används vid vägbyggen, både i Sverige såväl som utomlands (Pettersson 2007). Trummorna kan bestå av olika material, som betong, stål eller plast. I och med att erfarenheten och kunskapen kring dessa vuxit har också dimensionerna ökat, i synnerhet för trummor av korrugerad plåt. I takt med att spännvidden successivt ökat har dessa trummor mer och mer börjat likna broar. I Sverige betecknas därför de större av dessa konstruktioner som *rörbroar*.

2.4.1 Definition av rörbro

I en rapport skriven av Vägverket, Bro 2004, beskrivs rörbroar enligt: *“Bro, som genom samverkan mellan rör och jord, ges erforderlig bärförmåga och där rörets tvärsektion har en radie som är konstant eller föränderlig över tvärsnittet”*, vilket det gör om valvet byggs i ett flexibelt material som stål. Det finns även andra rörbrotyper där rör och jord inte samverkar, t.ex. betongrör eller multipelkonstruktion i betong (Vägverket 2004). Betongrör innebär förtillverkning av rör med armerad betong som har antingen cirkulär eller nästan cirkulär tvärsektion. Multipelkonstruktioner betyder att röret består av förtillverkade element som sätts samman till en tvärsektion, dessa element är antingen tillverkade av stål eller armerad betong. En variant är Matière-

tunneln som består av bottenplatta, takplatta och väggelement i betong som gjuts ihop på plats för att få kontinuitet i konstruktionen (Vägverket 1996). Fogarna mellan takplatta och väggelement är därför placerade på de ställen där momenten är små.

2.4.2 Estetik och utformning

En rörbrokonstruktion ger liknande intryck som en tunnel. De har runda former där stor del av konstruktionen dold. I och med att fyllnadsmaterialet täcker konstruktionen finns det möjlighet att plantera växter på bron. Det skapar en potential att ge bron en naturlig känsla, vilket gör att den här typen av bro ofta används som viltpassage. En faktor som skiljer olika rörbroar åt är brons avslutande tvärsnitt som går att utforma på olika sätt - antingen släntade eller med vertikala murar. Slänterna går att utforma på olika sätt, med t.ex. växter, sten eller grusläggning. Med vertikala murar finns det möjlighet att t.ex. gjuta en mur och klä med gabion, tegel eller natursten.

2.5 Material för rörbrokonstruktioner

Här presenteras olika tänkbara material som kan användas till rörbrokonstruktioner. Rörbroar som byggs idag är av olika material och olika konstruktionstyper. På E45 mellan Göteborg och Trollhättan har det byggts fyra rörbrokonstruktioner - i två riktningar, totalt åtta rör - med platsgjutna betongsargar tillsammans med korrugerad stålkonstruktion som överbyggnad. I Norge har det byggts helt platsgjutna rörbrokonstruktioner. De olika materialen som finns att tillgå har olika fördelar i den här typen av konstruktion.

2.5.1 Armerad betong

Eftersom vissa rörbrokonstruktioner leder stora delar av lasterna genom tryck så är betong ett lämpligt material att använda i denna typ av konstruktion. Armerade betongkonstruktioner har också en hög beständighet och är ett välkänt material för entreprenörer. Nackdelen är att betongkonstruktioner blir tunga och är relativt svåra att producera snabbt.

2.5.2 Korrugerad plåt

Den här typen av konstruktion är lätt, vilket gör att den enkelt kan lyftas på plats och därmed monteras snabbt. Nackdelarna är att stålet är exponerat mot klimatangrepp, vilket ställer krav på ytbehandling för att uppnå rätt korrosivitetsklass (Trafikverket 2011). Det ställs också ett stort krav på entreprenören vid uppfyllnad av kringliggande material, för att inte få snedbelastning i konstruktionen, eftersom plåten i sig inte är så styv¹.

2.5.3 Trä

Trä är ett material som det finns god tillgång på i Sverige, är estetiskt tilltalande och ett väletablerat konstruktionsmaterial. Trä i rörbrokonstruktioner används vanligtvis inte på grund av dess känslighet mot fukt. För att detta material ska kunna användas ställs det stora krav på att utfyllnadsmaterialet är skilt från konstruktionen med en fuktspärr och att konstruktionen skyddas från väderexponering så att fuktkvoten i materialet hålls på en nivå att röta och angrepp inte kan uppstå (Trafikverket 2011).

¹ Jan Sandberg (Brokontrollant, Brokontroll AB) intervjuad den 25 februari 2014

2.5.4 FRP – Fiber Reinforced Polymeres

FRP (*Fiber Reinforced Plastic* eller *Fiber Reinforced Polymer*) är en relativt ny produkt. Den består av fibrer som binds samman av ett lim baserat på polyester, vinylester, fenol, epoxi eller polyuretan. FRP-materialet kan vara förstärkt med kolfiber, glasfiber, basalt, aramid eller en kombination av dessa. Fibrerna kan vara korta och blandas i materialet, eller långa (kontinuerliga) och flätas samman i en profil som limmas ihop och dras ut genom "pultrusion" (Fiberline 2014).

Materialet har inte använts på den här typen av brokonstruktioner, så av den anledningen är det intressant att undersöka vilka möjligheter dessa material har för rörbrokonstruktioner. Konstruktionsmässigt har det goda egenskaper i form av låg densitet men samtidigt hög hållfasthet och styvhet. Problematiken med att det är ett nytt material är att det saknas långtidsstudier och en Eurocode för dimensionering. Ytterligare en riskfaktor är materialets känslighet mot värme, vilket gör att det är problematiskt att klara brandkraven¹.

2.6 Parametrisering och standardisering av rörbroar

Inom ramen för arbetet så har olika rörbrokoncept analyserats med målsättning att ta fram en rörbro som går att bygga industriellt med hjälp av effektiv projektering och hög prefabriceringsgrad. Enligt Sandberg² så är en tumregel vid motorvägsbyggande att det går ungefär tio broar per mil. Det inräknar då planskilda korsningar och olika överfarter vid trafikplatser. Rörbron som tas fram har möjlighet att förenkla vid byggandet av nya vägsträckor då den skall vara applicerbar på flera olika typer av planskilda korsningar längs en motorväg.

2.6.1 Parametrisering

En konceptuell idé är att rörbron ska parametriseras utefter de svenska standarder som finns på olika vägtyper. Beställaren skall då på egen hand kunna uppsöka en webportal där det går att fylla i de förutsättningar som gäller vid den tilltänkta överfarten. Utifrån det genereras en offert på vad bron kommer att kosta och hur konstruktionen kommer att se ut, för att vid köp erhålla konstruktionsritningar. I portalen ska beställaren ha möjlighet att fylla i spannlängd, geotekniska förutsättningar, skärning/bankning på väg, överfartens bredd och standard. I portalen ska det också vara möjligt att välja olika estetiska utformningar, t.ex. växtbegräddning, sidor av gabionmur, olika räckessystem, typ av belysning m.m.

2.6.2 Standardisering

En hög standardiseringsgrad ger en effektiv projekteringsprocess. Detta uppnås genom att ha en parametriserad beställningsform, som beskrivs ovan. Produktionsvolymen kommer att motivera den större initialkostnaden som följer med framtagningen av detta koncept. Det blir ett mer producentbaserat perspektiv på byggnation av broar, där brokonceptägaren kan ses som säljare av färdiga produkter.

¹ Valbona Mara (Doktorand, Bygg- och miljöteknik, Konstruktionsteknik) föreläsning den 20 februari 2014

² Jan Sandberg (Brokontrollant, Brokontroll AB) intervjuad den 25 februari 2014

Som följd av att samma rörbrotyp produceras i större kvantiteter så ges möjlighet att genom forskning, utveckling samt uppföljningsarbete bedriva ett kontinuerligt utvecklande av rörbron och av kompetensen hos de inblandade parterna.

De ekonomiska fördelarna är främst kopplade till serieproduktion, såsom billigare projektering, mindre spill och god kompetens bland yrkesarbetare knutna till de olika momenten. Ytterligare en fördel är att en effektiv byggprocess ger en snabbare avkastning på investerat kapital.

3 Arbetsmetod

I avsnittet nedan presenteras de metoder som har använts för att komma fram till resultatet i rapporten.

3.1 Framtagning av koncept

Under arbetets gång har totalt nio koncept arbetats fram och jämförts utifrån viktade parametrar som representerar de önskemål och krav som finns. Denna viktning har utgått ifrån antaganden, då det inte har funnits kapacitet att ta fram nyckeltal till varje parameter. Tre koncept har tagits fram för en mer ingående analys. Utifrån dessa tre koncept gjordes utförligare undersökningar vilket ledde till att ett slutgiltigt koncept valdes. Under dimensioneringsarbetet har ny information uppkommit och därmed har viktningen reviderats.

3.2 Intervjumetod

Fyra företag har intervjuats för detta arbete, samtliga involverade i ett bygge av en rörbro mellan Göteborg och Trollhättan. För att få en så bred bild av projektet som möjligt har olika aktörer intervjuats som konstruktörer, beställare, brokontrollant och säljare.

Under de intervjuer som har genomförts så har en semistrukturerad intervjumetod används, enligt Bryman och Bell (2005). Frågorna hölls öppna, för att den intervjuade skulle tillåtas tala fritt kring ämnet och därmed ge ytterligare information utöver svaren på de ställda frågorna. De intervjuade hade i förväg fått information och frågor för att kunna förbereda sig, och plocka fram relevant material. Flera av de intervjuade valde att gå igenom hela projekteringsprocessen utifrån deras synvinkel, vilket gav en heltäckande bild av hur olika intressenter ser på ett såpass stort projekt.

3.3 Beräkningsmetod

Beräkningar omfattas av en preliminär dimensionering av ett generellt fall där huvudsyftet är att kontrollera om konstruktionen är genomförbar. Det har av den anledningen delvis används olika förutsättningar för olika dimensioneringar eftersom syftet med beräkningarna är att kontrollera om konstruktionen fungerar för de värsta fallen. Det som skiljer de olika fallen åt är framförallt grundläggningsförhållandena, varför en dimensionering har gjorts utifrån två olika antaganden. Det ena, att förhållandena är goda och att sättningar inte kommer ske eller att de kommer ske jämnt. Det andra är att förhållandena är medelgoda eller dåliga, då behöver stöden pålas och konstruktionen modelleras som en fritt upplagd hög balk på tre stöd.

4 Framtagning av koncept

Utifrån beslutsfattarverktyget “conceptual design” valdes en rörbrotyp ut som har konstruerats mer detaljerat. I detta kapitel följer en sammanställning av urvalsprocessen.

4.1 Bedömningsparametrar

Utifrån den vision som konceptet grundar sig i togs ett antal parametrar fram som belyser de kriterier som sätts på konceptet och som beskrivs i tidigare kapitel.

De parametrar som har utvärderats är:

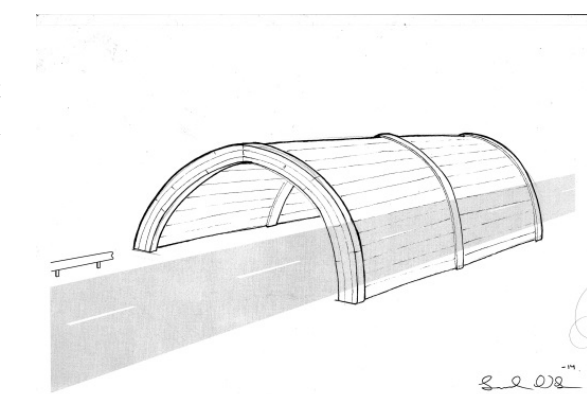
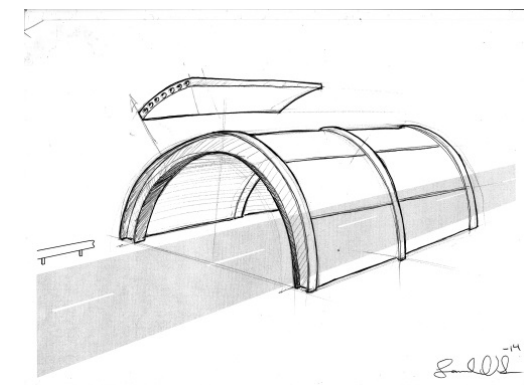
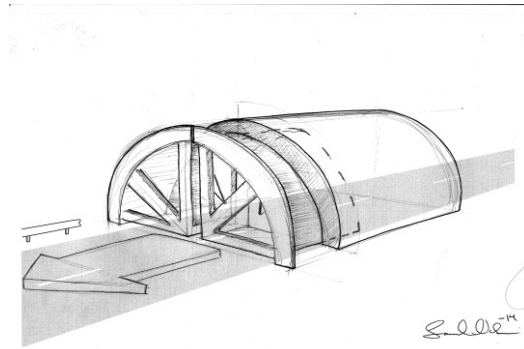
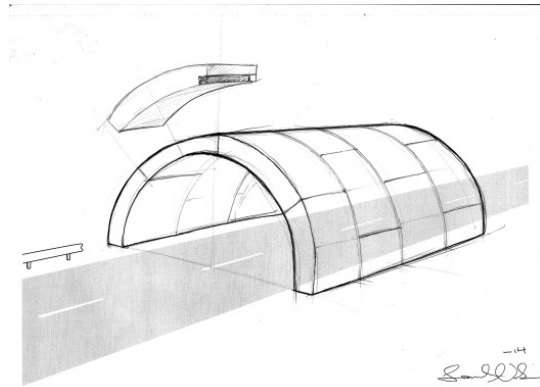
- *Produktionstid*: Den tid det tar att producera bron.
- *Transportbarhet*: Behöver bron transporteras i så stora delar att det krävs specialtransport. Detta skulle innebära extrakostnader.
- *Transporteffektivitet*: Samtliga lastbilsslag som krävs för att transportera material och komponenter.
- *Flexibel i utformning*: En av visionerna med konceptet är att bron ska kunna anpassas till olika situationer och platser. Det kräver flexibilitet av längder, spännvidder och grundläggning.
- *Beständighet*: Bron ska ha en teknisk livslängd på minst 80 år. Finns det uppenbara risker/svagheter i konstruktionen.
- *Underhållskostnader*: Hur stort blir underhållet över konstruktionens livslängd?
- *Monterbarhet*: Denna punkt avser hur många mantimmar som krävs för att uppföra bron.
- *Pris*: Vad är material- och produktionskostnaden för bron?
- *Olyckor (materiella skador)*: Hur ser olycksrisken ut. Finns det konstruktionsdelar i konceptet som är uppenbara svagheter? Vad blir konsekvenserna av en eventuell olycka?
- *Olyckor (personskador)*: Vad händer med fordon och passagerare vid en eventuell påkörning?
- *Störning*: Hur stor blir störningen på befintlig trafik om det gäller en ny överfart över en gammal väg?
- *Miljövänlig*: Hur miljövänlig är bron? Fokuserar mest på uppfattningen om hur stor miljöpåverkan de olika byggnadsmaterialen har.
- *Livslängd*: Kan alla rörbrokoncepten uppfylla kravet på 80 år, eller är den tekniska livslängden begränsad?
- *Design/Estetik*: En subjektiv bedömning över estetiken.
- *Grundläggning*: I hur stor omfattning koncepten kräver grundläggningsåtgärder.
- *Materialutnyttjande*: Beror av hur stort spillet blir vid tillverkning.

4.2 Beskrivning av brokoncepten

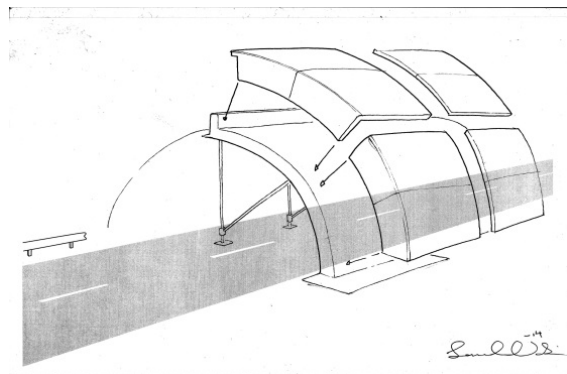
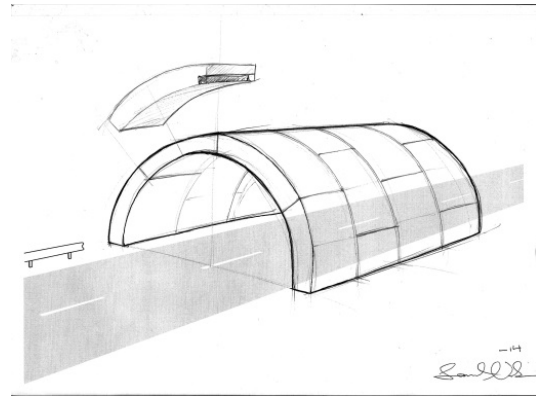
Nio olika varianter av valv/rörbroar har utvärderats. De har i grund och botten samma geometriska utformning, användningsområde, samma bärande principer och är alla täckta med krossmaterial för överfartsbanan. De skiljer sig åt i material och tillverkningsmetod.

Brokoncepten som har utvärderats är:

- *Multipelkonstruktion av betong:* En multipelkonstruktion av prefabricerade betongelement som monteras ihop till en rörbro. Där ställs stora krav på skarvarna mellan elementen och att monteringen är enkel och att den blir noggrant utförd.
- *Glidgjuten rörbro:* Genom att använda en återanvändbar glidgjutform undviks en stor del av formbyggnationen. Gjutning sker på plats i etapper.
- *Stålform:* Ett alternativ med färdiga formsystem som går att återanvända.
- *Rörbro med stålbåge och hålelement:* En konstruktion som går ut på att ett hålbjälklag ligger ovanpå en bärande konstruktion av stålbalkbågar.
- *Konstruktion med betongstöd och korrugerad plåt:* En konstruktion som består av en välvd plåt som lyfts upp av längsgående skivstöd i betong. Eftersom plåten är flexibel så samverkar den med omkringliggande fyllnadsmaterial, tillskillnad från övriga koncept.
- *Gummitäckt träbåge:* Ett flertal träbågar överbyggda med träbalkar. Täckt av gummimattor eller annat täcksikt för att undvika fukt i kontakt med träet.



- *Korrugerad plåttunnel:* En välvd plåt som ensam står som brons bärande element. Ett koncept som används idag, men då oftast till GC-tunnlar under vägar eller till vattendrag.
- *Valv uppbyggt av FRP:* Förtillverkade delar som monteras ihop på arbetsplatsen.
- *Återanvändbar glasfibergjutform:* Förtillverkad form som stadgas på arbetsplatsen för att sedan fyllas med betong (möjligen fiberförstärkt). Tillverkningen av formen är inspirerad av båtskrovstillverkning.



4.3 Viktning av bedömningsparametrar

Parametrarna beskrivna i avsnitt [4.1] viktades mot varandra, två och två. Det resulterade i en matris med plus/minustecken och nollor i diagonalen där parametrarna viktas mot sig själva. Plustecknen adderas samman och ger en summa, vilken sedan multipliceras med poängsättningen av broarna i respektive kategori.

Tabell 1 - Utfall av parameterviktning

	Summa efter viktning
Produktionstid	5
Transportering	12
Transporteffektivitet	1
Perametriserbarhet	11
Klimattålig	12
Underhåll	10
Monterbarhet	4
Pris	14
Olyckor (Material)	15
Olyckor (Person)	16
Störning	3
Miljö	6
Livslängd	10
Estetik	7
Grundläggning	8
Materialutnyttjande	2

De kategorier som fick högst viktning är olycksriskerna och hållbarheten. Det förutsätts att samtliga konstruktioner uppfyller dessa krav. Det som sedan hamnar i fokus är priset, både initialkostnaden och underhållskostnaden, men även önskemålet att undvika specialtransporter. Det innebär att alla koncept skall konstrueras på ett sådant sätt att de ska kunna transporteras i delar som får plats på ett vanligt lastbilsflak. Flexibiliteten, och estetiken får också relativt höga poäng.

4.4 Viktning av brokoncepten

De olika koncepten viktas approximativt mot parametrarna på en skala från 1 till 5, där en 5:a är "mycket bra" och en 1:a betyder "högst bristfällig". Denna viktning ska ge en fingervisning hur koncepten uppfyller kraven som kan användas som underlag i beslutstagande.

4.5 Utfall av viktningprocessen

Utifrån verktyget "conceptual design" reducerades antalet koncept ner från nio till tre. Dessa undersöktes noggrannare och jämfördes mot varandra.

4.5.1 Urvalsprocess 1

Den poäng som varje brokoncept erhöll i varje kategori multipliceras sedan med det antal plustecken den parametern fick i den viktningen. Poängen adderas sedan samman till en slutsumma enligt följande:

Tabell 2 - Resultat av urvalsprocess 1

Jämförelseparametrar	Viktning	Multipelkonstruktion btg	Glidgjutning	Stålför	Stålbåge/hålelement	Betongstöd+Korrugerad plåt	Tråbåge	Plåtkonstruktion	Komposit	Glasfiberform
Produktion	5	5	2	2	4	3	4	5	5	3
Transporterbarhet	12	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Transporteffektivitet	1	3	2	2	4	3	5	5	5	3
Parametriserbarhet	11	5	5	5	5	5	3	3	4	5
Klimattålig	12	4	5	5	3	3	2	3	5	5
Underhållskostnader	10	4	4	4	3	4	2	4	5	2
Monterbarhet	4	4	1	2	4	3	4	5	5	3
Pris	14	4	3	3	4	4	5	5	2	3
Olyckor (materiel)	15	3	4	4	4	5	1	2	2	4
Olyckor (person)	16	4	4	4	4	4	3	4	5	5
Störning av trafik	3	4	2	2	4	3	3	2	4	3
Miljövänlig	6	3	3	3	3	3	5	4	3	1
Livslängd	10	4	4	4	4	4	2	4	5	4
Estetik	7	4	3	3	2	4	5	2	4	3
Materialutnyttjande	2	5	4	4	5	4	4	5	4	4
Summa		520	490	494	495	519	413	477	518	491

Av denna viktning kan utläsas att tre av koncepten får över 500 poäng. Det är multipelkonstruktionen, samverkansbron av korrugerad plåt och betongstöd samt konceptet i FRP. De andra ligger strax under 500 poäng, förutom träbron som speciellt utmärker sig på 413 poäng. Den uppfyller i låg utsträckning de önskemål som finns på konceptet, och som formulerats i syftet.

De tre brokoncepten som utvärderas i urval 2 är de koncept som erhöll över 500 poäng:

Nr. 1: Multipelkonstruktion. Det koncept som ansågs ha högst prefabriceringsgrad.

Nr. 5: Konstruktion av betongstöd och korrugerad plåt. En konstruktion som har en relativt hög potential att prefabriceras och som var intressant eftersom den samverkar med omkringliggande material.

Nr. 8: Valv uppbyggt av kompositmaterial. En del av industrialiseringen är att implementera nya material på marknaden, ur det hänseendet ansågs detta koncept vara intressant.

4.5.2 Urvalsprocess 2

De tre koncepten som tog sig igenom "conceptual design"-processen utvärderades mer ingående. De jämfördes mot varandra med avseende på buildability, ekonomi och möjlighet att förtillverkas samt implementeras på marknaden.

4.5.2.1 Brokoncept 1 – Multipelkonstruktion i betong

Konstruktionen är uppbyggd av bågsegment, tillverkade i armerad betong, som ihopsatta bildar en sektion. Delarna sammanfogas med ett system av skarvar som tål tryckkrafter och är momentstyva.

Bottenplattan kan gjutas på plats eller prefabriceras i delar och placeras ut på plats och bildar stöden som sektionerna monteras mot. Hela konstruktionen täcks med ett geomembran för att avleda vattnet.

Fördelarna med detta koncept är att bron kan tillverkas med en hög prefabriceringsgrad. Nackdelarna med detta koncept är det stora antalet skarvar som utgör en risk. Skarvarna blir en svag punkt då det finns risk att de släpper igenom vatten, som kan skapa svallis och tjälskjutningar, det ställs höga krav på entreprenören att dessa utförs korrekt. Spricker skarvarna mellan elementen exponeras armeringen, vilket påskyndar korrosionsprocessen. Stort fokus ligger på att skarvningssystemet utformas med hänsyn tagen till dessa risker. En förändrad spännvidd innebär en ny radie på de olika bågsegmenten, vilket innebär att en ny spännvidd kräver en annan kombination av element. Det medför att antalet unika element blir stort eller att ett begränsat antal spännvidder erhålls att utgå ifrån vilket ger en mindre flexibel konstruktion. Trots att bron till stora delar är förkonstruerad så krävs ändå ett omfattande monteringsarbete och sammanfogning av skarvar.

4.5.2.2 Brokoncept 5 – Betongstöd och korrugerad plåt

Konstruktionen blir flexibel och relativt lätt att parametrisera, eftersom det enda som ändras vid olika spannlängder blir övre delen av plåten och konstruktionshöjden. För att effektivisera gjutningen av stöden så finns det tankar på att använda en produktionsmetod med skalväggar.

Fördelarna är främst att konstruktionen samverkar med fyllnadsmaterial och att det därmed går att tillgodoräkna det materialet istället för att det enbart blir en last på konstruktionen. Element i stål är på grund av vikten lättare att montera jämfört med en konstruktion med betongsegment.

Nackdelarna är att den korrugerade plåten är en del av den bärande konstruktionen, samtidigt som den är exponerad för väderpåverkan samt klorider från vägsaltning, vilket ställer höga krav på underhåll. De skarvar som uppstår i skarvningen mellan plåtelementen bildar samma problematik som är på brokoncept 1. Det ställs också extra höga krav på att kringfyllnad av material sker balanserat, då plåten är svag mot snedbelastning.

4.5.2.3 Brokoncept 8 – FRP

Brokonstruktionen består av en korrugerad profil, i form av en sinuskurva. De kan dras ut och klippas av i önskade längder med avseende på transporten och sammanfogas/limmas ihop på byggplatsen.

Fördelarna med materialet är dess goda byggtekniska egenskaper. Det har hög hållfasthet, god beständighet (enligt accelererade simuleringar, inte långtidsstudier) och hög produktionsprecision. FRP-balkar med kolfiber har en högre

elasticitetsmodul än motsvarande stålbalk¹. FRP-material påverkas inte heller av utmattning. Egenskaperna försämrars alltså inte över tid, eller av många av- och pålastningar.

Nackdelarna med detta koncept är att materialet är nytt på marknaden. Det innebär att entreprenörerna saknar erfarenhet av att bygga med materialet, det saknas tillfredställande byggnadsstandarder och det blir svårt att sälja in konceptet utan att ha liknande byggda broar att relatera till. Materialet FRP har också en svaghet när det kommer till värme, vilket gör att det blir svårigheter att säkerställa brons bärförmåga ur brandsynpunkt. Det faktum att materialet är nytt inom branschen gör att det inte finns några långtidsstudier att stödja sig mot.

4.5.3 Jämförelse mellan brokoncepten

Olika fördelar ses med de olika koncepten. Multipelkonstruktionen är tänkt att vara så prefabricerbar som möjligt, med färdiga element som levereras och enkelt monteras ihop på byggsplatsen. Det kan vara lämpligt när det finns befintlig trafik som ska överbyggas och kravet på små störningar är stort. FRP konceptet är även det lämpligt att prefabricera. Den brotypen ligger i framkant av materialutvecklingen och har en hög innovationsfaktor. Konceptet med betongstöd och korrugerad plåt ses som det mest genomförbara alternativet ur produktionsperspektivet där materialen, standarder och leverantörer finns etablerade och har kunskap inom området.

4.5.4 Uteslutning av mindre lämpliga rörbrotyper

En multipelkonstruktion i betong ställer höga krav på konstruktionens skarvar. Detta skapar risker för att prefabriceringsgradens fördelar inte väger över risker och underhållsarbete över tid och risken för att konceptet blir en suboptimering är stor. Med detta som grund eliminerades brokoncept nummer 1 .

Det faktum att kompositmaterial saknar byggstandarder i dagens läge och entreprenörers begränsade kunskap att arbeta med materialet gör att begränsningarna är för stora. Syftet är att skapa ett koncept som är genomförbart i dagsläget och inte ett pilotprojekt för nya material, av den anledningen valdes alternativ 8 bort.

4.5.5 Valt koncept

Utifrån analysen mellan dessa tre brokoncept så anses brokoncept nummer 5 vara den modell med mest potential att bli framgångsrikt. Stor vikt har lagts vid att konceptet ska vara genomförbart, utifrån entreprenörens perspektiv och med ett lågt risktagande vilket gör det lättare att implementera på marknaden.

¹ Valbona Mara (Doktorand, Bygg- och miljöteknik, Konstruktionsteknik) föreläsning den 20 februari 2014

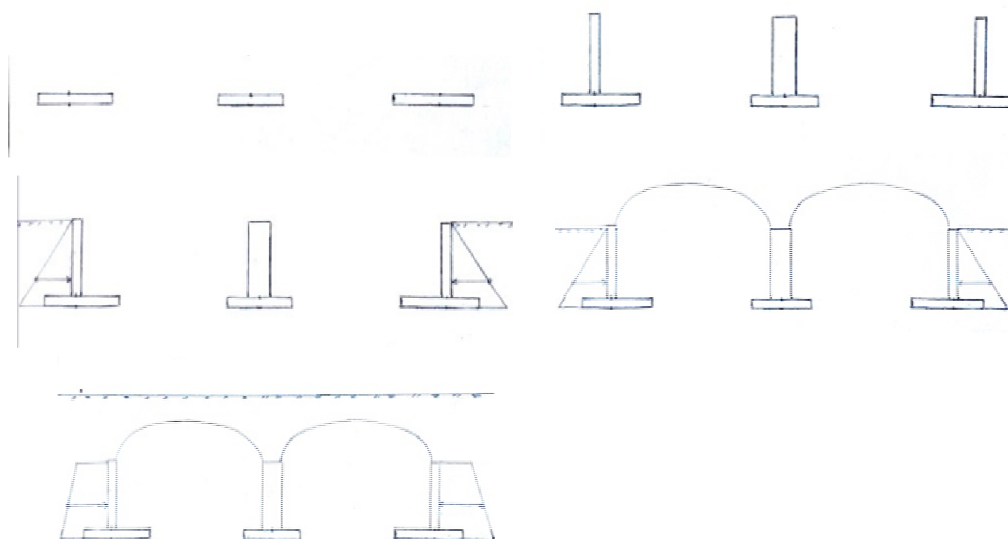
5 Produktbeskrivning

Det utvalda konceptet består av tre konstruktionsdelar; betongstöd, överbyggnad av korrugerad plåt och omgivande fyllnadsmaterial.

5.1 Produktion

Betongstöden kan gjutas direkt på mark, om grundförhållanden tillåter, eller på en pålgrundläggning. Betongstöden gjuts i två etapper. Först fundamentet, sen sargen. Efter gjutningen monteras överliggande plåtkonstruktion. Den består av mindre bågelement som monteras ihop till en tvärsektion som en efter en lyfts på plats med en kran. Eftersom plåtsektionen är vek så krävs det troligtvis ett lyftok vid montering som fördelar lyftkraften. Vid rörets ändar kommer en kantbalk gjutas för att lägga slänten mot och ta eventuella påkörningslaster eftersom plåten inte har kapacitet att ta krafter i sidled. Produktionsförfarandet beskrivs i figur 1.

I den här typen av konstruktion ställs höga krav på fyllnadsmaterialet och kompaktering på grund av den höga kompakteringsgraden som beräkningen kräver för att omgivande material ska samverka med konstruktionen och därmed föra ner lasterna i marken.



Figur 1 - Schematisk beskrivning av produktionen. Från gjutning av betongplatta till färdig bro

5.2 Grundläggning och sättningpåverkan

Beräkningarna berör lösningar till två olika typer av grundläggningar, dels vid dåliga förhållanden där det krävs pålning och dels vid goda förhållanden utan sättningar där det räcker med att grundlägga på mark. Vilken av dessa metoder som väljs beror på om sättningsskrevet på $L/400$, enligt TRVK bro 11, uppfylls. Alltså går det att tillåta en sättningsskillnad mellan stöd på $13,5/400 = 0,034$ m, om inte sättningen sprider sig i överfyllnaden.

5.3 Betongstöd

Betongstöden delas in i bottenplatta och sarg, för att göra byggnationen effektiv finns det olika metoder att förenkla produktionen på byggarbetsplatsen. Nedan behandlas två metoder som kan vara tänkbara vid produktion av betongstöden.

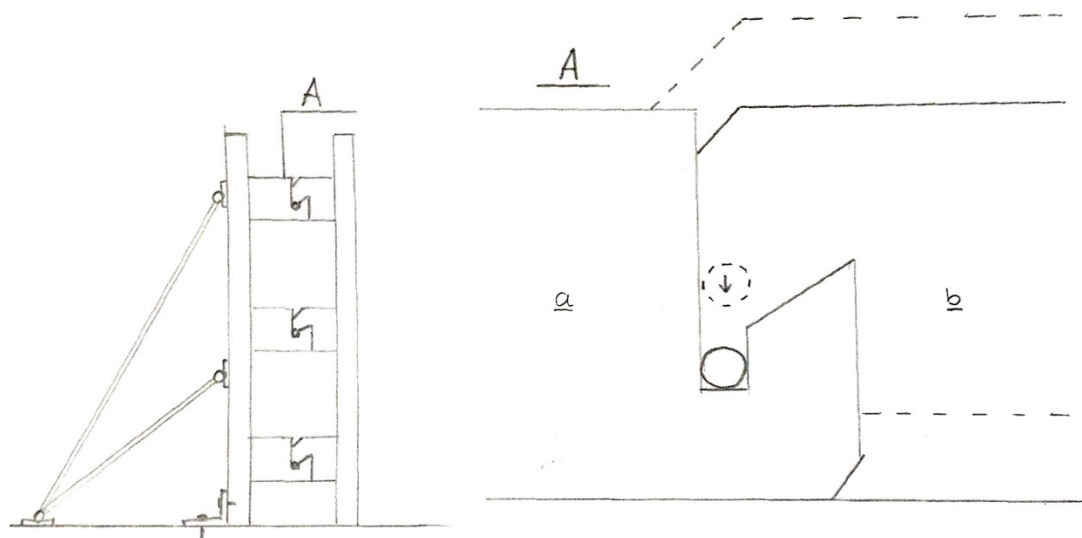
5.3.1 Bottenplattan

Eftersom fundamenten har stor egentyngd och volym medför det att transporter av prefabricerade betongelement blir problematiskt. Därför bör stöden gjutas på plats. För att effektivisera produktionen av bottenplattan kan armeringskorgar prefabriceras på fabrik för att monteras ihop på byggarbetsplatsen.

5.3.2 Betongsarg

För att effektivisera produktionen av betongsargen går det att använda skalväggar i betong som kvarsittande gjutform. En idéskiss på en sådan skalvägg visas i figur 2, där skalväggen fungerar som täckande betongskikt. Här finns möjlighet att erforderlig dragarmering finns ingjuten i skalväggen, vilket underlättar arbetet på plats. Vidare är det viktigt att säkerställa att tillfredställande samverkan mellan skalväggen och betongen som fylls i formen blir tillfredställande.

I figuren visas även en möjlig konstruktion av förbindarna mellan skalväggarna där förbindarna utnyttjas som tvärkraftsarmering i sargen.



Figur 2 Idéskiss på skalvägg med fästeanordning

5.4 Skarvar mellan plåtelement

Eftersom plåtarna förtillverkas och monteras på plats krävs det att de är i hanterbar och transporterbar storlek. Detta gör att en plåtsektion sätts ihop av mindre bølgelement i skruvförband. Dessa skruvförband ska klara de skjuvkrafter och dragkrafter som uppstår på grund av normalkraft och moment som går genom konstruktionen.

5.5 Anslutning mellan betongstöd och stålbåge

Beräkningsmässigt så räknas skarven mellan stålbågen och betongstödet som en momentfri led och det eftersträvas också i utförandet.

5.6 Räckessystem

Vägräcket på bron kan bestå av en konstruktion av slagna pålar över hela bron då överbyggnaden är tillräckligt hög. Utmed vägen som leder genom bron är det möjligt att bygga ett vägräcke som hindrar fordon att köra in i stöden eller riva upp stålkonstruktionen.

5.7 Dagvattenhantering

Eftersom konstruktionens överdel inte är tät så ställs krav på att dagvatten leds bort på tillfredställande sätt, för att inte få problem med svallis och frostsprängning. Plåtkonstruktionen behöver därför täckas med någon form av geomembran som läggs ut över konstruktionen. Ytterligare en kritisk del av konstruktionen är skarven där betongstödet möter plåtkonstruktionen. Främst på mittstödet där konstruktionen bildar en trätt där vattnet inte har någonstans att ta vägen. Därför ställs det krav på att dräneringen utformas så att det inte finns någon risk för att rör skadas eller blir igensatta.

5.8 Underhåll, inspektion och reparation

En problematik som uppstår vid den här typen av konstruktioner är det faktum att stora delar av konstruktionen är dold. Detta försvårar inspektion och att hitta eventuella problem som kan uppstå. Därför ställs det höga krav på att entreprenörens utförande är korrekt.

5.8.1 Lösningar för framtida ökande trafik

Eftersom linjelasterna är konstanta kan bron förlängas genom att bygga till nya sektioner, vilket innebär att vägen ovan bron går att bredda. Det går även att bygga till ett extra rör om antalet körfält på vägen genom bron behöver ökas.

5.9 Ytterligare möjliga användningsområden

Mindre plåtkonstruktioner av det här slaget är lätta och går att lyfta direkt på plats. Rörbrokonstruktioner är därför passande vid mindre viltpassager och kulvertar under väg för vattendrag och lokala vägar. Konstruktionen lämpar sig bra vid ombyggnation till planskilda korsningar längs tågbanor och liknande projekt där det ställs höga krav på att produktionen är tidseffektiv.

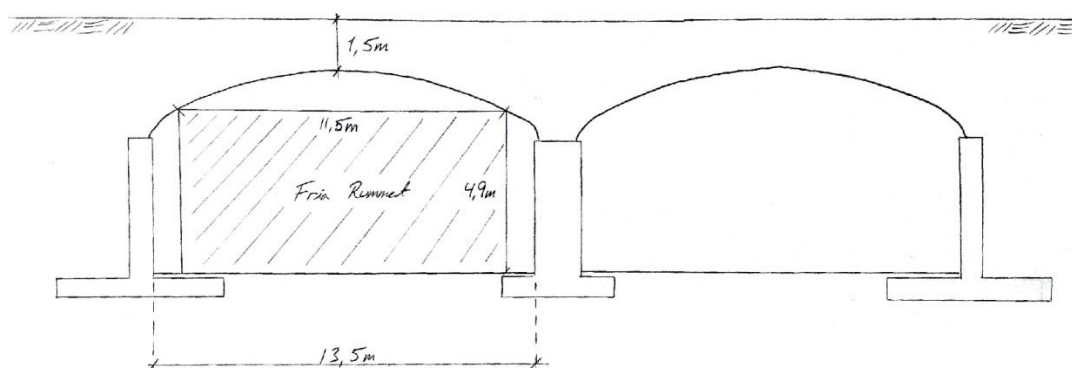
5.10 Identifierade risker/svårigheter

Den här typen av broar är inte lika kända för entreprenörer som konventionella betongbroar. Det, tillsammans med stora krav på att arbetet utförs korrekt, gör att det

föreligger en risk för brister i utförandet. Om det avslutande tvärsnittet ska vara välvt så skapar det svårigheter att bygga formen till den gjuta kantbalken, som är till för att stå emot påkörningslaster. Problem uppstår om bron är belägen i en horisontalkurva, då krävs att bron görs bredare än nödvändigt på grund av erforderlig stoppsikt.

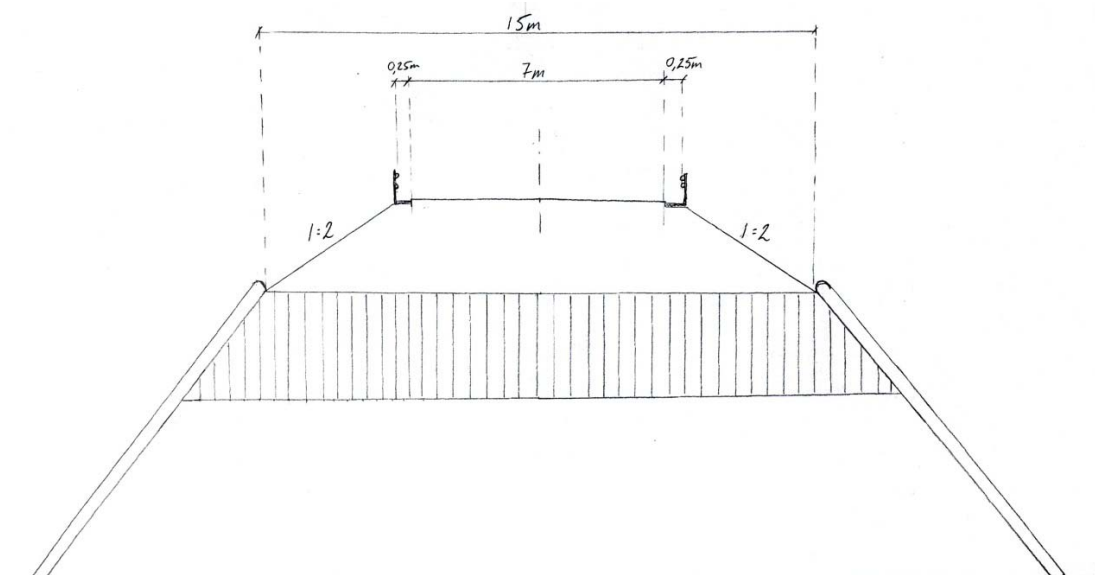
6 Beräkningsmodell

I den här delen av rapporten dimensioneras konstruktionen. För att göra dimensioneringen så generell som möjligt utförs merparten av beräkningarna på en meterstrimla av konstruktionens tvärsnitt. Modellerna som används är i många avseenden oberoende av överfartens bredd. Konstruktionen dimensioneras för ett generellt fall där en landsväg skall korsa över en fyrfältsmotorväg. Dimensionerande geometri blir det fria rummet runt motorvägens båda körbanor (se figur 3). Konstruktionen delas upp i två rör där trafiken är enkelriktad genom varje.



Figur 3 - Det dimensionerande "Fria rummet" som skall rymmas i röret.

För beräkning av betongfundamenten i längsgående led antas en rörlängd på 15m enligt figur 4. De modelleras utifrån två grundläggningsförutsättningar, med antingen goda eller dåliga förhållanden.



Figur 4 - Konstruktionen sett i överfartens färdriktning

Arbetet kommer genomföras i två delar. I den första delen kommer stålbågen som bär upp fyllnadsmaterial och trafiklasten från överfarten att dimensioneras. Detta görs i

första hand utifrån manualen ”*Design of soil steel composite bridges*”, skriven av Håkan Sundquist och Lars Pettersson (2010). Beräkningarna görs i MATLAB och innefattar hur momentet i bågen varierar och hur normalkraften beror av det omgivande fyllnadsmaterialet, det täckande uppfyllnadsmaterial samt trafiklasten. Programmet bestämmer även hur bågens geometri ser ut och avgör i sin tur vilken höjd som behövs på betongstöden. Uträkningarna innefattar, förutom vilka dimensioner som behövs på plåten, vilka normalkrafter som förs vidare till stöden.

Den andra delen av beräkningarna berör betongstöden. Beräkningen görs huvudsakligen på ytterstödens tvärsnitt, där hänsyn tas till jordtryck, överlaster och överförda normalkrafter. Stöden dimensioneras och armeras utifrån rådande moment, tvär- och normalkraftsfördelning.

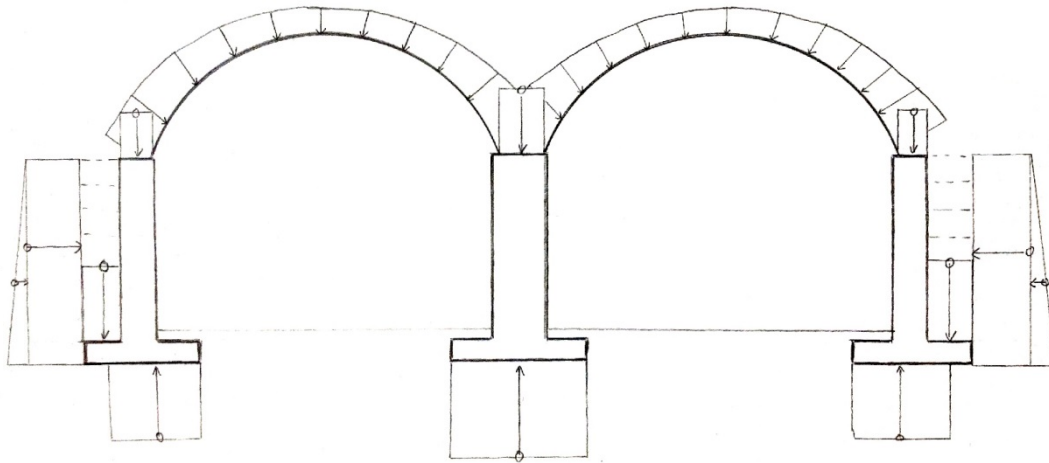
För att kontrollera elevationen har det värsta fallet studerats. Därför har mittstödet, med högst egenvikt och störst normalkraft, beräknats med sämre grundläggningsförhållanden där pålning krävs.

6.1 Ingångsparametrar

• Exponeringsklass	XD2	enligt tabell i SS-EN 206-1
• Livslängd	L100	enligt tabell i SS-EN 206-1
• Betongklass	C40/50	- anläggningsbetong
• Armeringskvalité	B500B	enligt SS-ENV 10080
• Skruvskvalité	6.8	
• Rasvinkel	45 grader	
• Tunghet fyllnadsmaterial	18 kN/m ³	
• Tunghet armerad betong	25 kN/m ³	

6.2 Kraftspel

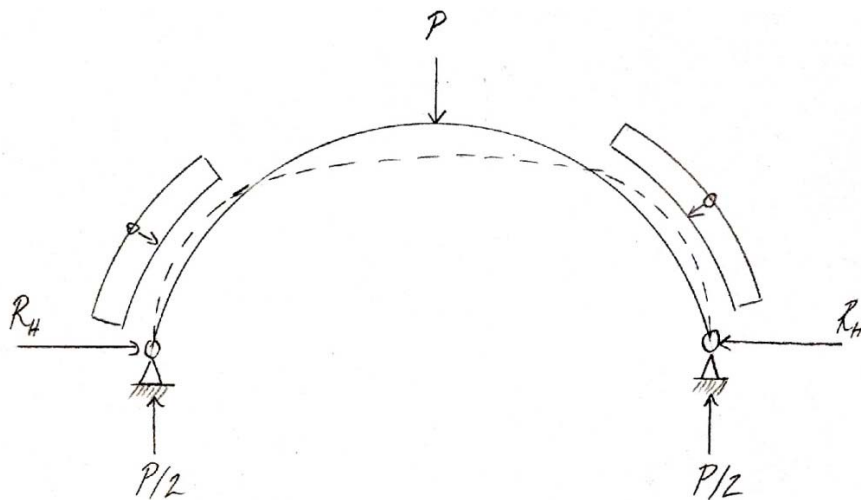
Rörbrons stålkonstruktion är materialekonomisk, där det omgivande fyllnadsmaterial bidrar till styvheten och bär en del av lasten genom bågverkan. Bågens resulterande kraft på fundamentet kommer ner i en vinkel och hjälper på så vis till att hålla emot det jordtryck som ligger på de yttre stöden. Figur 5 beskriver principiellt hur jordtrycket verkar på de olika delarna av konstruktionen.



Figur 5 - Principiell bild över de jordtryck som verkar på de olika delarna av konstruktionen

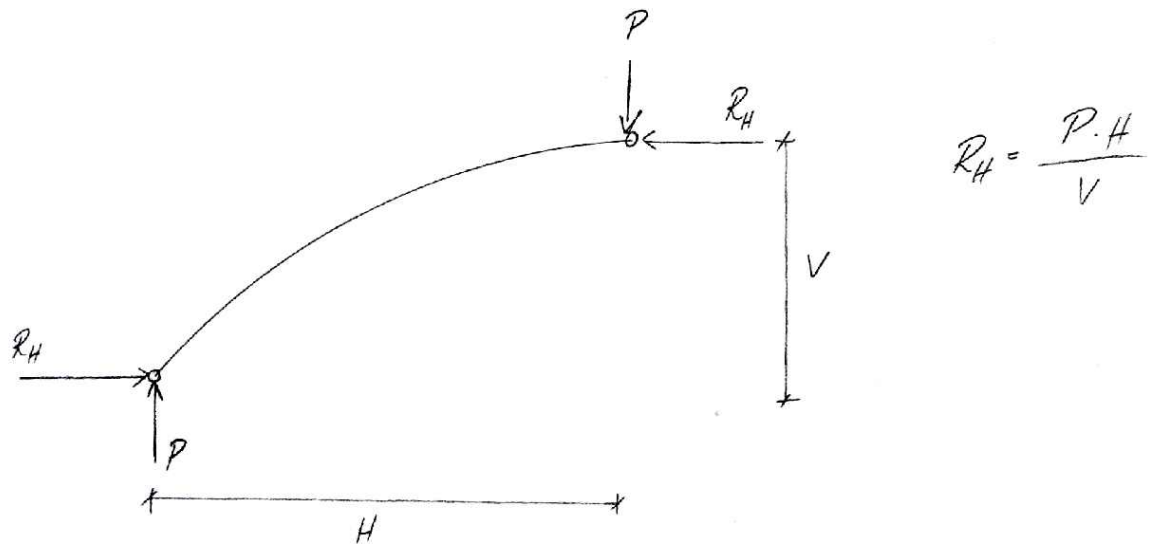
6.2.1 Fyllnadsmassornas bidrag till bågens styvhet

Stålbågen kan göras slimmad i relation till den last som den bär upp. Detta görs genom samverkan med de intilliggande, packade fyllnadsmassorna. En vertikal kraft som verkar mitt ovanpå konstruktionen vill få bågen att böja ut, se figur 6. Då hättan pressas nedåt trycks bågens kanter utåt då ändarna är låsta i både vertikal och horisontell led. Fyllnadsmassorna som ligger intill måste pressas undan för att denna deformation skall kunna uppstå. Det passiva jordtrycket, alltså det som motverkar deformationer, är högre än det rörelsedrivande aktiva jordtrycket, vilket resulterar i att bågens form bibehålls.



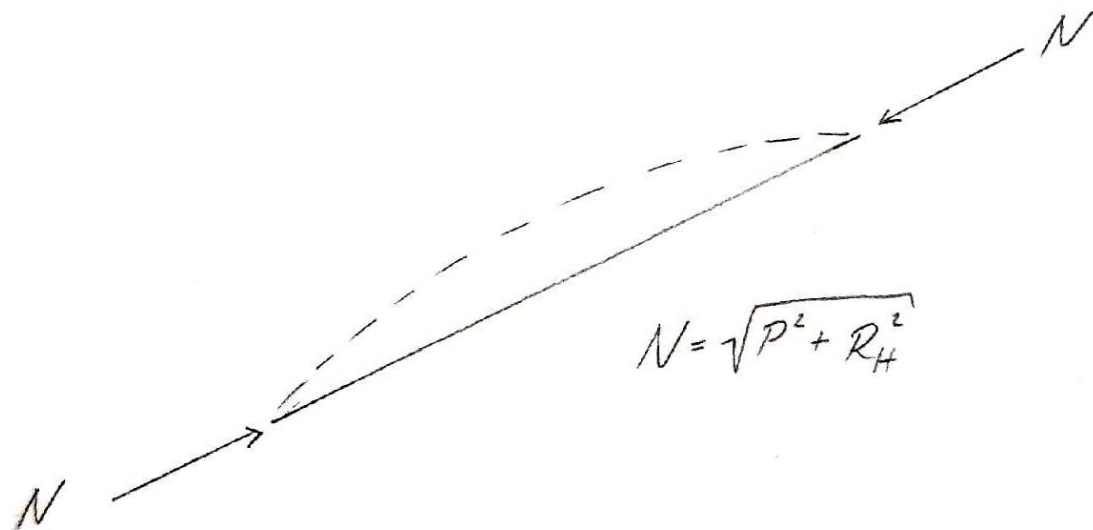
Figur 6 - Det kringliggande fyllnadsmaterialet håller bågen i sin position och bidrar på så sätt till konstruktionens styvhet

Om bågen snittas på mitten och en momentekvation sätts upp runt en av noderna erhålls den horisontella reaktionskraften, se figur 7.



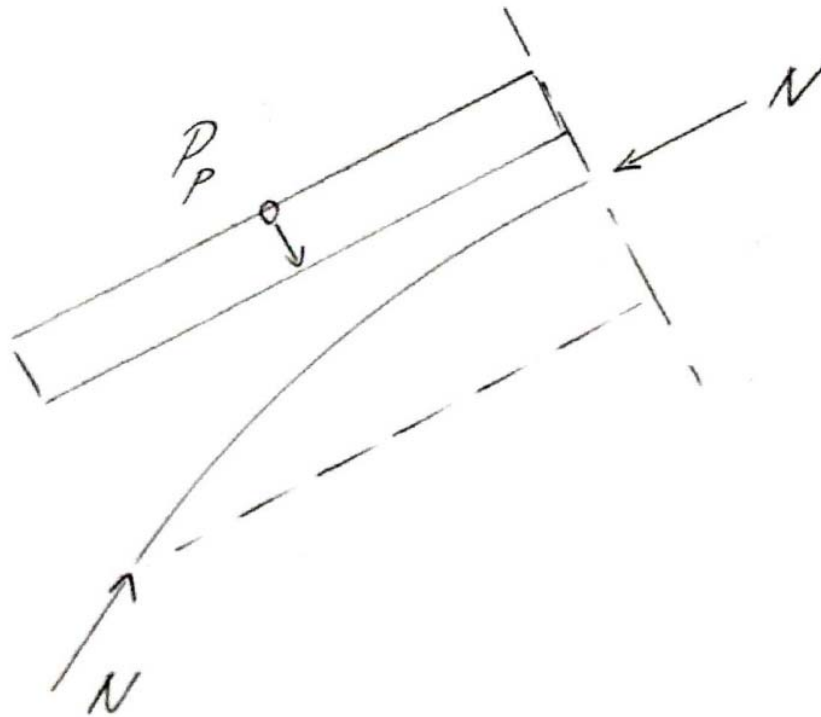
Figur 7 - Kraftjämvikt för en del av bågen

Plocka ut ett litet element ur bågen och betrakta resultanten av krafterna i noderna som en tryckande normalkraft som går genom ett rakt element. Bågens krökning kan ses som en initialkrökighet i en rak stång, se figur 8. Krökningen på bågen gör att initialkrökigheten alltid kommer att bukta utåt (uppåt).



Figur 8 - Krökning och normalkraft ett bägelement

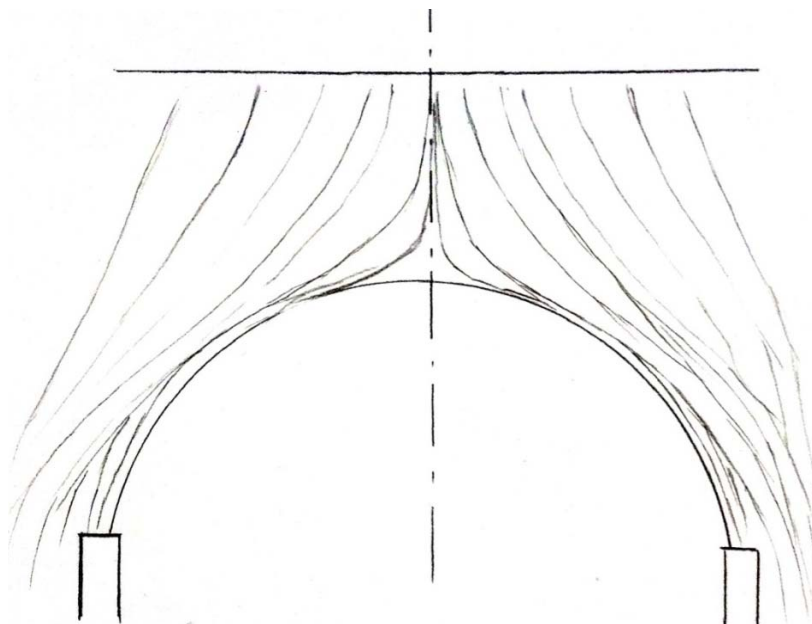
Om elementet snittas på mitten i det deformerade/krökta tillståndet erhålls en excentricitet av andra ordningens effekter som vill skapa ytterligare deformationer och en ännu större krökning av bågen. Det omkringliggande fyllnadsmaterial förhindrar denna deformation och håller bågen på plats, enligt figur 9.



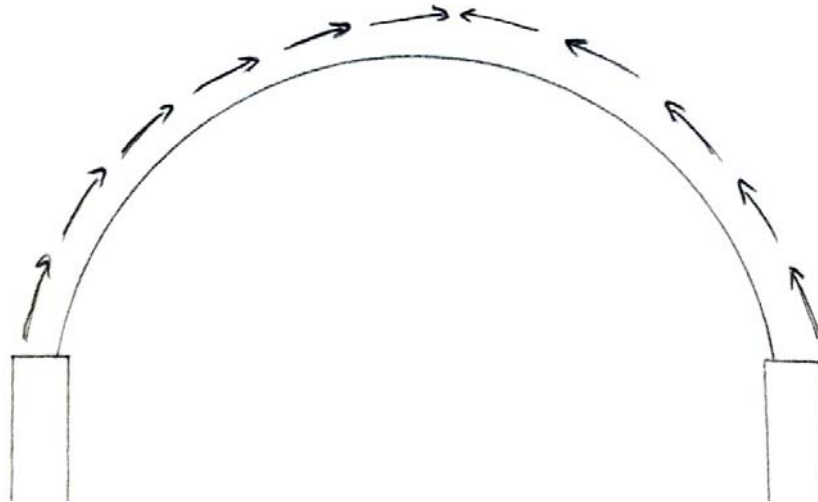
Figur 9 - Jordtrycket håller emot ytterligare deformationer

6.2.2 Fyllnadsmaterialets spänningsfördelning

Fyllnadsmaterialet som ligger ovanpå bågen bidrar dels till att hålla konstruktionen på plats och styva upp den, men hjälper även till att fördela trycket ner på sidorna till stöden. Stålbågens primära funktion är att hålla materialet på plats. Materialet distribuerar sedan trycket genom valverkan och i samverkan med stålbågen ut på kanterna och ned i stöden (Petterson & Sundquist 2010). En kraftlinjemodell över hur spänningen fördelas och hur reaktionskrafterna verkar runt bågen illustreras i figur 10 och 11.



Figur 10 - Fyllnadsmaterial fördelar trycket runt bågen ner i stöden och ut på kanterna



Figur 11 - Samverkan mellan fyllnadsmaterial och stålbåge skapar en bärande båge

6.3 Laster och lastkombinationer

Konstruktionen ska dimensioneras utifrån vissa bestämda laster och kombinationer av dessa. Hur de tillämpas för konstruktionen redovisas nedan.

6.3.1 Regelverk

En rörbro skall dimensioneras enligt samma principer som för en vanlig brokonstruktion enligt Eurocode med nationella bilagor. De dokument som berör konstruktionen är:

- SS-EN 1990: Eurocode: Allmänt hur bärverk skall dimensioneras och behandlas.
- SS-EN 1991: Eurocode som berör laster; hur de ska bestämmas, placeras, kombineras och reduceras.
- SS-EN 1992: Eurocode för betongkonstruktioner.
- SS-EN 1993: Eurocode för stålkonstruktioner.
- TRVFS 2011:12: Trafikverkets författningssamling. Den svenska bilagan till Eurocode, med nationella parametrar och råd om hur konstruktioner som skall uppföras i Sverige skall dimensioneras.
- TRVK Bro 11: Trafikverkets tekniska krav vid dimensionering och utformning av broar.

6.3.2 Tillämpade och försumbara laster

Rörbroar är lågt byggda och massiva konstruktioner. Då det täckande fyllnadsmaterialet är en del av konstruktionens bärande delar blir den som helhet väldigt tung. Det medför att vindlaster, snölast, bromslaster etc. inte kommer att beröras då de i sammanhanget är försvinnande små¹. Beräkningarna berör inte krafter som kan uppkomma till följd av temperaturvariationer eftersom temperaturdifferensen

¹ Fredrik Sandberg, konstruktör på InhouseTech. Intervjuad 1/4-2014.

på konstruktionen antas vara jämn på grund av kringfyllnaden. Lastkombination av egentyngd, fyllnadsmaterialets påverkan och vertikala trafiklaster är de enda laster som kommer beröras.

6.3.3 Trafiklastens påverkan på stålbågen

Trafiklasten förs ner genom fyllnadsmaterialet och stålbågen till fundamenten. Spänningen i plåten på grund av en punktlast beräknas med Boussinesq's spänningsfördelning enligt Pettersson och Sundquist (2010) som:

$$\sigma_v = \frac{3 * P * h_c^3}{2\pi * s^5} \quad (6 - 1)$$

där P är en punktlast, h_c är tjockleken på det täckande fyllnadsmaterialet och s är det tredimensionella avståndet från punktlasten till den punkt på stålbågen där spänningen skall beräknas. Uttrycket är starkt beroende av avståndet s. Påverkan från en punktlast avtar med avståndet s^{-5} . Det medför att bara de punktlaster närmast beräkningspunkten behöver beaktas.

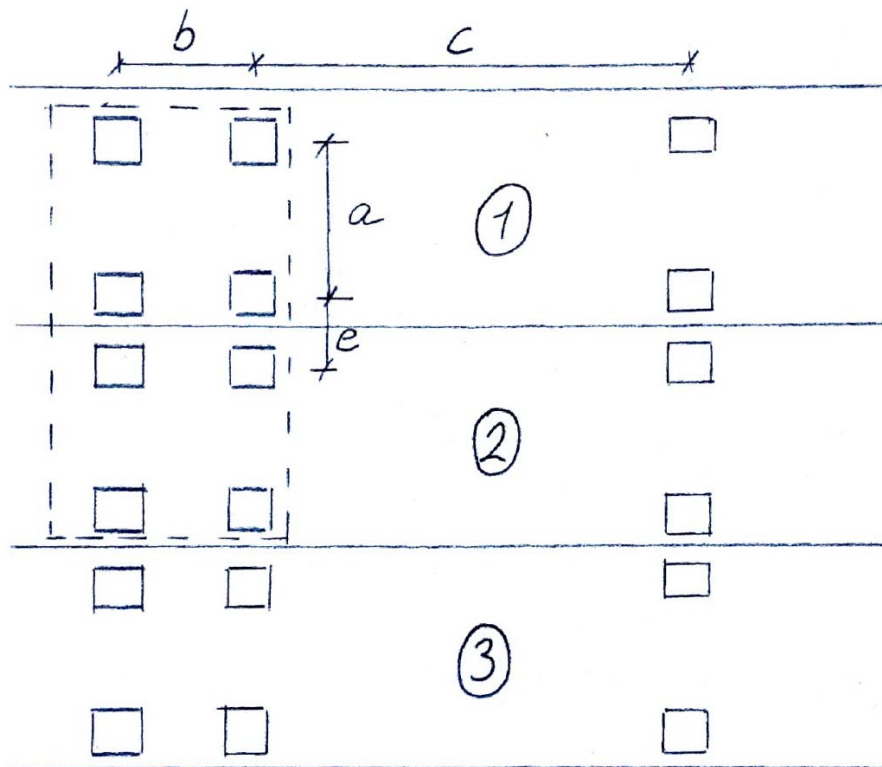
Modellen tar även hänsyn till den utbredda trafiklasten q, men kommer in i beräkningarna i ett senare skede.

Lastkombinationen måste göras med punktlasterna och den utbredda trafiklasten som huvudlast var för sig för att få det dimensionerande lastfallet.

6.3.4 Trafiklast enligt Eurocode

SS-EN 1991, kapitel 4, behandlar hur den dimensionerande trafiklasten ser ut. Det stora antalet lastkombinationer som finns och de omfattande beräkningsmodeller som krävs för varje lastfall för en rörbro medför att rapporten enbart kommer att behandla det värsta fallet¹. Det dimensionerande lastfallet blir två stycken boggisystem intill varandra, på minsta tillåtna avstånd enligt Eurocode, se figur 12. Övriga laster ligger på ett så stort avstånd att dessa försummas.

¹ Magnus Wiberg, konstruktör på Sweco. Intervjuad 9/4-201.



Figur 12 - Lastfält enligt Eurocode. Då påverkan från punklasterna kraftigt avtar med avståndet räcker det att beräkna spänningen under de åtta största punklasterna

Det ena boggisystemet har karaktäristiska axellaster på 300kN och ger upphov till en utbredd trafiklast på 9kN/m². Axellasten i det andra lastfältet ligger enligt Eurocode på 200kN axellast och 2,5kN/m², men axellasten reduceras till 180kN i den nationella bilagan (TRVFS). Någonstans under dessa åtta hjul kommer den största spänningen att uppkomma.

6.3.5 Lastkombinationer

Lastkombinationer skall enligt SS-EN 1990 ekvation 6.10 i brottsgränstillstånd kombineras:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6-2)$$

där G_{kj} är kvasipermanenta laster, P är förspända krafter, Q_{k1} är huvudlast och Q_{ki} är övriga variabla laster. Faktorerna γ_{Gj} , γ_P , γ_{Q1} , γ_{Qi} och ψ_{0i} är säkerhets- och reduktionsfaktorer som bestäms enligt den nationella bilagan TRVFS 2011:12. Slutligen innebär "+" att effekterna av lastfallen skall kombineras och inte adderas.

I bruksgränstillstånd är motsvarande lastkombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (6-3)$$

Det är ekvation 6.15b i samma regelverk.

7 Beräkningsdel – Stålbåge

I dimensioneringens första del behandlas stålbågen och de krafter som skall föras vidare ner till stöden. Bågen dimensioneras utifrån normalkraft och böjande moment. Tvärkrafterna är så pass små att de kan försummas (Pettersson & Sundquist 2010). Beräkningarna görs med ett MATLAB-program och redovisas i detta kapitel.

7.1 Modell för beräkning

Stålbågens styvhet uppkommer genom samverkan med det omgivande fyllnadsmaterialet. Det passiva jordtrycket förhindrar deformationer, och överfyllnadsmaterialet fördelar spänningarna från trafiken över bågen. Modellen beskrivs i kapitel [6].

7.1.1 Beräkningsförfarande

- Bågens geometri beräknas
- Trafiklastens bidragande parameter P_{traffic} beräknas
- Normalkraften i bågen beräknas beroende av:
 - o Fyllnadsmaterialet
 - o Trafiklasten
- Momentet i bågen beräknas beroende av:
 - o Omgivande fyllnadsmaterialet upp till toppen av bågen
 - o Överfyllnadsmaterialet
 - o Trafiklasten
- Momentdiagramet skisseras och förstärkningsytor bestäms
- Spänningen i plåten bestäms och kontrolleras mot flytspänningen

7.2 Brott- och bruksgräns

Under beräkningarna används index "u" (ultimate limit) i brottgränstillstånd och "s" (serviceability) i bruksgräns, t.ex. är N_{s_u} normalkraft på grund av omgivande jordtryck i brottgräns.

7.3 Beräkning av stålbågens geometri

Bågens geometri beror på ett flertal parametrar. Det som dimensionerar är det fria rummet där ett fordon ska ha utrymme med marginal att komma igenom. Det fria rummet finns beskrivet och definierat i VGU, VV publikation 2004:80. Beroende på de vinklar som väljs; dels i övergång mellan plåt och betong, dels vinkel där övergången mellan sidoplåt och topplåt sker, förändras höjden på den totala plåtkonstruktionen och behovet av höjd på betongstöden.

Värdena h_{Rs} , α_deg , β_deg , h_c (se figur 13) är variabler som går att välja fritt i programmet för att få ut ett tillfredställande resultat med avseende på momentkurva,

normalkrafter, konstruktionshöjd och materialåtgång. De valda ingångsparametrarna bestämdes till:

$$h_{Rs} = 1.5\text{m}$$

$$\alpha_{\text{deg}} = 75^\circ$$

$$\beta_{\text{deg}} = 10^\circ$$

$$h_c = 1.5\text{m}$$

$$r_{aa1} = 18\text{kN/m}^3$$

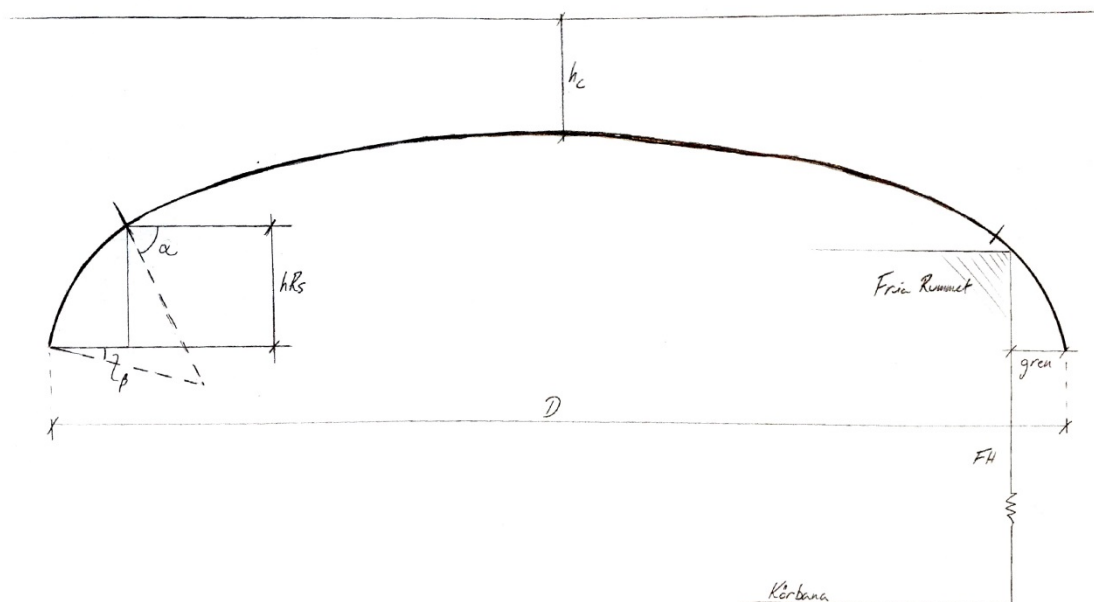
$$r_{aacv} = 18\text{kN/m}^3$$

$$D = 13.5\text{m}$$

$$\phi_{cv_k} = 45^\circ$$

$$gren = 1\text{m}$$

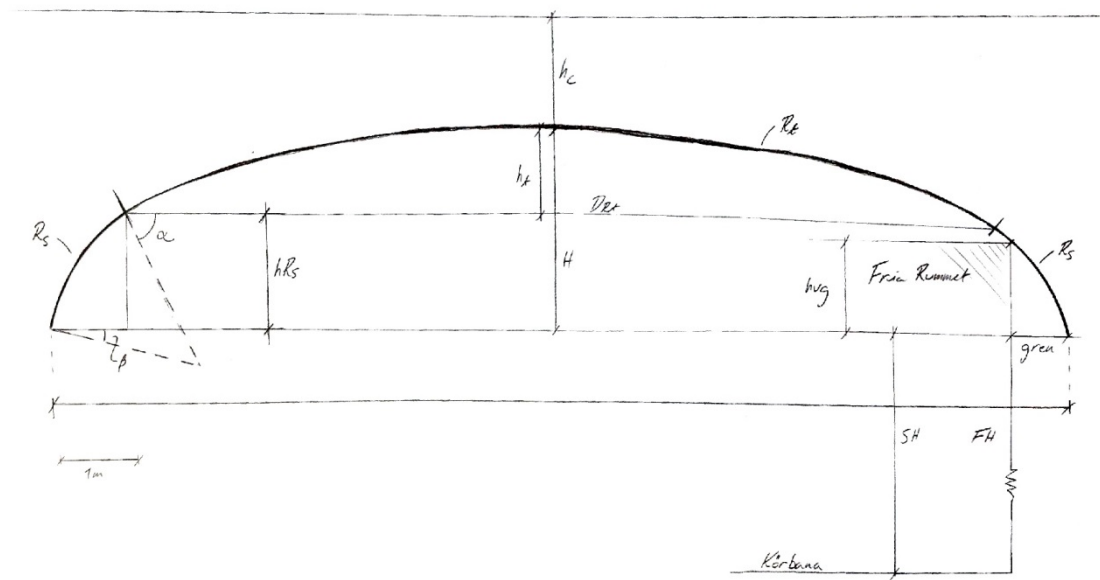
$$FH = 4.9\text{m}$$



Figur 13 - Ingående parametrar för beräkning av bågens geometri

Utifrån dessa beräknades vinklar, höjder och längder på olika delar av bågen som behövs för beräkning av bågens kapacitet. Beräkningar finns i bilaga 1 och de uträknade måtten finns utmärkta i figur 14-16:

7.3.1 Beräknade mått på stålbågen



Figur 14 - Stålbågen med beteckningar inritade för uträknade parametrar

$$R_s = 1,55\text{m}$$

$$\alpha_{\text{deg}} = 10^\circ$$

$$\beta_{\text{deg}} = 75^\circ$$

$$hR_s = 1,5\text{m}$$

$$D = 13,5\text{m}$$

$$H = 2,71\text{m}$$

$$h_t = 1,48\text{m}$$

$$D_{Rt} = 11,25\text{m}$$

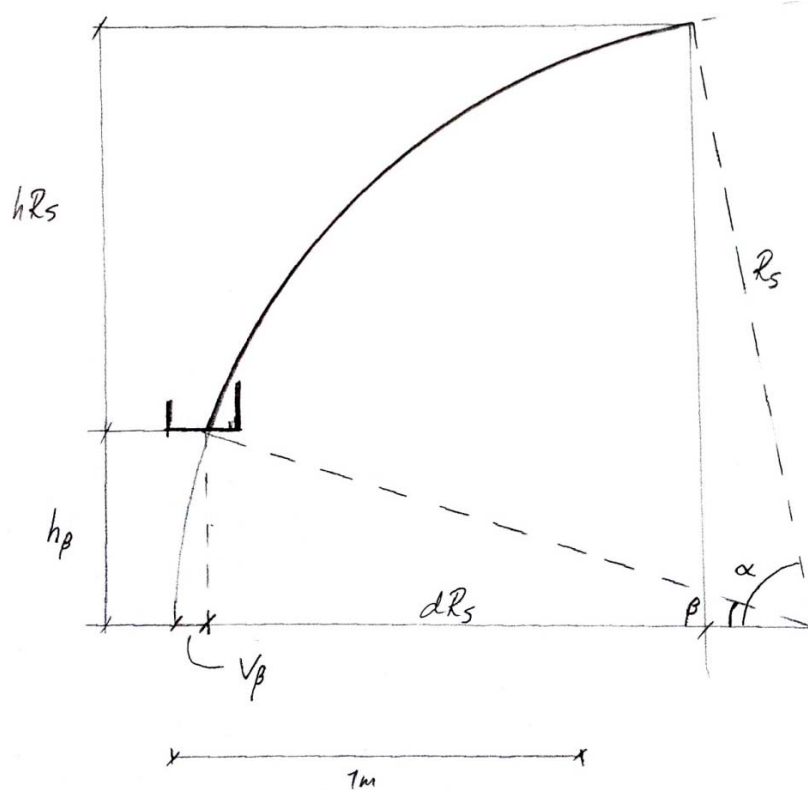
$$R_t = 43,45\text{m}$$

$$hvg = 0,69\text{m}$$

$$FH = 4,90\text{m}$$

$$SH = 4,2\text{m}$$

$$\text{Gren} = 1,0\text{m}$$



Figur 15 - Mått avseende sidoplåtens geometri

$$R_s = 1,55\text{m}$$

$$hR_s = 1,5\text{m}$$

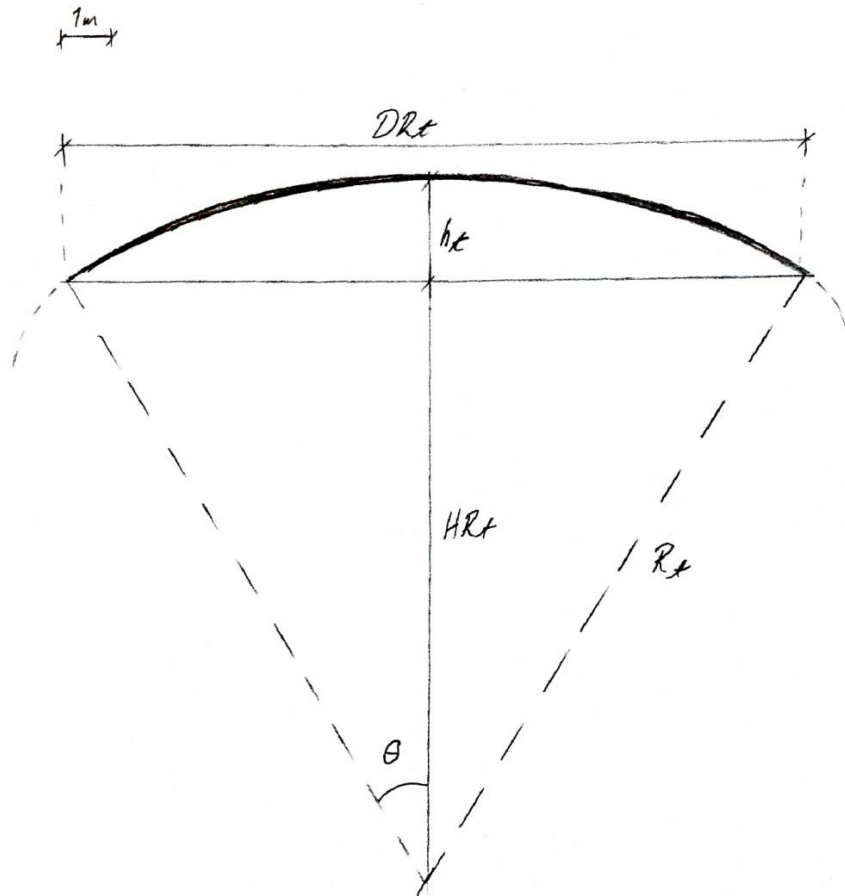
$$h_{\beta} = 0,024\text{m}$$

$$v_{\beta} = 0,27\text{m}$$

$$dR_s = 1,127\text{m}$$

$$\alpha_{\text{deg}} = 75^{\circ}$$

$$\beta_{\text{deg}} = 10^{\circ}$$



Figur 16 - Mått avseende topplåtens geometri

$$\theta_{deg} = 15^\circ$$

$$DR_t = 11,25\text{m}$$

$$H_{Rt} = 42,0\text{m}$$

$$R_t = 43,45\text{m}$$

$$h_t = 1,48\text{m}$$

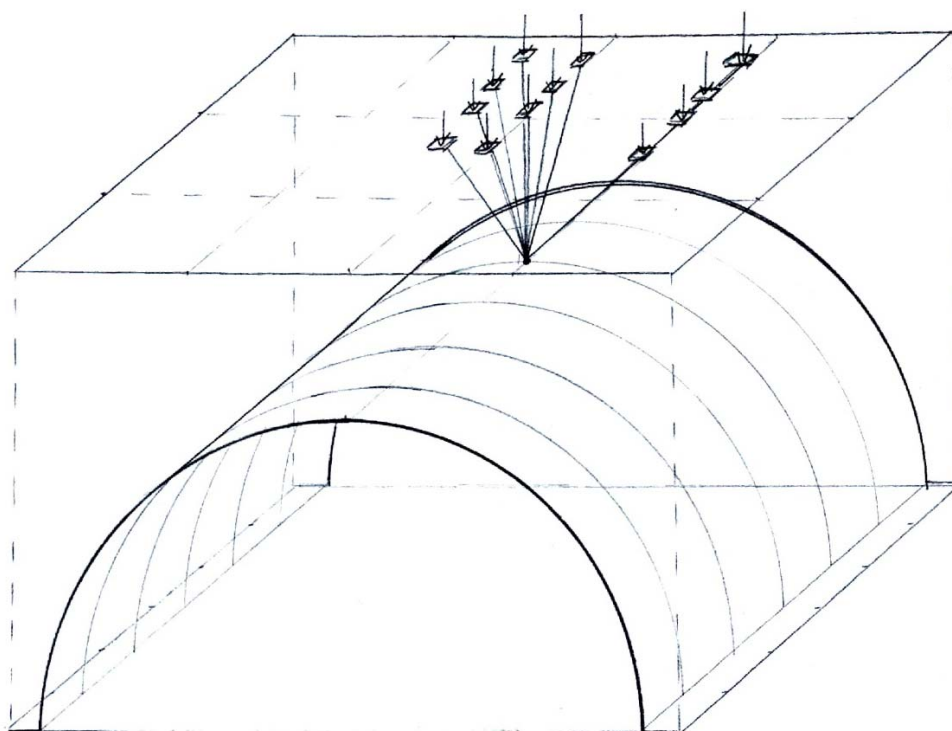
Under uppfyllnadsfasen reduceras höjden på det täckande fyllnadsmaterialet, på grund av momentet från det omgivande fyllnadsmaterialet. Det görs enligt en förenklad metod som funktion av spännvidden (bilaga 2). Höjden på det täckande fyllnadsmaterialet reduceras med 0,2m till $h_{c,red}$.

7.4 Beräkning av trafiklast

Trafiklasten beror enligt Eurocode (SS-EN 1991) av två delar. Det är punktlasterna under hjulen och en utbredd trafiklast. Detta beskrevs i avsnitt [6.3.4]. Punktlasterna fördelas av fyllnadsmaterialet ner till plåten genom Boussinesq's spänningsfördelning och bidrar då till moment och normalkraft. Dessa beror av parametern $P_{traffic}$ (benämnd p_t) som beräknas i funktionsfilen $p_{traffic}$. Indata som behövs finns givet nedan och är en tillämpning på Eurocodes anvisningar om trafiklast i SS-EN 1991. Då bidraget från punktlaster avtar med avstånden s^{-5} så undersöks bara ytan under de två tyngsta boggisystemen och resten av punktlaster försummas. Se bilaga 3.

7.4.1 Trafiklasten

Geometrin och storleken på punktlasterna och tjockleken på fyllnadsmaterialet används i funktionsfilen `p_traffic` som beräknar parametern $P_{traffic}$, som är en linjelast beräknad i toppen av bågen. Punktlasterna flyttas runt över beräkningspunkten för att avgöra vilken placering som ger det dimensionerande bidraget (vilket görs i bilaga 4). Programmet beräknar parametern `p_t` i 200x200 punkter under boggisystemen som summan av de åtta punktlasternas bidrag till spänningen, se figur 17. Om värdet för en beräkningspunkt överstiger det tidigare högsta värdet så sparas detta tillsammans med punktens koordinater. Programmet skickar ut det högsta värdet på `p_t` och i vilken koordinat den uppträder. `p_t` används sedan för att beräkna normalkraften och momentet i plåten på grund av punktlasterna och kombineras sedan med den utbredda trafiklasten q .



Figur 17 - Tolv punktlasters bidrag till spänningen i en beräkningspunkt på bågen. Spänningen beror av det tredimensionella avståndet från punktlasten till beräkningspunkten som s^{-5} där s beräknas som $\sqrt{(x_0 - x)^2 + (y_0 - y)^2 + (z_0 - z)^2}$

7.5 Normalkraftsberäkningar

Normalkraften som går genom bågen antas vara konstant över hela tvärsnittet (Pettersson & Sundquist 2010) och beror av två parametrar. Den ena är jordtrycket från fyllnadsmaterialets egenvikt, där plåtens egenvikt försummas. Den andra parametern beror av trafiklasten.

7.5.1 Beräkning av normalkraft på grund av jordtryck

Som tidigare nämnt överförs jordtrycket till stålbågen genom samverkan mellan den korrugerade stålbågen och det packade fyllnadsmaterialet. Den inre friktionsvinkel φ , höjden $h_{c,red}$ & densiteten på det omgivande fyllnadsmaterialet ρ_1 och ρ_{cv} , spännvidden D och stålkonstruktionens totala höjd H tas i beaktning.

Normalkraften i bågen på grund av jordtrycket beräknas enligt följande formler (Pettersson & Sundquist 2010):

$$N_s = 0,2 * \frac{H}{D} * \rho_1 * D^2 + S_{ar} * \left(0,9 * \frac{h_{c,red}}{D} - 0,5 * \frac{h_{c,red}}{D} * \frac{H}{D} \right) * \rho_{cv} * D^2 \quad (7 - 1)$$

Där S_{ar} är en parameter som beräknar effekterna av bågverkan:

$$S_{ar} = \frac{1 - e^{-\kappa}}{\kappa} \quad (7 - 2)$$

Med:

$$\kappa = S_v * \frac{h_{c,red}}{D} \quad (7 - 3)$$

Där S_v beräknas som:

$$S_v = \frac{0,8 * \tan \varphi_{cv,d}}{\left(\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_{cv,d}} + 0,45 * \tan \varphi_{cv,d} \right)^2} \quad (7 - 4)$$

Med den dimensionerande inre friktionsvinkeln $\varphi_{cv,d}$ som:

$$\varphi_{cv,d} = \frac{\tan \varphi_{cv,k}}{\gamma_n * \gamma_m} \quad (7 - 5)$$

Den karaktäristiska friktionsvinkeln sätts till 45° . Bilaga 5 ger:

$$\varphi_{cv,k_rad} = 0,7854$$

$$\varphi_{cv,d} = 0,6103$$

$$S_v = 0,2374$$

$$\kappa = 0,0456$$

$$S_{ar} = 0,9775$$

$$N_{s_k} = 38554 \text{ [N]} \text{ (karaktäristiskt värde)}$$

7.5.2 Beräkning av normalkraft på grund av trafiklast

Normalkraften beror även av trafiklasten. Funktionsfilen $p_{traffic}$ (bilaga 6) anropas och normalkraftsbidraget beräknas sedan som summan av punktlaster och den utbredda lastens bidrag på olika sätt beroende på förhållandet $\frac{h_{c,red}}{D}$.

Programmet ger de maximala värdena:

$p_{t_s} = 24624 \text{ [N/m]}$ (I bruksgräns)

$p_{t_u} = 40335 \text{ [N/m]}$ (I brottsgräns)

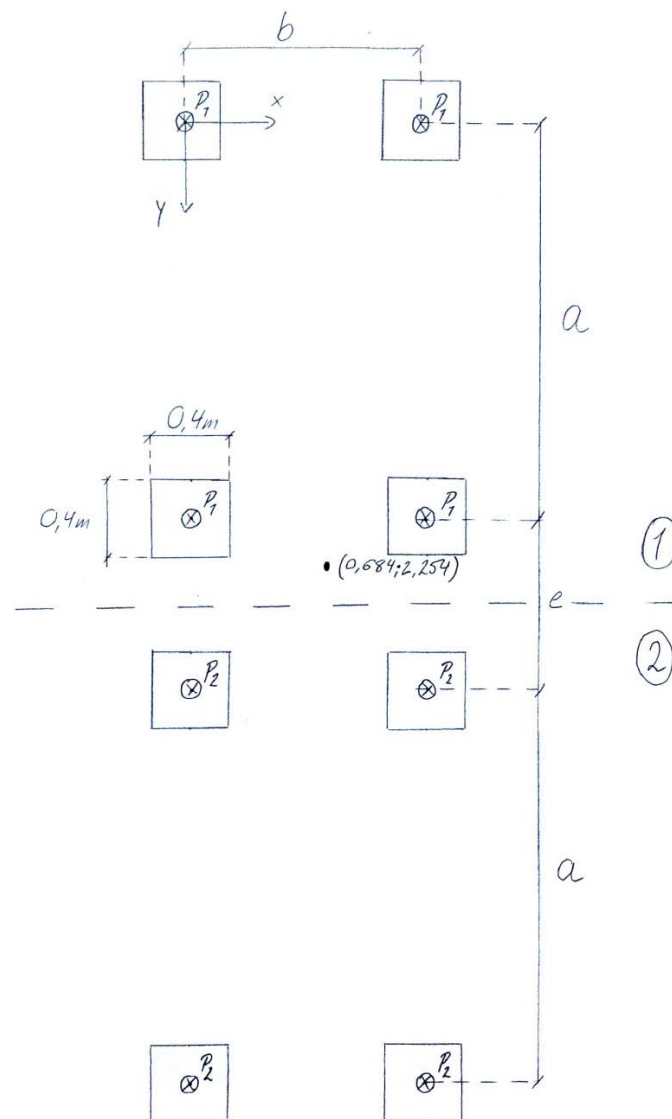
$N_{t_s} = 57794 \text{ [N]}$

$N_{t_u} = 73504 \text{ [N]}$

Beräknat för punkten (se figur 18):

$x = 0,684\text{m}$

$y = 2,254\text{m}$



Figur 18 - Det värsta fallet inträffar när punktlasterna placeras så att beräkningspunkten ligger under koordinaterna (0,684;2,254)

7.6 Dimensionerande normalkraft

Den totala normalkraften genom stålbågen beräknas sedan (i bilaga 7) genom att N_s och N_t kombineras genom:

$$N_{d,s} = (\psi\gamma)_{s,s} * N_s + (\psi\gamma)_{t,s} * N_t \left(\frac{R_t}{R_s} \right)^{0.25} \quad (7-6)$$

Respektive:

$$N_{d,u} = (\psi\gamma)_{s,u} * N_s + (\psi\gamma)_{t,u} * N_t \quad (7-7)$$

Med ψ och γ som reduktions- och partialvärden beroende på brotts- eller bruksgränstillstånd.

Dessa parametrar är de som direkt förs vidare ner i betongfundamentet i en vinkel β , eller uppdelad i vertikala och horisontella komponenter.

7.6.1 Normalkraft i brottsgräns

Den totala axiella normalkraften som förs ner till fundamentet blir i brottsgräns:

$$N_u = 169,43 \text{ [kN]}$$

7.6.2 Normalkraft i bruksgräns

Den totala axiella normalkraften som förs ner till fundamentet blir i bruksgräns:

$$N_s = 133,30 \text{ [kN]}$$

7.7 Momentberäkningar

Beräkning av momentet i bågen består av tre delar.

1. Moment orsakat av fyllnadsmaterialet, upp till toppen av bågen, som ger ett negativt bidrag till momentet i toppen av bågen och ett positivt moment i sidoplåtarna.
2. Moment orsakat av överfyllnadsmaterialet, vilket ger ett positivt bidrag till momentet i toppen av bågen och ett negativt momentbidrag i sidoplåtarna.
3. Trafiklasten ger ett positivt momentbidrag i toppen av bågen och ett negativt bidrag i sidoplåtarna.

Beräkningarna beror på konstruktionens styvhet, betecknad λ_f och om värdet på denna ligger över eller under 5000. Konstruktionsstyvheten beror på bågens yttröghetsmoment, E-modul, och fyllnadsmaterialets tangentmodul E_{sd} .

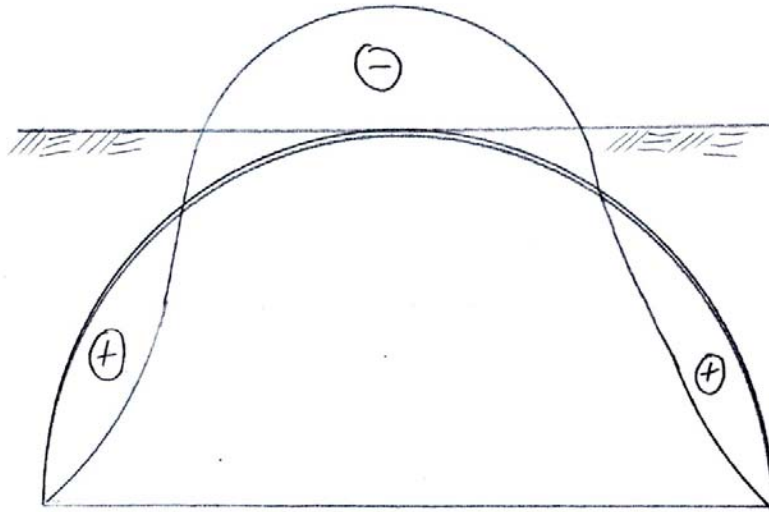
De karaktäristiska värdena på de ingående delarna av det totala momentet beräknas med genom att kombinera $M_{s,surr}$, $M_{s,cover}$ och $M_{t,s}$. Momentet beräknas i bilaga 8.

7.7.1 Moment på grund av uppfyllnadsmaterial

Momentet orsakat av uppfyllnadsmaterial beräknas i bilaga 9 enligt ekvationen:

$$\frac{M_{s,surr}}{D^3} = -\rho_1 * f_1 * f_3 * f_{2,surr} \quad (7-8)$$

Momentet beror av den del av den omgivande fyllnadsmaterial som går upp till toppen av bågen, se figur 19. ρ_1 är tungheten på det omgivande fyllnadsmaterialet. Faktorerna f_1 , f_2 och f_3 är formfaktorer som beror av bågens geometri och D är spännvidden.



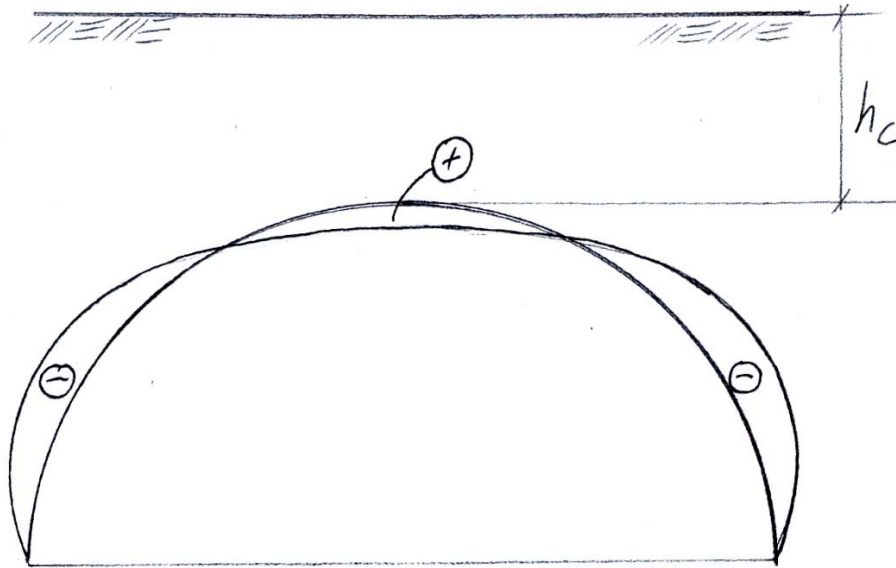
Figur 19 - Momentet i konstruktionen på grund av det omgivande fyllnadsmaterialet (fritt efter Pettersson & Sundquist 2010)

7.7.2 Moment på grund av täckande fyllnadsmaterial

Momentet orsakat av det täckande fyllnadsmaterialet beräknas i bilaga 10 med ekvationen:

$$\frac{M_{s,cover}}{D^3} = S_{ar} * \rho_{cv} * \frac{hc_{red}}{D} * \left(\frac{R_t}{R_s}\right)^{0.75} * f_1 * f_{2,cover} \quad (7 - 9)$$

Fyllnadsmaterialet ovanför krönet på bågen pressar ner bågen och momentkurvan till sitt ursprungsläge och bidrar sedan till ett positivt moment om ytterligare material lastas på enligt figur 20.



Figur 20 - Överfyllnadsmaterialet trycker ner bågen och gör att momentet blir positivt med en dragen undersida i toppen (fritt efter Pettersson & Sundquist 2010)

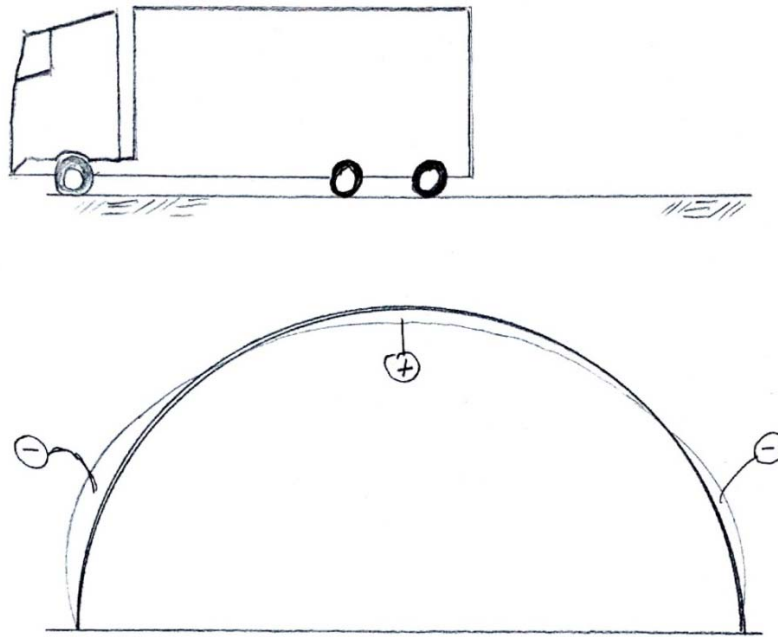
7.7.3 Moment på grund av trafiklast

Momentet orsakat av trafiklasten (se figur 21) beräknas i bilaga 11 enligt ekvationen:

$$M_t = f_4' * f_4'' * f_4''' * f_4^{IV} * D * P_{traffic} + S_{ar} * \left(\frac{R_t}{R_s} \right)^{0.75} * f_1 * f_{2,cover} * q * D^2$$

(7 – 10)

Där f_4' till f_4^{IV} är formfaktorer beroende på konstruktionens geometri och styvhet λ_f . $P_{traffic}$ och q är bidrag från punktlaster respektive utbredda trafiklaster. S_{ar} är parametern för att tillgodoräkna sig effekterna från bågverkan och beräknas under avsnittet [7.5.1].

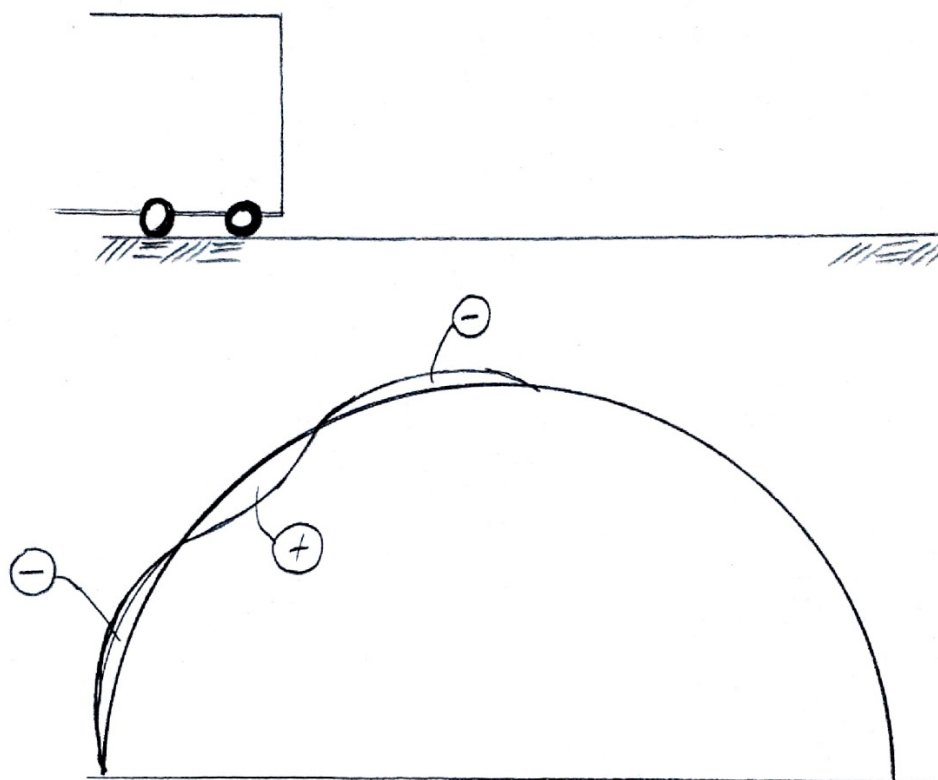


Figur 21 - Trafiklasten ger sitt maximala bidrag till momentet i topplåten (fritt efter Pettersson & Sundquist 2010)

7.8 Totalt moment i bågen

Det totala momentet beräknas som summan av de ingående momenten i bilaga 12. Trafiklasten kan ge upphov till både positivt och negativt moment beroende på var fordonet befinner sig. Spänningen i plåtens yttersta fiber på grund av momentet beräknas med Navier's formel.

Maxvärdet är uträknat vid det tillfälle då trafiklasten ger ett så stort positivt bidrag till momentet topplåten som möjligt, alltså då den befinner sig mitt ovanför den högsta punkten. Minvärdet är beräknat som det tillfälle då trafiklasten ger ett så stort negativt bidrag till momentet i topplåten som möjligt. Se figur 22.



Figur 22 - Trafiklasten är placerad så att den reducerar momentet i topplåten maximalt (fritt efter Pettersson & Sundquist 2010)

7.9 Dimensionerande moment i stålbågen

Processen görs två gånger (med ingående lastparametrar för de olika lastfallen) vilket leder fram till dimensionerande moment i brotts- och bruksgränstillstånd.

7.9.1 Moment i brottsgräns

Dimensionerande moment i toppbågen är:

$$226,40 \text{ [kNm]}$$

Dimensionerande moment i sidobåden är:

$$123,99 \text{ [kNm]}$$

7.9.2 Moment i bruksgräns

Dimensionerande moment i toppbågen är:

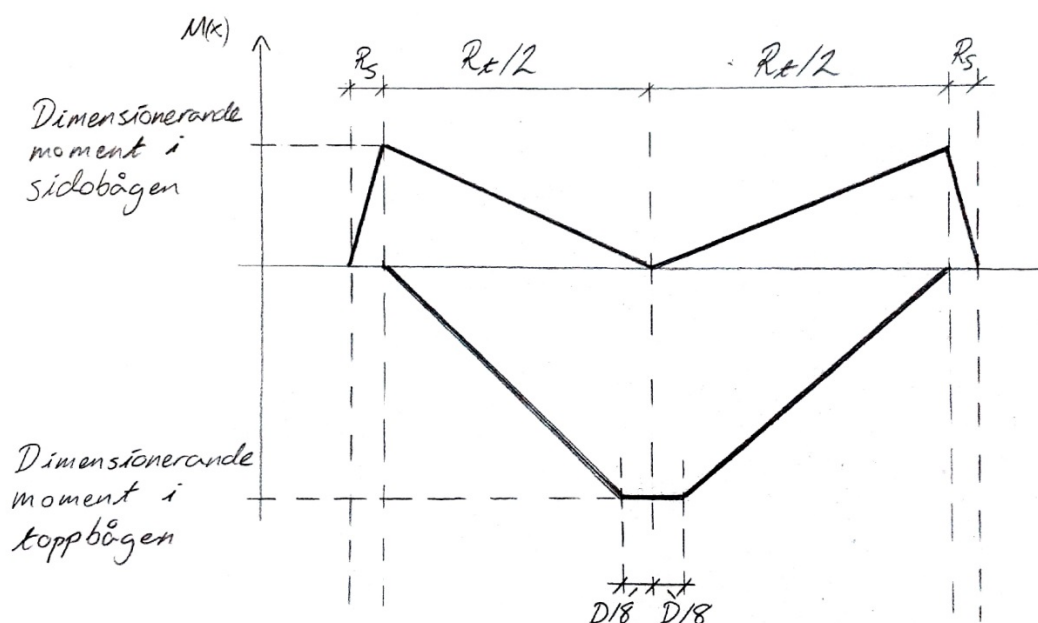
$$207,01 \text{ [kNm]}$$

Dimensionerande moment i sidobåden är:

$$117,53 \text{ [kNm]}$$

7.9.3 Momentets fördelning i bågen

Momentkurvan ritas upp med ett antal förenklingar och antaganden beskrivet av Pettersson och Sundquist (2010). Momentet antas variera linjärt över en del med konstant radie, och modelleras lägre i sidoplåtarna än i topplåten. Principiellt modelleras momentkurvan enligt figur 23.



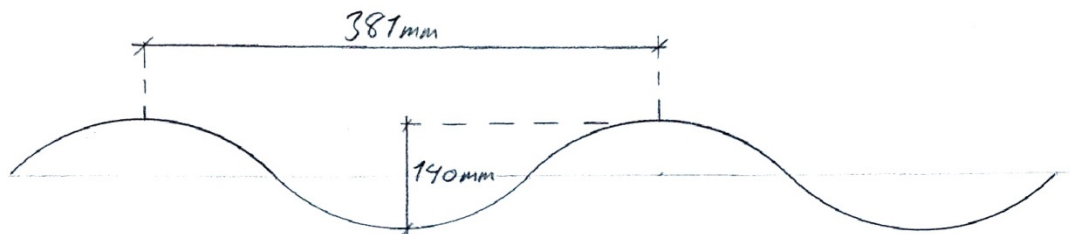
Figur 23 - Momentfördelning i bågen. (fritt efter Pettersson & Sundquist 2010)

7.10 Val av dimension på plåten

Spänningen i plåten får inte överstiga stålets flytspänning. Navier's formel tillämpas för att beräkna spänningen i den yttersta fibern av tvärsnittet och summerar bidragen från normalkraften och momentet.

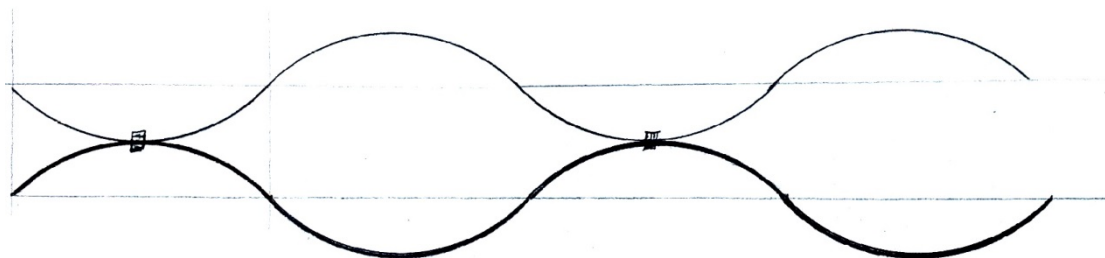
$$\sigma = \frac{M}{I} * z + \frac{N}{A} \quad (7 - 11)$$

Yttröghetsmomentet och tvärsnittets area erhålls från ett Exceldokument från ViaCon som specialiserat sig på att tillverka korrugerade plåtar. Den modell som används kallas SuperCor och har ett tvärsnitt enligt figur 24:



Figur 24 - Tvärsnitt av SuperCor

Om den beräknade maximala spänningen överstiger stålets kapacitet behöver konstruktionen förstärkas med så kallade "reinforcement ribs", se figur 25. Dessa läggs då spegelvänt det ursprungliga tvärsnittet. Yttröghetsmomentet beräknas på nytt för den sammansatta konstruktionen och placeras i de sektioner där kapaciteten för en enkel plåt inte är tillräcklig.



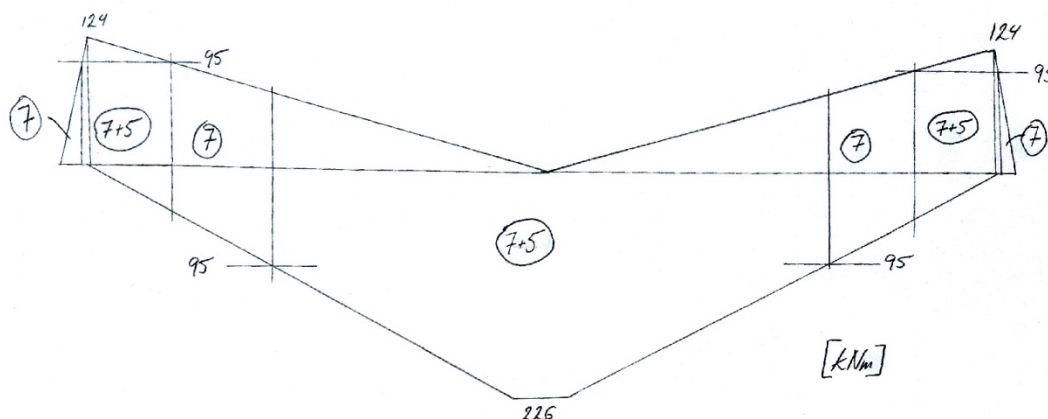
Figur 25 - Tvärsnitt av SuperCor med förstärkning

Med en tjocklek på 7mm erhålls ett yttröghetsmoment på $I = 2,2856 \cdot 10^{-5} m^4$ och en area på $A = 0,0098 m^2$. Momentkapaciteten beräknas som:

$$M = \left(\sigma + \frac{N}{A} \right) * \frac{I}{z} \quad (7 - 12)$$

Dessa dimensioner ger en momentkapacitet på 95 kNm. Där momentet överskrider denna kapacitet används förstärkningar, med ytterligare en plåt på 5mm, vilket ger en kapacitet på 255,7kNm.

Momentdiagrammet med inritade kapaciteter finns i figur 26:



Figur 26 - Momentdiagram med kapaciteten för en enkel plåt inritad, samt nödvändiga tjocklekar i varje sektion

Större delen av konstruktionen är i behov av förstärkning då 7mm plåten är den största dimension som ViaCon levererar. En liten del av topplåten har tillräcklig

kapacitet med bara en plåt, men av praktiska skäl kommer hela konstruktionen att förstärkas.

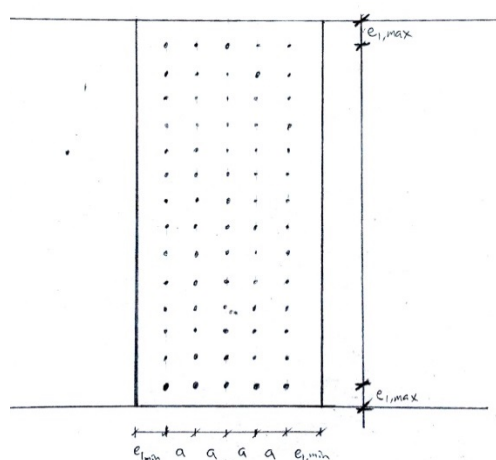
7.11 Beräkning av skruvförband

I beräkningen delas skruvarna upp i skruvrader som tar plåtens normalkraft genom skjuvning och skruvrader som tar momentet i drag genom kraftpar som motsvarar momentet i plåten. Skruvarna placeras i livet på plåten, där momentet är noll i tvärsnittet, för att inte påverkas av oberäknad skjuvspänning på grund av momentet.

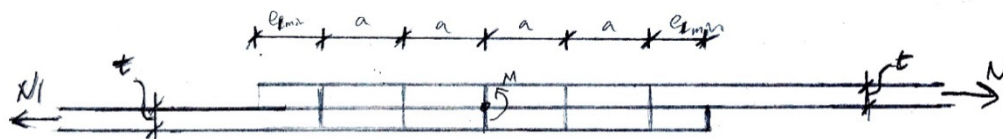
Eftersom momentet i bågen är jämnt fördelat över plåten, så måste också skruvarna fördelas jämnt. Samtidigt måste avståndskraven enligt Eurocode vara uppfyllda för att inte riskera lokal buckling. Detta försvårar optimeringen av skruvförbandet eftersom möjligheterna att öka kraftparets hävarm är begränsade till avståndskraven och skruvförbandets rader måste ökas med ett jämnt antal för att bilda ett kraftpar. Eftersom beräkningen inte klarade 3 rader så var det nödvändigt att gå upp till 5 rader, vilket gav höga säkerhetsfaktorer.

- Säkerhetsfaktor mot normalkraften: 3,6 ggr säkerhet
- Säkerhetsfaktor mot momentet: 2,2 ggr säkerhet

Utifrån beräkningarna i bilaga 37 har skruvarna placerats i enighet med figur 27 och 28.



Figur 27 - Skruvarnas placering i plåtskarvarna beräknat på en meterstrimla



Figur 28 - Skruvarnas placering och plåtarnas omlottskarvning

7.12 Sammanställning - Beräkningen av stålbågen

Nedan följer en sammanställning av de krafter och spänningar som verkar i bågen. Den totala spänningen som verkar i den yttersta fibern på tvärsnittet summeras samman med Navier's formel och beror av både momentet och normalkraften. Normalkrafterna förs vidare till beräkningen av stöden.

%=====%

Värden i brottsgränstillstånd

%=====%

Dimensionerande moment i toppbågen är:

226,40 [kNm]

Dimensionerande moment i sidobåden är:

123,99 [kNm]

Den totala normalkraften som förs ned blir:

169,43 [kN]

Den maximala spänningen i plåten på grund av momentet och normalkraften:

181,06 [MPa]

Säkerhetsmarginal för stålets hållfasthet:

1,52

%=====%

Värden i bruksgränstillstånd

%=====%

Dimensionerande moment i toppbågen är:

207,01 [kNm]

Dimensionerande moment i sidobåden är:

117,53 [kNm]

Den totala normalkraften som förs ned blir:

133,30 [kNm]

Den maximala spänningen i plåten på grund av momentet och normalkraften:

164,01 [MPa]

Säkerhetsmarginal för stålets hållfasthet:

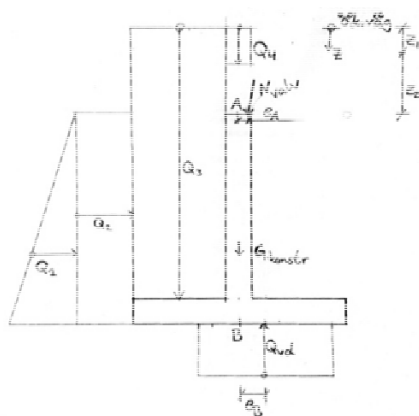
1,68

8 Beräkning av betongstödens tvärsnitt

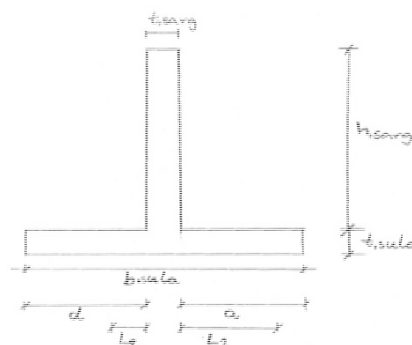
Krafterna som verkar på stålbågen förs ner till marken genom tre stöd, mittstödet och de två ytterstöden. Mittstödet kommer enbart att hantera laster från stålbågen och eventuella olyckslaster. Ytterstöden kommer hantera laster från stålbågen, olyckslaster samt jordtryck från fyllnadsmaterial. Beräkningar och antaganden baseras på SS-EN 1991-2:2, SS-EN 1992-1-1, böckerna Plattgrundläggning (Bergdahl, U. et al 1993), Geoteknik (Sällfors 2009) samt intervjuer. Vid beräkningarna har antaganden att stöden är förhindrade att förflytta sig i sidled gjorts på grund av stor egentyngd. Beräkningarna utförs på en meterstrimla av konstruktionen.

8.1 Ytterstöd

På ytterstöden verkar laster från fyllnadsmaterial, överlaster från arbete i närheten av stödet, överlast från trafik vid färdig konstruktion, olyckslaster samt last från stålbågen. Som dimensionerade fall valdes lastfallet enligt figur 30 där olyckslasten ej beaktas då den anses vara gynnsam vid dimensionering av bottenplattan.



Figur 30 - Lastfall ytterstöd



Figur 29 - Tvärsnittsmått

Beräkningsprocessen syftar till att finna lämpliga dimensioner på stödet, identifiera resulterande last Q_{vd} samt dess angreppsyta.

Allmänna bärrighetsekvationen

$$q_b = c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (8 - 1)$$

Allmänna bärrighetsekvationen ger jordens bärförmåga och beaktar förhållanden i undergrunden samt uppfyllnadsmaterial.

8.1.1 Beräkningsförfarandet vid dimensionering av stödet

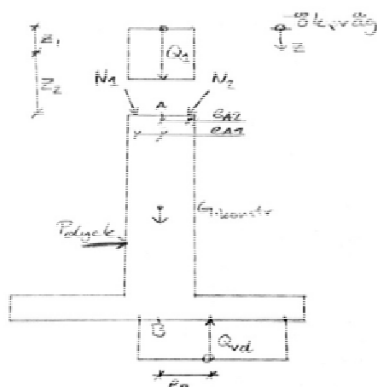
1. Beräkna samtliga laster över underkant stödet.
2. Horisontell jämvikt ger resulterande kraft.
3. Beräkna momentet vid B genom momentjämvikt.
4. Beräkna excentriciteten e_B genom att dividera momentet vid B med den resulterande horisontella kraften.
5. Beräkna den utbredda lastens angreppsytta.
6. Beräkna den utbredda lasten, Q_{vd} genom att dividera den resulterande vertikala kraften med angreppsytan.
7. Beräkna jordens vertikala bärförmåga q_b och jämför med den utbredda lasten Q_{vd} villkoret: $q_b \geq Q_{vd}$ skall uppfyllas.

Den utbredda lasten Q_{vd} samt dess hävarmar L_1 och L_2 används vid beräkningen av moment och tvärkraft i bottenplattan. För beräkningar se bilaga 13.

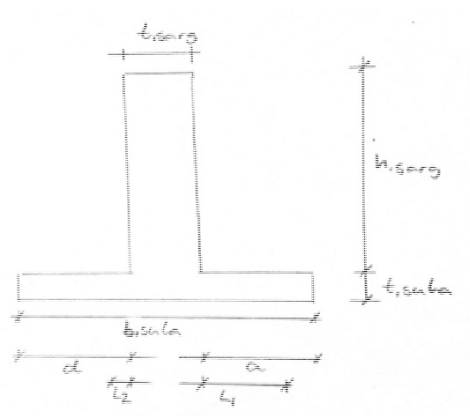
8.2 Mittstöd

På mittstödet verkar laster från fyllnadsmaterial, olyckslaster samt last från stålbågen. Som dimensioneradefall valdes lastfallet enligt figur 31. Där normalkraft N_1 valdes till sitt maximala värde med avseende på trafiklast och jordlast. Normalkraften N_2 beaktar endast jordlast. Olyckslasten placeras enligt figur 31 för att ge största bidrag till momentet runt B. Mittstödet dimensioneras utgående från kravet på avståndet mellan stålbågarnas anslutning, vilket ger $t_{sarg} = 1,4\text{m}$ enligt Pettersson och Sundquist (2010).

Beräkningsgången för mittstödet sker på samma sätt som för ytterstöden. Beräkningar finns i bilaga 14.



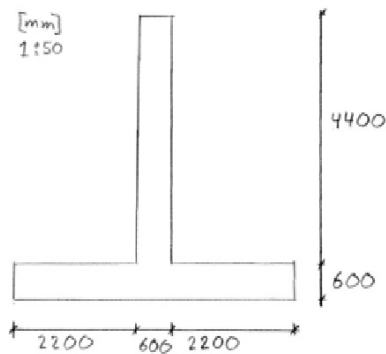
Figur 31 - Lastfall på mittstödet



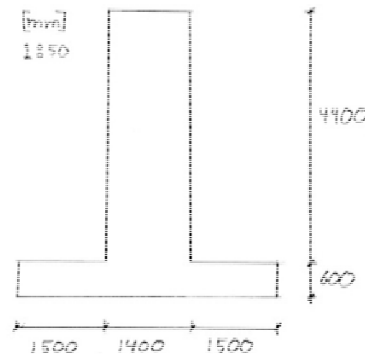
Figur 32 - Tvärsnittsmått

8.3 Beräkningsresultat

Nedan (figur 33 och 34) visas ytterstödet och mittstödet dimensioner samt de resulterande lasterna under stöden.



Figur 33 - Ytterstödens dimensioner



Figur 34 - Mittstödet dimensioner

Utbredd last under ytterstöden

$$Q_{vd} = 335.68 \frac{kN}{m}$$

Utbredd last under mittstöd

$$Q_{vd} = 816.49 \frac{kN}{m}$$

8.4 Deformation av ytterstöd

Kontroll av deformationen i ytterstödet med avseende på knäckning baseras på SS-EN 1992-1-1. Villkor (8 – 2) skall uppfyllas för att sargen skall betraktas som säker för knäckning. Det dimensionerande momentet skall vara mindre eller lika med momentkapaciteten för sargen.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (8 - 2)$$

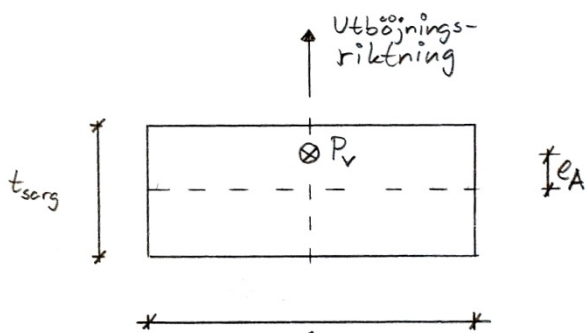
8.4.1 Bedömning av sargens slankhet

Beräkning av slankhetstalet, λ för sargen. Jämförelse med gränsvärdet för slankhetstalet λ_{lim} ger om sargen skall beräknas som slank eller oslank. Om sargen beräknas som slank skall andra ordningens effekter beaktas. Om sargen beräknas som oslank så skall andra ordningens effekter ej beaktas. Beräkningarna i bilaga 15 visar att sargen blir oslank.

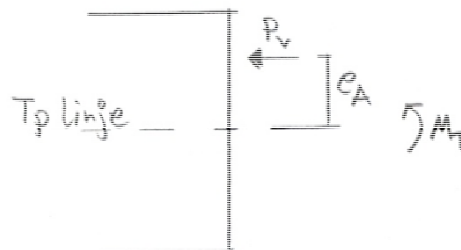
$$\lambda < \lambda_{lim} \quad (8 - 3)$$

8.4.2 Beräkning av dimensionerande moment

Nedan visas normalkraftens angreppspunkt på sargen approximerat som en resulterande tryckkraft P_v med excentriciteten e_A . Momentet M_T är snittmomentet strax ovanför bottenplattan.



Figur 36 - Resulterande tryckkraftens angreppspunkt på tvärsnittet



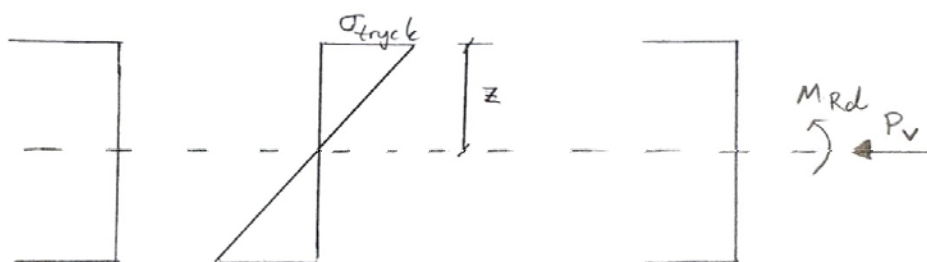
Figur 35 - Moment på tvärsnittet

Det dimensionerande momentet fås genom att den avsiktliga excentriciteten e_A adderas med excentriciteten e_i på grund av imperfektioner i sargen. För beräkning se bilaga 15.

$$M_{Ed} = M_T + P_v * (e_A + e_i) \quad (8 - 4)$$

8.4.3 Beräkning av momentkapacitet

Nedan visas beräkningsmodellen för momentkapaciteten M_{Rd} med den resulterande tryckkraften placerad i centrum av tvärsnittet.



Figur 37 - Spänningsfördelningen på grund av pålagt moment och tryckande kraft

Navier's formel används för att läsa ut momentkapaciteten M_{Rd} , spänningen σ_{tryck} i den tryckta zonen sätt lika med den dimensionerande betongspänningen f_{cd} .

$$M_{Rd} = \frac{I_c}{z} * \left(f_{cd} - \frac{P_v}{A_c} \right) \quad (8 - 5)$$

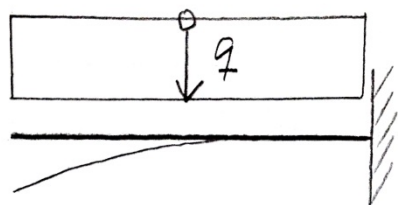
8.4.4 Beräkningsresultat

Det dimensionerande momentet blev mindre än sargens momentkapacitet. Risk för knäckning av sargen föreligger ej. Se ekvation (8 – 2) och bilaga 15.

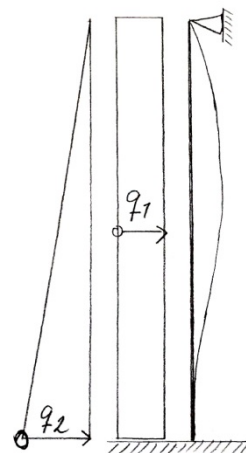
9 Dimensionering av ytterstödet armering

Det yttre stödet har som funktion att föra ned lasterna från stålbågen till marken, stödet ska även ta hand om de laster som uppstår på grund av jordtryck. Modellen ställs upp som en meterstrimla av konstruktionen.

Sargen i ytterstödet ses som en ensidig fast inspänning, för att kunna utföra beräkningar av förankringslängd, bygelarmering, skarvlängd o.s.v. Även innertass och yttertass i bottenplattan kommer att ses som fast inspända balkar.



Figur 38 - Förenklad modell av bottenplattans tassar



Figur 39 - Förenklad modell av sargen

Jordtrycket ger upphov till ett stort moment mellan ytterstödet sarg och bottenplatta samtidigt som mittstödet bara ska hantera tryckande normalkrafter och eventuella olyckslaster. Därför behandlas bara ytterstöden vid beräkning av armeringsbehov.

9.1.1 Beräkningsförfarande

- Beräkna täckande betongskikt och minimiarmering
- Beräkna snittkrafter
- Bestäm dragkraftsbehovet
- Tvärkraftsarmering
- Beräkna förankringslängder
- Beräkna skarvlängder

9.2 Täckande betongskikt

Minsta täckande betongskikt blir beroende av minsta kravet enligt TRVK BRO 11, enligt beräkningarna i bilaga 34, vilket ger $c_{\text{nom}} = 0,065\text{m}$ för armeringsdiametererna $\phi = 16\text{mm}$ och $\phi = 24\text{mm}$.

9.3 Minimiarmring

Enligt Eurocode 2 krävs en analys av minsta dragarmering för att förhindra att armeringen slits av när tvärsnittet spricker. För att undvika detta spröda brott bör tvärsnittets momentkapacitet i brottsgränstillstånd, M_{Ed} , vara större än tvärsnittets

sprickmoment, M_{Rd} , som vid ett rektangulärt tvärsnitt beräknas med Navier's formel. Mängden armering kan uppskattas med jämvikt mellan dragkraften i betongen strax innan sprickbildning och kraften i armeringen vid flytgränsen.

Betongen som använts vid dimensionering är av klass C40/50 och beräkningar är baserade på SS-EN-1992-1-1, avsnitt 7.3.2, "Minimiarmering". Ytterligare krav på armeringsmängd i brokonstruktioner från TRVK Bro 11 har också beaktats. Kravet är att CC-avståndet mellan två stänger inte får vara större än 300 mm. Minimiarmeringen beräknas på de tvärsnitt som eventuellt skulle kunna vara utsatta för drag, se bilaga 16.

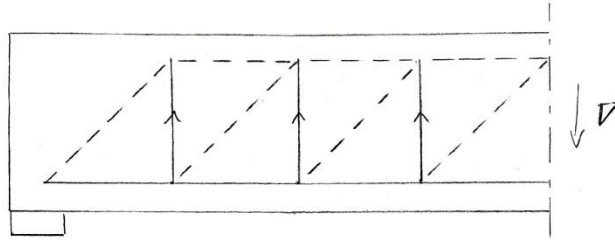
Tabell 3 Minimiarmering i konstruktionens olika delar

Konstruktionsdel	Minsta armeringsmängd, $A_{s,min}$	Stångarea, Φ	
Sarg, dragen sida	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	16 mm	
Sarg, tryckt sida	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	16 mm	
Innertass, dragen sida	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	24 mm	
Innertass, tryckt sida	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	24 mm	
Yttertass, dragen sida	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	24 mm	
Yttertass, tryckt sida	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	24 mm	
Mittstöd, sarg båda sidor	$2,430 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$	16 mm	
Mittstöd, bottenplatta	$9,737 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$	16 mm	
Antal stänger	Antal stänger för att klara M_{Rd}	Minsta antal stänger för att klara krav från TRVK Bro 11	
5	8	4	
5	5	4	
3	8	4	
3	3	4	
3	6	4	
3	3	4	
13	13	4	
3	3	4	

Tabell 3 visar vilka delar som klarar M_{Rd} med minimiarmering, i de fall där $M_{Ed} < M_{Rd}$ (rödmarkerat) har antalet stänger ökat till villkoret är uppfyllt. Även i de fall då kravet enligt TRVK Bro 11 inte är uppfyllt är rödmarkerade. I dessa fall väljs det antal stänger som krävs för att uppfylla kravet.

9.4 Dragkraftsbehov

Dragkraftsbehovet måste i varje snitt tillgodoses genom att armering läggs in och anordnas så att tillräcklig bärförmåga erhålls. Följaktligen måste både armeringsstängernas egen kapacitet samt förankringskapaciteten i betongen beaktas. Sneda skjuvsprickor i ett balkliv påverkar jämviktsförhållanden, huvuddragspänningar försvinner och tvärkraften överförs med hjälp av tryckspänningar. Denna tvärkraft ska med hjälp av tvärkraftsarmering "lyftas" upp och flytta tvärkraften mot upplag, likt ett fackverk, se figur 40.



Figur 40 - Fackverksmodell för beräkning av tvärkraftsarmering

Tvärkraftsarmeringen utgörs av byglar som najas fast under dragarmeringen och över tryckarmeringen. Beräkningar utförs enbart på byglarnas cc-avstånd, utformningen av dessa kommer således inte att beröras. Beräkningar utförs enligt SS-EN 1992-1-1, (se bilaga 21, 25 och 29)

Formel för beräkning av avstånd mellan byglar, s.k. s-avstånd:

$$s = z \cdot \cot\left(\frac{\theta \cdot \pi}{180}\right) \cdot \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{\text{abs}(V(x))} \quad (9-1)$$

Formel för beräkning av dragkraftsbehovet, F_{td} :

$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} \cdot \Delta F_{td} \quad (9-2)$$

Där ΔF_{td} är dragkraftstillskott på grund av de sneda sprickornas inverkan:

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}^2}{2} \cdot \frac{s}{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw}} \quad (9-3)$$

Villkor enligt EC2, är inte villkoret uppfyllt väljs antingen $0,5V_{Ed}$ eller $1,25V_{Ed}$ (21, 25 och 29):

$$0,5V_{Ed} \leq \Delta F_{td} \leq 1,25V_{Ed} \quad (9-4)$$

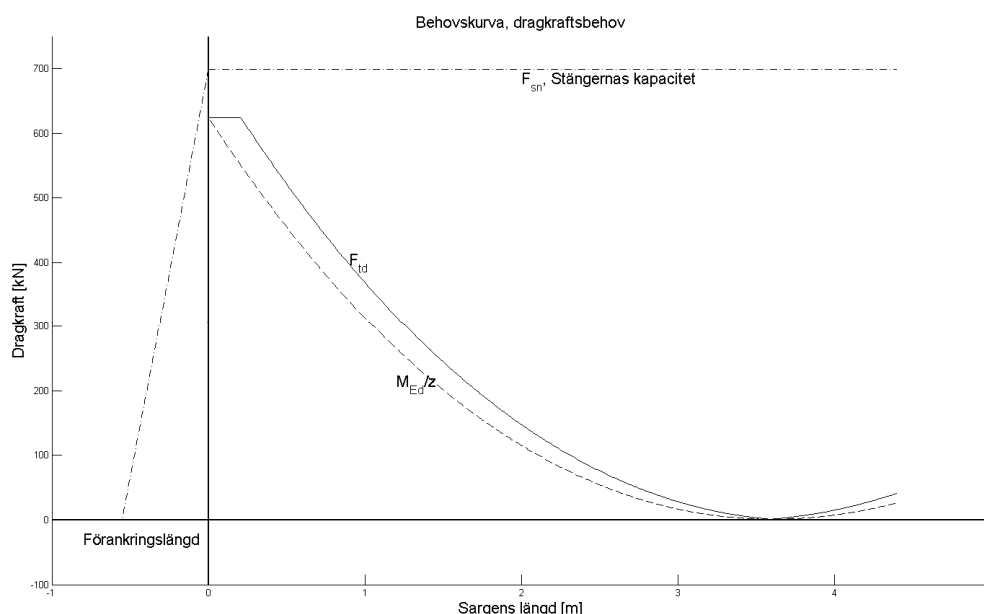
Formel för beräkning av dragkraftskapaciteten, F_{sn} , i tvärsnittet:

$$F_{sn} = n \cdot f_{yd} \cdot A_{si} \quad (9-5)$$

9.5 Tvärkraftsarmering i sargen

Sargen är i horisontalld belastad med jordtryck och en horisontell lastkomposant från stålbågen. Bilaga 17 visar snittmoment, tvärkraft och s-avstånd för att beräkna ΔF_{td} och F_{td} . Där F_{td} är rödmarkerad är $F_{td} > \frac{M_{Ed,max}}{z}$. I de snitt där detta uttryck stämmer påverkas inte dragkraften av sneda sprickor vilket innebär att F_{td} ersätts av $M_{Ed,max}$, se bilaga 21 samt figur 41 nedan.

Med tidigare nämnda tvärsnittsdimensioner och beräkningar av minimiarmering har dragkraftskapaciteten i dessa beräknats och plottats ut i behovskurvan nedan. Ett byggelavstånd har beräknats enligt (9 – 1) och bestämts till 300mm. Med känt byggelavstånd beräknas dragkraftstillskottet (9 – 3) samt dragkraftsbehovet (9 – 2). Dessa plottas ut enligt bilden nedan för att åskådliggöra huruvida kapaciteten förhåller sig till behovet. Eftersom s-avståndet är konstant och armeringen löper genom hela



Figur 41 - Behovskurva för sargens dragkraftsbehov som även visar stängernas kapacitet samt förankringslängd

sargen får kurvan en jämn parabelform. Avkortning av armeringen skulle kunna göras där behovet är lågt, men utan att underskrida minsta tillåtna armeringsmängd.

9.6 Förankring av sargens armering

Förankringslängd bestäms enligt SS-EN-1992-1-1, avsnitt 8.4 (bilaga 22). De formler som krävs för bestämning av förankringslängden är följande:

Dimensionerande vidhäftningshållfasthet, f_{bd} :

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (9 - 6)$$

Maximal krafttillväxt per stång, S_{bd} :

$$S_{bd} = \frac{\pi \cdot \theta \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5} \quad (9 - 7)$$

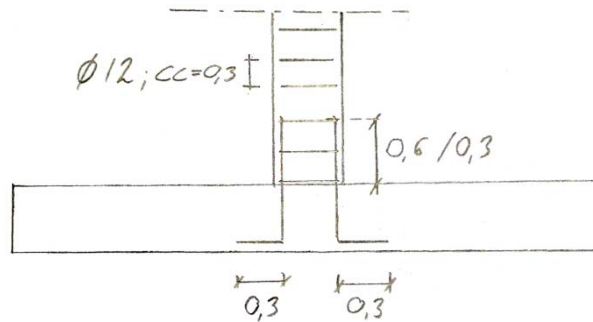
Dimensionerande förankringslängd, l_{bd} :

$$l_{bd} = \frac{F_{td}}{n \cdot S_{bd}} \quad (9 - 8)$$

Erforderlig förankringslängd, $l_{b,rqd}$:

$$l_{b,rqd} = l_{bd} \text{ då } \alpha_{1-5} = 1 \quad (9 - 9)$$

För att förankra sargens dragarmering krävs, enligt bild 42, att 552mm förlängs in i bottenplattan, se ekvation (9 - 9). För att göra det möjligt att fästa den förankrade armeringen i bottenplattans underkantsarmering kommer denna armering att bockas ut ytterligare 300mm., se figur 42.



Figur 42 – Förankring och skarvning av sargens huvudarmering

Konstanterna η_1 och η_2 sätts till 1 på grund av goda vidhäftningsförhållanden och stångdiameter mindre än 32mm, faktorer för beräkning av maximal dragkraftstillväxt, α_{1-5} , approximeras även de till 1, på säker sida.

9.7 Skarvning av sargens armering

Eftersom att bottenplattan gjuts innan sargen krävs att förankringen av sargens armering bockas upp från bottenplattan för att sedan skarvas med sargens huvudarmering.

Vid beräkning av skarvlängd används formlerna som följer, enligt SS-EN-1992-1-1, kapitel 8.7.3:

Erforderlig skarvlängd, l_0 :

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \quad (9 - 10)$$

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{0,25}} \quad (9 - 11)$$

där ρ_1 är andelen av den totala armeringen som är skarvad inom avståndet $0,65l_0$ åt varje håll från skarvens centrum

$$1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5 \quad (9 - 12)$$

9.8 Tvärkraftsarmering i bottenplattans innertass

Villkoret (9 – 4) är uppfyllt där $x \leq 0,8$ m vilket innebär att (9 – 2) tillämpas i dessa snitt och $0,5V_{Ed}$ ersätter ΔF_{td} i övriga snitt, se bilaga 25.

Behovskurva, dragkraftsbehov

Dragkraft [kN]

Stödets tass mot körfältet, längd [m]

F_{sn} Stångernas kapacitet

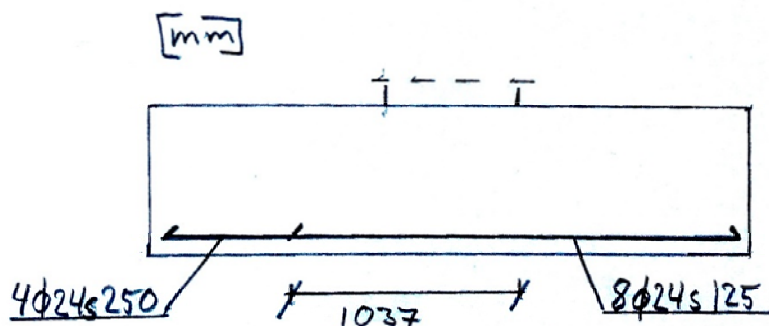
M_{Ed}/z

F_{td}

9.9 Förankring av armering i bottenplattans innertass

57

Alltså kommer 8 stänger läggas in i den dragna undersidan som förankras in i ungefär halva den tryckta undersidan (figur 44). Skarvning av dessa stänger är inte nödvändigt eftersom deras totala längd understiger den maximala längden på 12 m för transport.



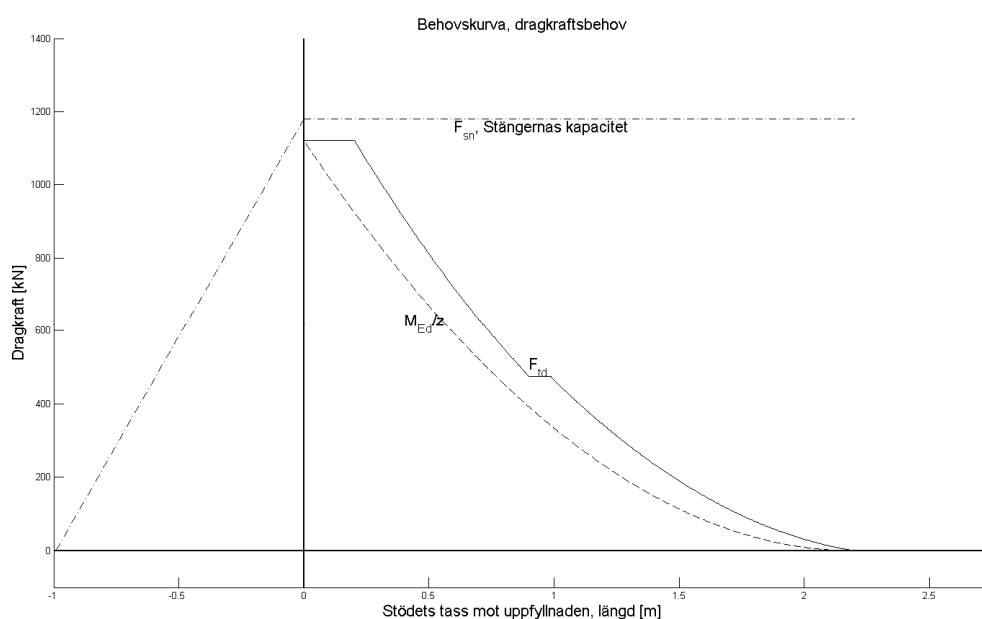
Figur 44 - Skiss av underkantsarmering i bottenplattan

9.10 Tvärkraftsarmering i bottenplattans yttertass

Yttertassen är belastad i vertikalled av egentynghden och jordlast. Även här ses tassen som en fast inspänd konsolbalk. Tabellerna i bilaga 19 visar dragkraftsbehovet som även här reduceras där $F_{td} > \frac{M_{Ed,max}}{z}$, se bilaga 29.

Villkoret (8 – 4) är uppfyllt där $x \leq 0,9$ m vilket innebär att (8 – 2) tillämpas i dessa snitt och $0,5V_{Ed}$ ersätter ΔF_{td} i övriga snitt.

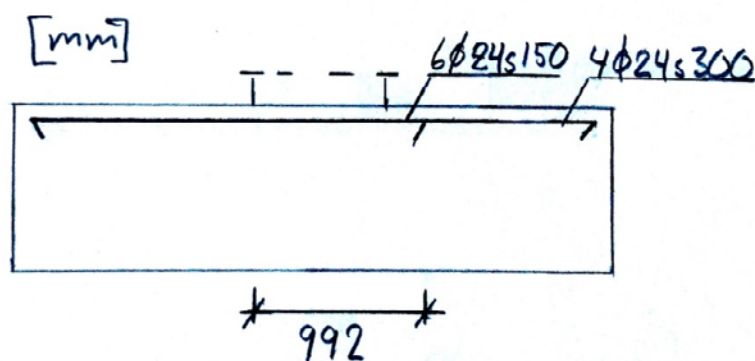
Inte heller i bottenplattans yttertass dragna översida är minimiarmering tillräckligt för att klara av momentbehovet, för att klara behovet krävs 6 armeringsstänger där behovet är som störst. Bygelavståndet beräknades enligt (8 – 1) och bestämdes till 170 mm. Med det kända bygelavståndet beräknades dragkraftstillskottet (8 – 3) samt dragkraftsbehovet (8 – 2), se figur 45.



Figur 45 - Behovskurva för yttertassens dragkraftsbehov som även visar stängernas kapacitet samt förankringslängd

9.11 Förankring av armering i bottenplattans yttertass

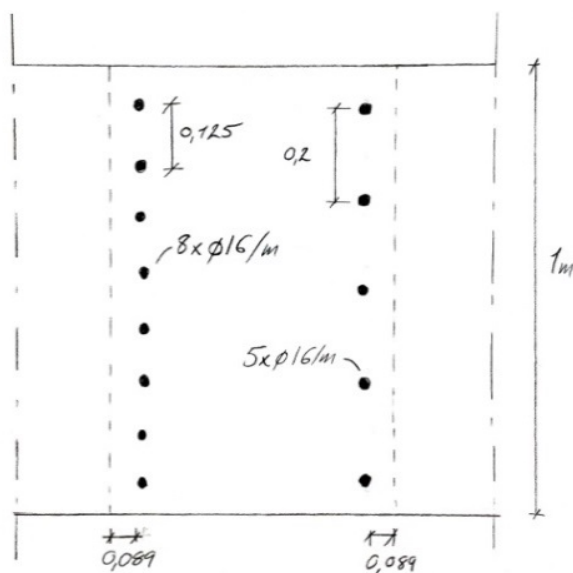
På samma sätt som vid förankring av armering i bottenplattans innettass ska 4 stänger löpa genom hela bottenplattans översida men totalt 6 stänger i den dragna zonen, se figur 46 nedan. 2 av dessa 6 stänger behöver förankras med längden 992 mm enligt (8 – 9), se bilaga 30. Inte heller här är skarvning aktuellt på grund av deras längd.



Figur 46 – Skiss över överkantsarmering i ytterstödet bottenplatta

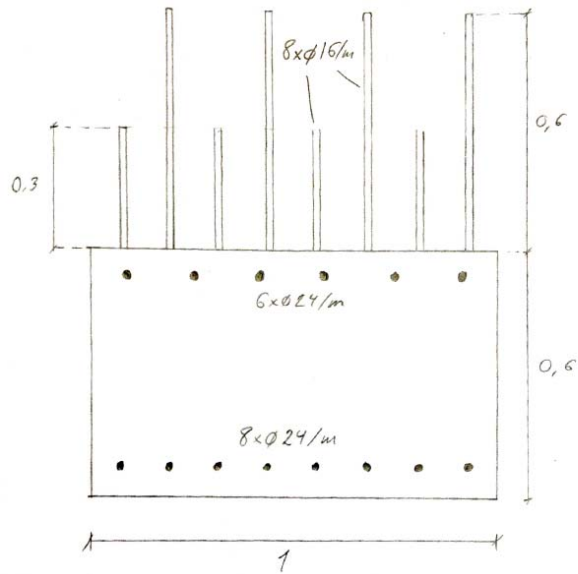
9.12 Armeringens fördelning

I ytterstödet dragna sida krävs 8 stänger medan den tryckta sidan klarar sig med minimiarmeringen på 5 stänger. Bilden nedan visar hur stängerna är fördelade i en meterstrimla.



Figur 47 - Planskiss över huvudarmeringens placering i ytterstöden

För att kraven på skarvning ska uppfyllas krävs att varannan stång dras upp 240 mm och varannan 480 mm från bottenplattan till sargen, men sätts till 300/600 för att vara på säkra sidan, se bilaga 23. Bilden nedan visar dels hur skarvstängerna dras upp från bottenplattan, dels hur huvudarmeringen i bottenplattan är fördelad.



Figur 48 - Huvudarmering i ytterstödet bottenplatta samt uppbockningen av sargens armering som ska förankras i bottenplattan

10 Beräkning av betongstödet i elevation

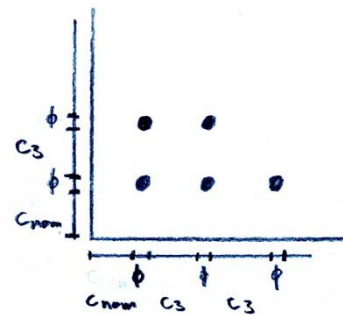
I rapportens berörs två olika grundläggningssituationer för att belysa att konstruktionen fungerar vid såväl goda som dåliga grundläggningsförhållanden. Om grundläggningsförhållandena är goda, alltså en sättningsokänslig grundläggning ställs konstruktionen direkt på mark. Är det en sättningokänslig mark pålas grunden med tre stöd, vilket är fallet som berörs i beräkningarna av den längsgående balken nedan.

10.1 Beräkning av dragarmeringens placering i mittstödet i elevation

Beräkningen av armeringens placering bestämmer hur armeringen i längsgående skivstöd kan placeras. Det beror av täckande betongskikt, armeringens diameter och det fria avståndet mellan armeringsjärn, vilket tillsammans med tvärsnittets bredd ger hur många armeringsjärn som får plats i ett lager.

Utgående data från beräkningar i bilaga 32:

- Minsta fria avstånd mellan armeringsjärn och mellan lager av armering, c_3 , blir på grund av stenstorleken i ballasten 25 mm.
- Detta ger att vi kan få in max 10 st. armeringsjärn i ett lager i ytterstöd och 25 st. i mittstöd.



Figur 49 - Krav vid armeringens placering

10.2 Beräkning av hög balk

En hög balk definieras som ett bärverk med en spannvid mindre än tre gånger dess tvärsnittshöjd. För höga balkar gäller inte Bernoullis hypotes, att plana tvärsnitt förblir plana, därför krävs det att balken räknas som en fackverksmodell. Beräkningarna utgår från en beräkningsmodell i "Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions" (Engström 2011), där syftet är att följa det elastiska verkningssättet genom utritade kraftlinjerna för att få så små plastiska omlagringar som möjligt och därmed minska sprickbildning. Utifrån dessa kraftlinjer delas balken in i olika noder som efter jämviktsberäkningar bestämmer vilken armering olika delar av konstruktionen kräver.

10.3 Beräkningsförfarande

- Beräkna tvärkraften i balken
- Rita upp en kraftlinjemodell
- Räkna fram en fackverksmodell som fungerar för balken
- Beräkna jämvikt i framtagna nodpunkter

- Räkna ut vilken dragen armering som krävs i dragna noder, kontrollera mot minimiarmering
- Kontrollera att armeringsmängden går att sprida ut över höjden z i utbredda noder
- Kontrollera noder mot krossning
- Beräkna förankringslängd vid avkortning av armering där det finns dragkraft

10.4 Beräkningsfall

Beräkningen som utförts har gjorts på mittstödet eftersom det blir dimensionerande då det har störst egentygnd och på grund av att dubbla normalkraften förs ner via det stödet. Vid pålning antas att det gjuts en plint på pålen så att upplaget mot stödet blir lika stort som stödets bredd, för att fördela kraften mot reaktionsstöden A, B och C i beräkningarna. I mer detaljerade beräkningar bör också dessa plintar dimensioneras för det tryck som ska föras över till pålen. De utbredda trycksträvor som bildas gör att övre noderna inte behöver kontrolleras mot krossning eftersom de inte kommer att vara kritiska.

10.5 Risk för glidning

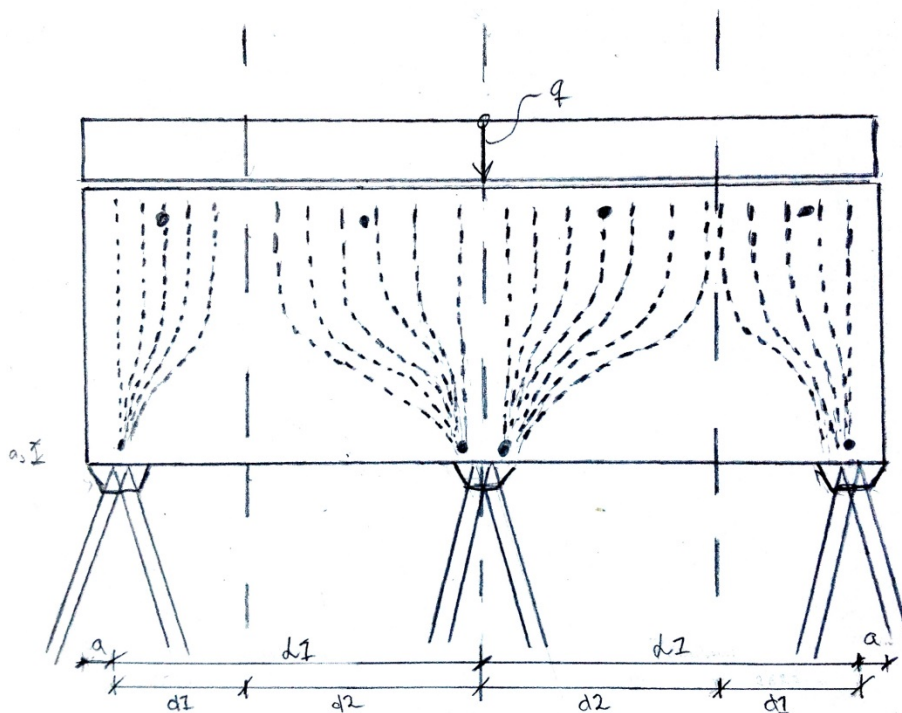
En problematik som uppkommer vid pålning är glidning i konstruktionen, eftersom friktionen mot grunden reduceras. Glidning skulle kunna uppkomma på grund av påkörning eller jordtryck. Möjliga lösningar hade varit att förbinda mittstödet med ytterstöden genom tvärgående balkar under vägbanan som stabiliserar nedre delen av konstruktionen i sidled. Ett annat alternativ hade varit att slå pålarna snett och låta grunden ta upp horisontella krafter.

10.6 Kontroll av minimiarmering

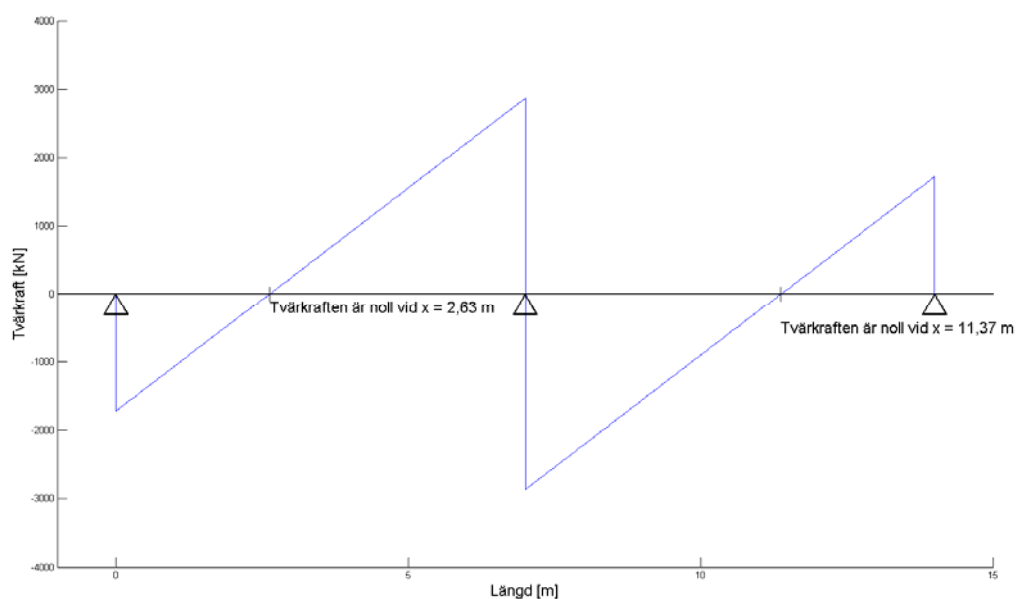
I beräkningarna kontrolleras främst om minimiarmering mot sprött brott blir den dimensionerande dragarmeringen. Där minimiarmering blir dimensionerande görs inte någon förkortning av armeringen. Eftersom lasten kan fördelas ojämnt över balken skulle hela under- och oversidan av balken kunna bli dragen. Därför dras minimiarmering över hela balkens över- och undersida. Detta resulterar i att dragbanden blir 14m plus förankring. Av logistiska skäl är maximala armeringslängden 12m, vilket resulterar i att armeringsjärnen behöver skarvas. Utöver de beräkningar som är gjorda ska balken dimensioneras för krav i Eurocode SS-EN 1992 kap 9.7 för höga balkar, med krav för rutarmering i ytan.

10.6.1 Kraftlinjemetod

Modellen utgår från att den utbredda kraften fördelas till olika stöd beroende av lastdelarna. Lastdelarna syftar till de snitt i balken där tvärkraften är noll, vilket enligt beräknat tvärkraftsdiagram är avståndet 2,63m, 7,00m, 11,37m från stöd A. Kraftlinjerna i modellen symboliserar spänningsfältet i balken, där linjerna ansluter en last med en motsvarande reaktionskraft.



Figur 50 - Kraftlinjemodell



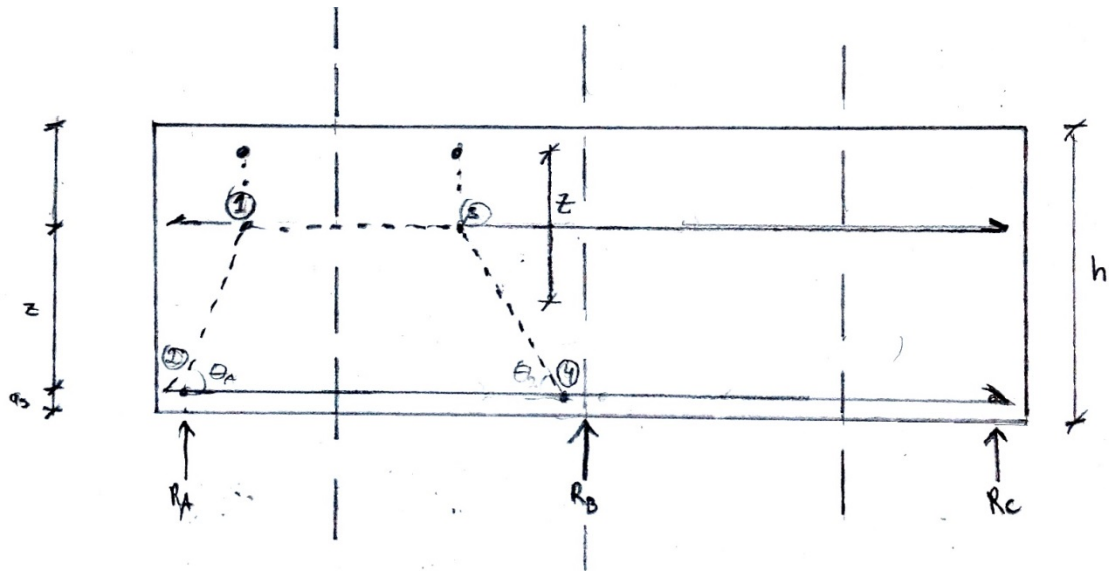
Figur 51 - Tvärkraftsdiagram över mittstödet

10.7 Fackverksmodell för hög balk

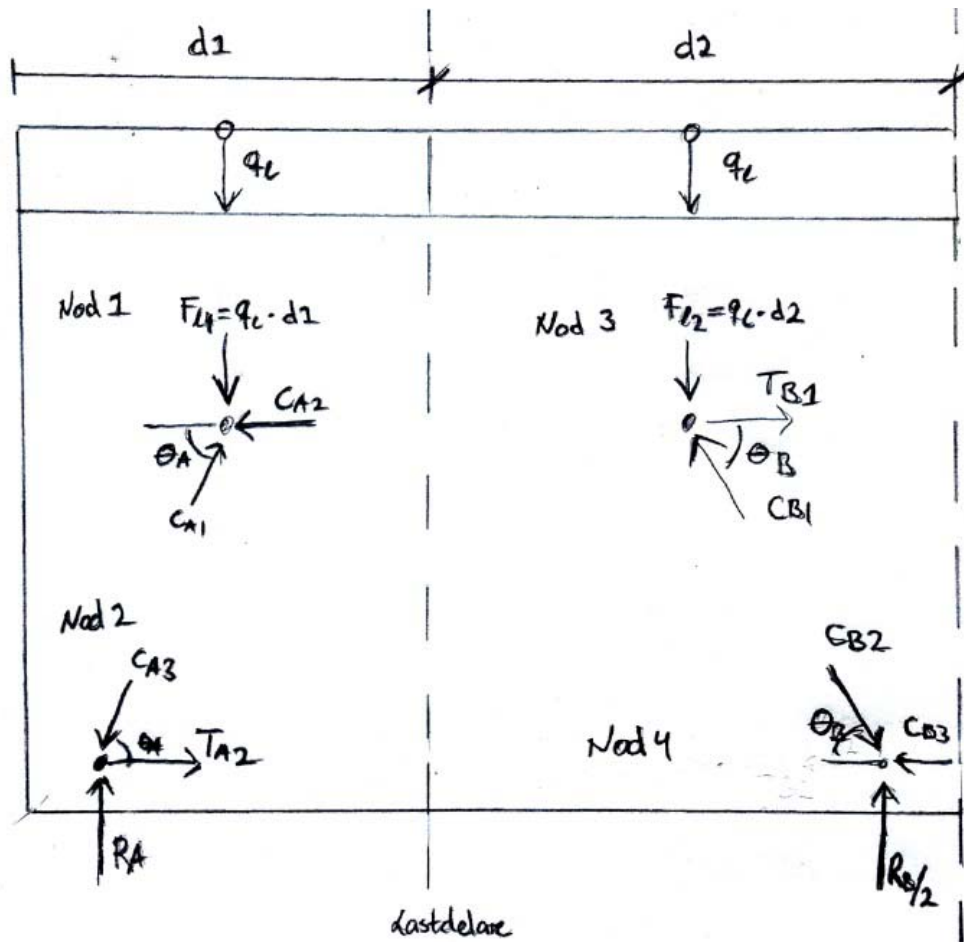
Fackverksmodellen bildar noder i knutpunkterna mellan trycksträvor och dragband som kontrolleras enligt föreskrifter i Eurocode. I beräkningarna av detta arbete tas det inte hänsyn till spjälkning i de sneda trycksträvorna, alltså redovisas ingen armering vinkelrätt trycksträvorna. Spjälkning är troligtvis inte ett problem eftersom lasten är

jämnt utbredd över hela balken. Detta resulterar i att trycksträvorna är utbredda över en stor area, till skillnad från ett fall då en koncentrerad punktlast verkar på balken.

Varje nod ska vara i jämvikt, vilket innebär att vertikala, horisontella och sneda tryck- och dragkrafter måste ta ut varandra. Det ger kraften på den dragna armeringen i överkant vilket tillsammans med stålets sträckgräns ger den totala armeringsarean.



Figur 52 - Uträknad fackverksmodell



Figur 53 - Kraftresultanter som verkar i noderna

10.7.1 Beräkning av armeringsmängd i noder

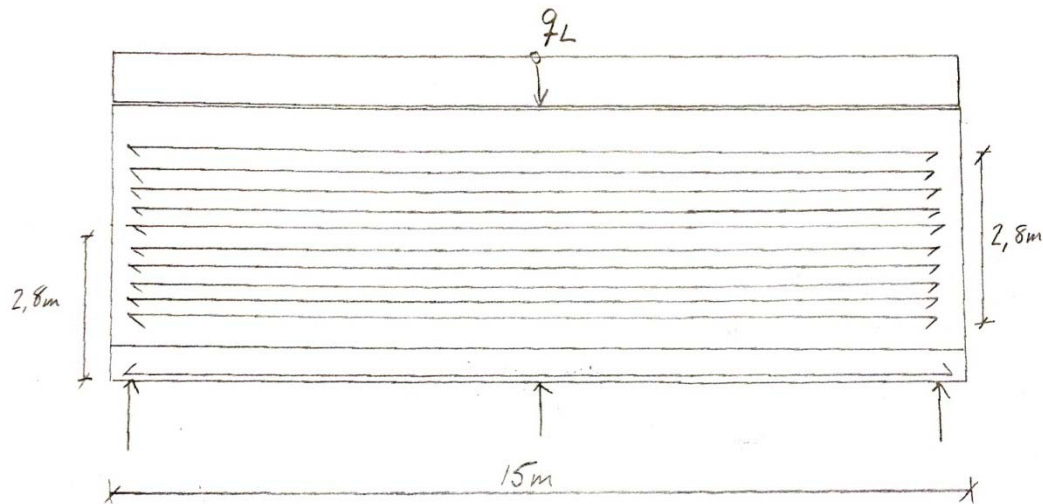
I fackverksmodellen som gjordes blev det fyra noder i varje fack. Kraftjämvikt i dessa noder anger hur stor del av kraften som kommer att verka i dragen underkantsarmering i fält och dragen överkantsarmering över stöd. Detta resulterar i behovet av dragkraftsarmering. Eftersom de övre noderna är utbredda ska armeringen i överkant spridas ut över en höjd som motsvarar den inre hävarmen $z = 2,8\text{m}$, med en centrumlinje som går genom noderna (se figur 52). Vid utspridningen av armeringsjärnen tas hänsyn till kravet på största centrumavstånd mellan armeringsjärnen, 300mm, enligt både TRVK BRO 11 och föreskrifter om höga balkar i Eurocode 2. I beräkningarna blir centrumavståndet dimensionerande för överkantsarmeringen.

Beräkningar på förankringslängd har gjorts i nod 2, eftersom det i denna punkt finns dragkraftsbehov i avkortningssnittet. Beräkningarna är gjorda enligt den beräkningsgång som är beskriven i avsnitt [10.3]. Dragkraften som beräknas i nod 2, T_{A2} (se figur 53), används som dragkraftsbehov för att få ut vilken förankringslängd som krävs förbi nodpunkten (se bilaga 36).

Utgående data från beräkningarna i bilaga 35.

- Armeringsmängd i överkant: 22 st., B500B, diameter = 24mm
- Armeringsmängd i underkant: 17 st., B500B, diameter = 24mm

- Förankringslängd förbi nod 2 från reaktionskraftcentrum i stödet A: 0,24m



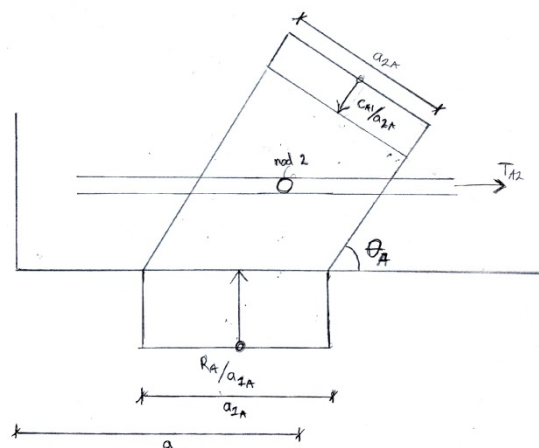
Figur 54 - Placering av dragarmering i elevation av mittstöd

10.7.2 Kontroll av krossning i noderna

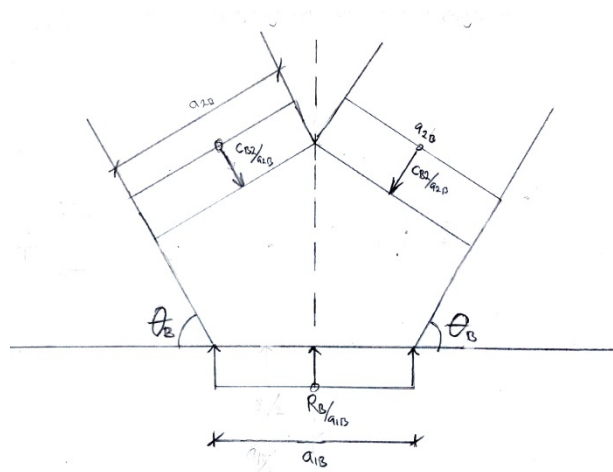
Noderna vid stöden påverkas av koncentrerade inre krafter vilket gör att de behöver kontrolleras mot krossning. De utbredda trycksträvor som bildas av den utbredda lasten gör att de övre noderna inte kommer vara kritiska och kontrolleras därmed inte. Kontroller utförs på nod 2 och 4 enligt föreskrifter i Eurocode 2. I Eurocode är det givet vilken reduktion som ska läggas på betongens tryckhållfasthet beroende av nodens utformning. Beräkningar i bilaga 35 utgår från "fall a" (tryckt nod där inget dragband förankras) i nod 4 (se figur 56) och "fall b" (tryck/drag-nod med förankrade dragband i en riktning) i noden 2 (figur 55) Anledning att fall a valdes i nod 4, trots att minimiarmering går över stöd B, är att det dragbandet inte anses vara förankrat i noden.

Utgående data:

- Säkerhetsfaktor mot krossning i nod 2: 22 ggr säkerhet
- Säkerhetsfaktor mot krossning i nod 4: 7 ggr säkerhet



Figur 55 - Beräknade krafter som verkar i nod 2



Figur 56 - Beräknade krafter som verkar i nod 4

11 Slutsats

Beräkningarna visar att den konstruktion som har valts är genomförbar. Eftersom konstruktionen går att räkna hem som överfart över motorväg dras slutsatsen att den även går att skala ner till t.ex. GC-broar eller viltpassager. Om konstruktionen fungerar som tågbro är oklart, då det skulle ställa högre krav på nedböjning och dynamiska effekter, som inte tagits i beaktande.

En vision från början var att konstruktionen skulle kunna parametreras helt, där värden för en viss förutsättning fördes in i ett program, som ger konstruktionsritningar över bron. Det var en konceptuell tanke som är genomförbar till en viss del. Stålkonstruktionen utgår från en beräkningsgång som beror av det dimensionerande lastfall som råder. Denna beräkningsgång skulle kunna göras om till en algoritm i ett datorbaserat program som löser ut ett antal olika svar med olika geometri utifrån ingående värden. Eftersom beräkningen på stöden utgår helt ifrån stålkonstruktionens normalkraft så går det att göra ett till program som beräknar längsgående balk utifrån ett valt grundläggningsförhållande och ett liknande program som utför beräkningar på tvärsnittet. En sådan beräkning ger många olika lösningar vilket gör att det blir ett avancerat program om den ska innehålla algoritmer som letar upp det mest optimala fallet, utifrån t.ex. betong-, stål- och timkostnader. Det finns en risk att utgifterna blir större än intäkterna för att ta fram en sådan programvara. Troligtvis är det mer effektivt att göra mindre sofistikerade delprogram som enbart hjälper till vid handberäkningar och där en konstruktör får analysera data och optimera beräkningarna själv.

Plåtkonstruktionen kan tillverkas i fabrik och därmed går en stor del av konstruktionen att serietillverkas. Eftersom stålkonstruktionen inte är tung skapar det en möjlighet att exportera produkten, vilket troligtvis inte hade varit ekonomiskt försvarbart om elementen hade varit i betong. Konstruktionens svaghet ur prefabriceringssynpunkt ligger i att stöden av betong har hög vikt. Det gör att stöden blir svåra att förtillverka, vilket var den ursprungliga tanken. För att få en mer industrialiserad arbetsgång är istället tanken att med skalväggar och armeringskorgar få en mer effektiv gjutning och därmed slippa en stor del av formbyggnationen och armeringsarbetet.

Att det finns potential i den här typen av konstruktion går att se på att det byggs en hel del liknande broar i Polen¹ och det har börjat komma till Sverige. I Västsverige har det byggts fyra st. inom samma vägsträckning på E45 mellan Göteborg och Trollhättan. Den risken som finns är att pilotprojekt får dåligt rykte när entreprenörer, projektledare och konstruktörer bygger bron för första gången och att projektet utsätts för onödiga misstag till följd av okunskap. Det kan göra att produkten framstår som sämre än vad den egentligen är och konsekvenserna kan bli att projektet inte genomförs igen.

¹ Oscar Lager, säljare på ViaCon. Intervjuad den 4/4-2014

12 Diskussion

I vissa fall är beräkningarna av konstruktionen approximationer och antaganden. Nedan diskuteras vad dessa och vad de kan ha för konsekvenser. Även urvalsprocessen och genomförda intervjuer diskuteras.

12.1 Intervju

Något som uppmärksammades under intervjuerna som utfördes var olika personers inställning till samma projekt. Åsikterna kunde skilja mycket beroende på vem som tillfrågades. Detta gör att det är svårt att utvärdera om ett projekt har gått bra eller dåligt utifrån vad en person har att säga. Därför är det svårt att dra slutsatser om branschen tror på den här typen av konstruktioner eller inte. För att analysera detta skulle det behövas mer objektiv fakta i form av projektkostnad m.m.

12.2 Konsekvenser av urvalsprocess

Urvalsprocessen som har gjorts har utgått ifrån egna antaganden. Det faktum att det inte har utförts utförliga undersökningar gör att viktningen av parametrarna och jämförelserna mellan brotyperna kan bli missvisande. Det som presenteras i rapporten framstår som undersökningsmaterial, när det i själva verket är mer av en tankegång baserat på antaganden. Problematiken ligger i att det inte går att hitta fakta som behandlar parametrarna, vilket gör att det egentligen krävs att en undersökning av varje viktningsparameter skulle utföras. Det finns varken tid eller kapacitet att utföra sådana undersökningar inom ramen av detta arbete.

12.3 Konsekvenser av kunskapsbrister

Valet av koncept begränsas av vilken kunskap som finns inom gruppen och de byggstandarder som finns. Därför har vissa koncept valts bort på grund av bristande kunskap om konstruktionen, eftersom beräkningar inte skulle kunna utföras. Utan beräkningar är det svårt att dra slutsatser om brokonstruktionen är tekniskt genomförbar. Detta gör att arbetet får begränsad innovationsnivå, något som troligtvis behövs för att uppnå målet att standardisera och effektivisera byggandet.

12.4 Fyllnadsmaterialets påverkan på stöden

I beräkningarna har stöden dimensionerats utifrån den normalkraft som kommer från plåtkonstruktionen. Det är så konstruktionen ska beräknas utifrån de beräkningsmodeller som använts och i enighet med de insatta personer som intervjuats. Huruvida detta är korrekt kan ifrågasättas. Det skapas nämligen en utbredd trycksträva från valvverkan i fyllnadsmaterialet, något som bör beröra mittenstödet, med tanke på att det trycket inte har någon annanstans att ta vägen än ner i fundamentet.

12.5 Beräkning av normalkraftsfördelning

Normalkraften i plåtbågen antas vara konstant genom hela plåten, vilket är en grov approximation. Normalkraften beräknas som kraften i den punkt i toppen av bågen som blir störst med avseende på trafik- och jordlast, och den kraften anses verka konstant genom hela plåten ner till fundamentet. Den bör dock sprida sig genom konstruktionen och fördela sig över upplaget ner i fundamentet, och inte ge det extremvärde som beräkningsmodellen beskriver. Normalkraften beräknas även med en utbredd trafiklast som inte sprider sig genom fyllnadsmaterialet. I den beräknade konstruktionen hamnar den dimensionerande beräkningspunkten under lastfält 1, men väldigt nära lastfält 2. Den utbredda lasten från lastfält 1 (9kN/m^2) används oreducerad trots att hälften av den bidragande spänningen borde komma från lastfält 2 ($2,5\text{kN/m}^2$).

12.6 Optimering av geometri

Momentet i stålbågen ökar med ökad styvhet, då konstruktionen bär genom sin flexibilitet och det mothållande jordtrycket. Om bågen blir styvare så får den själv ta upp momentet istället för att låta fyllnadsmaterialets egen styvhet verka. Konstruktionen kan förmodligen slimmas ner ifall andra dimensioner på bågens geometri väljs, och optimeras ytterligare.

Trafiklastens påverkan på moment och normalkraft avtar med djupet på det täckande fyllnadsmaterialet. Konstruktionen beräknades med ett täckskikt på 1,5m. Men möjligen skulle ett större djup kunna reducera det totala momentet i bågen.

12.7 Nackdelar med konceptet

Konstruktionshöjden på den här typen av broar blir högre än om det hade valts att göra en rambro. Detta på grund av att det krävs en hög överbyggnad för att kunna räkna hem konstruktionen och att radien på bågen gör att konstruktionshöjden måste höjas för att klara det fria rummet. Det skapar en begränsning i var den här typen av broar kan byggas. Ytterligare en faktor är att kravet på överbyggnad skapar en släntlutning som gör att bron blir längre än vad den hade blivit om en rambro hade byggts.

För att kunna bygga den här typen av konstruktion måste det finnas god tillgång till uppfyllnadsmaterial. Det ställs höga krav på fyllnadsmaterialets egenskaper vilket gör att det bör ligga en bergstäkt i närheten eller tillgång till berg som kan krossas på plats. Om tillgången är dålig kan det ge upphov till stora transportkostnader.

13 Referenser

- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., Johansson, P. (2011) *Bärande konstruktioner del 1 och 2*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola (2011:1)
- Bergdahl, U., Ottosson, E., Stigson Malmberg, B. (1993) *Plattgrundläggning*. Solna: Svensk byggtjänst
- Boverket. (2008) *Industriellt bostadsbyggande: Koncept och processer*. Karlskrona: Boverket internt/extern tryckeri
- Bryman, A., Bell, E. (2005) *Företagsekonomiska forskningsmetoder*, Malmö: Liber ekonomi
- Emborg, M., Simonsson, P. (2007) Industrialization in Swedish Bridge Engineering: a Case Study of Lean Construction. I *Proceedings of the 15th Annual Conference of the International Group for Lean Construction IGLC 15*, 18-20 juli, East Lansing, Michigan, USA. s.244-253.
- Engström, B (2011) *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola (2011:6)
- Eriksson, D., Jakobson, H. (2009) *Prefabricerade betongbroar, ett lönsamt koncept?: En fallstudie av NCC Montagebro*. Lund: Lunds Tekniska Högskola. (Examensarbete inom Institutionen för byggproduktion)
- Fernström, G., Kämpe, P. (1998) *Industriellt byggande växer och tar marknad*. Stockholm: Byggförlaget
- Fiberline (2014) *Pultrution*. <http://www.fiberline.com/pultrudering> (2014-02-28)
- Harryson, P. (2008) *Industrial Bridge Engineering: Structural developments for more efficient bridge construction*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola. (Doktorsavhandlingar inom Department of Civil and Environmental Engineering. Ny serie nr. 2810)
- Holroyd, T.M. (2003) *Buildability: Successful construction from concept to completion*. London: Thomas Telford Publishing
- Illingworth, J.R. (2000) *Construction Methods and Planning*. Andra upplagan. London: E & FN Spon
- International Federation for Structural Concrete (2008) *Structural Connections for Precast Concrete Buildings*. [Elektronisk] Stuttgart: Sprint-Digital-Druck
- Larsson, J. (2012) *Mapping the Concept of Industrialized Bridge Construction: Potentials and Obstacles*. Lund: Universitetsstryckeriet
- NCC (2010) *NCC Montagebro*. <https://www.ncc.se/Infrastruktur/Broar-och-tunnlar/Montagebro> (2014-02-27)
- Ojanen, J., et al. (2010) Advantages of Industrialized Methods Used in Small Bridge Construction. I *Proceedings of the 18th Annual Conference of the International Group for Lean Construction IGLC 18*, 14-16 juli, Haifa, Israel. s 569-579.
- P.C.Chan, A., T.I.Lam, P., Y.F.Ma, T. (2001) Barriers to the implementation of constructability in project procurement. I *Creative Systems in Structural and Construction Engineering*, red. A. Singh, ss. 95-100. Rotterdam: A.A. Balkema

- Pettersson, L. (2007) *Full Scale Test and Structural Evaluation of Soil Steel Flexible Culverts with low Height of Cover*. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan (Doktorsavhandling inom Department of Civil and Architectural Engineering. TRITA-BKN Bulletin 93)
- Pettersson, L., Sundquist, H. (2010) *Design of soil steel composite bridges*. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan
- SIS (2004-2012) *Eurokod Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk* (SS-EN 1990)
- SIS (2004-2012) *Eurokod 1 Lasten på bärverk* (SS-EN 1991)
- SIS (2004-2012) *Eurokod 2 Dimensionering av betongkonstruktioner* (SS-EN 1992)
- SIS (2004-2012) *Eurokod 3 Dimensionering av stålkonstruktioner* (SS-EN 1993)
- Svensk Betong (2014) *Skalvägg och VST vägg*.
<http://www.svenskbetong.se/produktion/flerbostadshus/vaegg/skalvaegg-och-vst-vaegg.html> (2014-02-27)
- Sällfors (2009) *Geoteknik, Jordmateriallära – Jordmekanik*, 4:e upplagan, Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola
- Trafikverket (2011) *TRVK Bro 11*. s. 93. Borlänge: Trafikverket (Publ. nr. 2011:085)
- Trafikverket (2011) *TRVFS* Borlänge: Trafikverket (Publ. nr. 2011:12)
- Trafikverket (2013) *Produktivhetsprogram Broar av seriekaraktär*.
http://www.trafikverket.se/PageFiles/141978/Produktivhetsprogram_seriebroar.pdf
 Trafikverket (2014-03-04)
- Vägverket (1996) *Broprojektering - En handbok*. Borlänge: Vägverkets tryckeri
- Vägverket (2004) *Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar: Bro 2004*. kap. 9, s. 3-4. Borlänge: Vägverket (Publ. nr. 2004:56)

Bilaga 1 – Beräkning av stålbågens geometri

```
alpha_rad = alpha_deg*pi/180; % Vinkeln alpha i radianer [-]
beta_rad = beta_deg*pi/180; % Vinkeln beta i radianer [-]
Rs = 1/sin(alpha_rad)*hRs; % Radie på sidoplåten [m]
h_beta = Rs*(1-cos(beta_rad)); % Horisontella avståndet som
% reduceras pga vinkeln vid
% sarg
v_beta = Rs*(sin(beta_rad)); % Vertikala avståndet som
% reduceras
% pga plåtvinkeln vid sargen
dRs = Rs*(1-cos(alpha_rad))-h_beta; % Horisontella avståndet från
% kanten in till punkten där
% radieskifte sker
DRt = D-2*dRs; % Den horisontala längden på
% Rt
HRT = DRt*tan(alpha_rad); % Vertikalkomposant på
% topplåten
Rt = 1/sin(alpha_rad)*HRT; % Radie på topplåten [m]

ht = Rt-HRT; % Vertikala höjden på Rt
H = ht+hRs-v_beta; % Plåtkonstruktionens totala
% höjd

theta_deg = 90-alpha_deg; % Vinkeln för halva topplåten
theta_rad = theta_deg*pi/180; % I radianer

if gren <= dRs % Höjdskillnaden mellan
    hvg = sin((pi/2)-theta_rad)-v_beta; % övergång sarg/plåt till
% fria höjden över körbanan
end

if gren > dRs % Samma som ovan, men då
    hvg = hRs+tan(theta_rad)*(gren-dRs); % avståndet från sargen till
% radieskifte är kortare än
% avståndet från "fria
% rummet" till sargen.
end

SH = FH-hvg; % Sargens höjd (över
% körbanan) [m]
```

Bilaga 2 - Vertikal deformation av topplåten under uppfyllnadsfasen

```
delta_crown = D*0.015;           % Vertikal deformation
                                   % (förenklad metod)
hc_red = hc-delta_crown;          % Reducerad höjd p.g.a.
                                   % deformationer

delta_crown = 0,2m
hc_red = 1,48m
p_t_s = 24624 [N/m] (I bruksgräns)
p_t_u = 40335 [N/m] (I brottsgräns)
x = 0,684m
y = 2,254m
```

Bilaga 3 – Definition av trafiklaster och dess geometriska placering

```
% Definera placering av hjulen
a = 2; % Axelbredd c-c [m]
b = 1.2; % Avstånd mellan hjulaxlar i boggipar [m]
c = 6; % Avstånd mellan främre och bakre hjulaxel
      % [m]
e = 0.9; % Avstånd i sidled mellan fordonens
        % intilliggande hjullaster [m]

% Indata trafiklaster, karaktäristiska värden
q_k = 9000; % Utbredd trafiklast i lastfält 1
q2_k = 2500; % Utbredd trafiklast i lastfält 2 [N/m2]
P1_k = 150000; % "Punktlast" under hjul i körfält 1 [N]
P2_k = 100000; % "Punktlast" under hjul i körfält 2 [N]
        % I övrigt används hc, hc_red, D, och
        % delta_crown

% P är huvudlast och q är en ytterligare variabel last=> de ska %
% reduceras i enighet med ekv. 6.10 i SS-EN 1990

q = gamma_d*gamma_Qi_u*psi_0_u*q_k;
q2 = gamma_d*gamma_Qi_u*psi_0_u*q2_k;
P1 = gamma_d*gamma_Q1_u*P1_k;
P2 = gamma_d*gamma_Q1_u*P2_k;
```

Bilaga 4 – Funktionsfil, beräkning av trafiklastparametern $P_{traffic}$

```
function [p_t,x,y]=p_traffic(a,b,c,e,P1,P2,hc)

%=====
% Del av Kandidatarbete, våren 2014, framtagning av rörbrokoncept.
%
% Funktion som beräknar spänningen sigma_v på djupet hc under åtta
% punktlaster fördelade i ett rutnät:
%
%   x   x
%
%
%   x   x
%
%   x   x
%
%   x   x
%
% med (vertikala) långsidan a+e+a, och horisontella kortsidan b.
% Spänningen beräknas med Boussinesq's spänningsfördelning, och
% summeras samman på avståndet s^5 mellan beräkningspunkten och
% punktlasten.
%
% Metod med handledning av Magnus Wiberg på Sweco
%=====

% Sätt upp koordinaterna för punktlasterna

koord = [0 0
         b 0
         0 a
         b a
         0 a+e
         b a+e
         0 2*a+e
         b 2*a+e];

% sätt upp intervall och finhet för itterationen

n = 200;
xkoord = linspace(0,b,n);
ykoord = linspace(0,2*a+e,n);

% ittera funktionen för spänningen över hela underliggande ytan

p_t = 0.00001;           % Startvärde
S = zeros(8,1);          % Prealokering
sigma_v = zeros(1,8);     % Prealokering

for i = 1:n
    for j = 1:n
        for k = 1:4
            S(k) = 1/((sqrt((xkoord(i)-koord(k,1))^2+(ykoord(j)-...
                koord(k,2))^2+hc^2))^5);
            sigma_v(k) = (P1/2)*(3/(2*pi))*hc^3*S(k);
            % Beräkar bidrag från det tyngre fordonet
            % (de nedre hjulen)
        end
        for k = 5:8

```

```

        S(k) = 1/((sqrt((xkoord(i)-koord(k,1))^2+(ykoord(j)-...
            koord(k,2))^2+hc^2))^5);
        sigma_v(k) = (P2/2)*(3/(2*pi))*hc^3*S(k);
                    % Beräkar bidrag från det lättare
                    % fordonet (de övre hjulen)
    end
    s = sum(sigma_v); % Summerar alla bidragen
    if s > p_t;       % Är den nya lastkombinationen större än
                    % innan?
        p_t = s;     % Ersätter i så fall värdet på p_t
        x = i;       % samt sparar i-
        y = j;       % och j värdet...
    end
end

x = x*(b)/n;        % ...och räknar om dem till x-
y = y*(2*a+e)/n;    % och y-koordinater.

```

Bilaga 5 Normalkraftsberäkning på grund av fyllnadsmaterialet

```
phi_cv_k_rad = phi_cv_k*pi/180;           % Omräkning av
                                           % friktionsvinkel till
                                           % radianer

phi_cv_d = atan(tan(phi_cv_k_rad)/(gamma_n*gamma_m));
                                           % Dimensionerande inre
                                           % friktionsvinkel

Sv = 0.8*tan(phi_cv_d)/(sqrt(1+(tan(phi_cv_d))^2)+
    +0.45*tan(phi_cv_d))^2;               % Parameter

Kappa = 2*Sv*hc_red/D;                   % Annan parameter

S_ar = (1-exp(-Kappa))/Kappa;             % Reduktionsfaktor

Ns_k = 0.2*(H/D)*raa1*D^2+S_ar*(0.9*(hc_red/D)-...
    0.5*(hc_red/D)*(H/D))*raacv*D^2;      % Normalkraften genom bågen,
                                           % karaktäristiskt värde

Ns_u = gamma_d*gamma_G_u*Ns_k;           % Justerat med
                                           % säkerhetsfaktorer
                                           % enligt ekv. 6.10 i SS-EN
                                           % 1990 och nationella
                                           % bilagan TRVFS 2011:12

Ns_s = Ns_k;                             % Egentyngden i
                                           % bruksgränstillstånd
```

Bilaga 6 – Beräkning av normalkraften orsakad av trafiklasten

```
% Normalkraften  $N_t$  i plåten pga trafiklast beräknas:  
% Den kritiska punkten hamnar under lastfällt 1, varför  $q$   
% används.  
if hc_red/D <= 0.25                                % Vilkor  
    Nt_u = p_t_u+(D/2)*q;                            % Normalkraft beräknad inom  
                                                    % vilkoret  
elseif 0.25 < hc_red/D <= 0.75                    % Vilkor  
    Nt_u = (1.25-hc_red/D)*p_t_u+(D/2)*q;% Normalkraftsberäkning inom  
                                                    % område 2  
elseif 0.75 < hc_redc/D                          % Vilkor  
    Nt_u = 0.5*p_t_u+(D/2)*q;                    % Normalkraft om tredje  
vilkoret  
                                                    % gäller  
end
```

Bilaga 7 – Total normalkraft i olika lastfall

```
%=====
% Beräkna totala normalkraften i plåten i brottsgräns
%=====

Nds_u = Ns_u+Nt_u*(Rt/Rs)^0.25; % Dimensionerande normalkraft (s.24)

Nds_h_u = Nds_u*sin(beta_rad); % Den horisontella komponenten av
                                % normalkraften som går ned i
                                % betongfundamentet

Nds_v_u = Nds_u*cos(beta_rad); % Den vertikala komponenten av
                                % normalkraften som går ned i
                                % betongfundamentet

%=====
% Beräkna totala normalkraften i plåten i bruksgräns
%=====

% P.s.s som ovan men med parametrar för bruksgräns
Nds_s = Ns_s+Nt_s*(Rt/Rs)^0.25;
Nds_h_s = Nds_s*sin(beta_rad);
Nds_v_s = Nds_s*cos(beta_rad);
```

Bilaga 8 - Beräkning av moment i plåten

% Ytterligare indata för beräkningar av momentkurva

```
A_tabell = 14.00; % Area på plåtens tvärsnitt [mm^2/mm]
I_tabell = 93800; % Yttröghetsmoment per millimeter
                % [mm^4/mm]
                % Värdena hämtas ifrån Exceldokument
                % som erhållits från ViaCon via
                % Magnus Wiberg på Sweco.
                % Yttröghetsmomentet varierar med
                % andel förstärkta partier och anges
                % i dokumentet i procent av totala
                % konstruktionslängden.
```

```
I = I_tabell*10^-9; % Omräkningsfaktor => [m^4/m]
A = A_tabell*10^-3  % Omräkningsfaktor till [m^2/m]
```

```
y_z = 0.140/2; % Höjden på plåtens profiltvärsnitt
                % [m]
```

```
E = 210*10^9; % Elasticitetsmodul för plåten [Pa]
EI_s = E*I;
Esd = 16*10^6; % Modul för mothållande jorden (s.56)
                % Crushed rock => Esd = 16*10^6
                % Base course material => Esd = 27*10^6
                % Sub base material => Esd = 32*10^6
```

%=====

% Momentberäkning

```
lambda_f = (Esd*D^3)/EI_s; % Avser konstruktionens styvhet
```

```
M_s_surr_k = MomentS(H,D,lambda_f,raa1)*10^3;
                % Momentet i toppen pga omgivande
                % jord upp till toppunktens nivå [Nm]
```

```
M_s_surr = gamma_d*gamma_G_u*M_s_surr_k;
                % Justerat med säkerhetsfaktorer
                % enligt ekv. 6.10 i SS-EN 1990 och
                % nationella bilagan TRVFS 2011:12
```

```
M_s_cover_k = MomentC(S_ar,raacv,hc_red,Rt,Rs,H,D,lambda_f)*10^3;
                % Momentet i toppen pga ovanliggande
                % jord [Nm]
```

```
M_s_cover = gamma_d*gamma_G_u*M_s_cover_k;
                % Justerat med säkerhetsfaktorer
                % enligt ekv. 6.10 i SS-EN 1990 och
                % nationella bilagan TRVFS 2011:12
```

```
M_s = M_s_surr+M_s_cover; % Moment i plåten pga jordtrycket
```

```
M_t_s = MomentT(lambda_f,hc_red,D,Rt,Rs,p_t_s,S_ar,H,q);
                % Moment i plåten pga trafik
                % Parametern är redan justerad m.a.p
                % säkerhetsfaktorer och liknande då
                % p_t och q justerades redan för
```

```
% normalkraftsberäkningen

M_t_max_s = M_t_s; % Maxmoment med lasten rakt ovanför
                  % kronan m.a.p. trafiklasten

M_t_min_s= -M_t_s/2; % Moment med lasten vid sidan av
                    % rörkrönet så minimalt erhålls i
                    % plåten
```

Bilaga 9 – Funktionsfil, moment på grund av fyllnadsmaterialet upp till toppen av plåten

```
function M_s_surr = MomentsS(H,D,lambda_f,raa1)

% Beräkna faktorn f_1. Den beräknas på olika sätt beroende av kvoten
% H/D.

if H/D <= 0.2
    disp 'H är för litet i förhållande till D, öka
konstruktionshöjden'
elseif 0.2 < H/D <= 0.35
    f_1 = 0.67+87*(H/D-0.2);
elseif 0.35 <= H/D <= 0.5
    f_1 = 0.8+1.33*(H/D-0.35);
elseif 0.5 < H/D <= 0.6
    f_1 = 2*(H/D);
else disp 'Här för stort i förhållande till D, minska
konstruktionshöjden'
end

% Beräkna f_2. Beräknas på olika sätt beroende på om lambdavärdet är
% större eller mindre än 5000

if lambda_f <= 5000
    f_2 = 0.0046-0.001*log10(lambda_f);
elseif lambda_f > 5000
    f_2 = 0.0009;
end

% Beräkna faktorn f_3

f_3 = 6.67*(H/D)-1.33;

% Beräkna M_s_surr/D^3 enligt ekv. 4.q (H. Sundquist)

M_s_surr = -raa1*f_1*f_3*f_2*D^3;
```

Bilaga 10 - Funktionsfil, moment på grund av täckande fyllnadsmaterial

```
function M_s_cover = MomentC(S_ar, raacv, hc_red, Rt, Rs, H, D, lambda_f)

% Beräkna faktorn f_1. Den beräknas på olika sätt beroende av kvoten
% H/D.

if H/D <= 0.2
    disp('H är för litet i förhållande till D, öka
konstruktionshöjden')
elseif 0.2 < H/D <= 0.35
    f_1 = 0.67+87*(H/D-0.2);
elseif 0.35 <= H/D <= 0.5
    f_1 = 0.8+1.33*(H/D-0.35);
elseif 0.5 < H/D <= 0.6
    f_1 = 2*(H/D);
else disp ('H är för stort i förhållande till D, minska
konstruktionshöjden')
end

% Beräkna f_2. Beräknas på olika sätt beroende på om lambdavärdet är
% större eller mindre än 5000

if lambda_f <= 5000
    f_2 = 0.018-0.004*log10(lambda_f);
elseif lambda_f > 5000
    f_2 = 0.0032;
end

% Beräkna M_s_cover/D^3 enligt ekv. 4.q (Pettersson & Sundquist 2010)

M_s_cover = S_ar*raacv*(hc_red/D)*(Rt/Rs)^0.75*f_1*f_2*D^3;
```

Bilaga 11 - Funktionsfil, moment på grund av trafikbelastning

```
function M_t = MomentT(lambda_f, hc_red, D, Rt, Rs, p_t, S_ar, H, q)

% Beräkna f_4 faktorerna

f_4_1 = 0.65*(1-0.2*log10(lambda_f)); % faktorn f_4'

f_4_2 = 1; % faktorn f_4''
if lambda_f <= 50000 % Reduceras om
                    % lambdavärdet <= 50000
    f_4_2 = 0.120*(1-0.15*log10(lambda_f));
end

f_4_3 = 4*0.01^(hc_red/D)+0.4; % faktorn f_4'''

f_4_4 = (Rt/Rs)^0.25; % faktorn f_4''''

f_4_13 = f_4_1*f_4_3;

if f_4_13 > 1 % Produkten av f_4' och
              % f_4''' får
              % inte bli större än 1
    f_4_13 = 1;
end

% Beräkna faktorn f_1. Den beräknas på olika sätt beroende av kvoten
% H/D.

if H/D <= 0.2
    disp 'H är för litet i förhållande till D, öka
konstruktionshöjden'
elseif 0.2 < H/D <= 0.35
    f_1 = 0.67+87*(H/D-0.2);
elseif 0.35 <= H/D <= 0.5
    f_1 = 0.8+1.33*(H/D-0.35);
elseif 0.5 < H/D <= 0.6
    f_1 = 2*(H/D);
else disp 'Här för stort i förhållande till D, minska
konstruktionshöjden'
end

% Beräkna f_2. Beräknas på olika sätt beroende på om lambdavärdet är
% större eller mindre än 5000

if lambda_f <= 5000
    f_2 = 0.018-0.004*log10(lambda_f);
elseif lambda_f > 5000
    f_2 = 0.0032;
end

M_t = f_4_13*f_4_2*f_4_4*D*p_t+S_ar*(Rt/Rs)^0.75*f_1*f_2*q*D^2;
```

Bilaga 12 – Totalt moment

```
M_ds_max = M_s_surr+M_s_cover+M_t_max_s;  
    % Dimensionerande moment i bruksstadiet för stålbågen.  
    % Innefattar moment pga omgivande jord, täckande  
    % jordlager och trafiklast, samt inkluderar  
    % säkerhetsfaktorer  
  
M_ds_min = M_s_surr+M_s_cover+M_t_min_s;  
    % På samma sätt som ovan, men där trafiklasten är  
    % placerad så att den ger upphov till ett negativt  
    % moment.  
  
sigma_m_ds_max = M_ds_max/I*y_z;  
    % Spänning i plåtens yttersta kant vid maximalt moment  
  
sigma_m_ds_min = M_ds_min/I*y_z;  
    % Spänning i plåtens yttersta kant vid minimalt moment  
    % (reducerat av trafiklast)  
  
sigma_tot_ds = sigma_m_ds_max+Nds_s;
```

Bilaga 13 - Sidostöd

Beräkning av dimensioner på sarg och sula för sidostöden, jordens verikalabärförmåga samt resulterandelast under stödet med tillhörande effektivlängd.

Beräkningar stöder sig på böckerna Plattgrundläggning (Statens geotekniska institut) och Geoteknik (Professor Göran Sällfors).

Följande antaganden gör vi beräkningen: konstruktionen anses vara förhindrad att kunna röra sig i sidled. Beräkningar som berör jorden under stödet till berg berörs ej.

Antagna dimensioner på konstruktionen

Dessa görs generella så utformningen av konstruktionen kan optimeras.

Tvärsnittsmått

$$t_{\text{sarg}} := 0.6\text{m} \quad h_{\text{sarg}} := 4.4\text{m} \quad t_{\text{sula}} := 0.6\text{m} \quad \text{Sarg}$$

$$a := 2.2\text{m} \quad d := 2.2\text{m} \quad \text{Antagna värden}$$

$$b_{\text{sula}} := a + d + t_{\text{sarg}} = 5\text{m} \quad \text{Längd på sulan}$$

$$l := 1\text{m} \quad \text{Beräkningarna görs per längdmeter}$$

Givna materialparametrar

$$\gamma_d := 0.91 \quad \text{Reduktionsfaktor på grund av säkerhetsklass 2 enligt 1 §7-11 TRVFS 2011:12}$$

$$\gamma_{\text{Gjsup}} := 1.1 \quad \text{Tabell A1.2(A) SS-EN-1990}$$

$$\gamma_{btg} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{Gjsup} = 25.025 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Betongenstunghet och tunghet på jorden fås ur bilaga ingångsvärden

$$\gamma_{\text{återfyll}} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Laster som verkar på konstruktionen

$$G_{\text{konstr}} := (b_{\text{sula}} \cdot t_{\text{sula}} \cdot l + h_{\text{sarg}} \cdot t_{\text{sarg}} \cdot l) \gamma_{btg} = 141.141 \cdot \text{kN} \quad \text{Egentyngden från konstruktionen.}$$

$$N_{\text{valv}} := 169.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last från plåtvalvet

$$P := N_{\text{valv}} \cdot l = 169.43 \cdot \text{kN}$$

Utbredda lasten på 1 meter

Delar upp P i en horisontalkomponent P_h och en vertikalkomponent P_v

$$\theta := 10 \text{deg}$$

Vinkeln θ mellan P och z-axeln

$$P_h := P \cdot \sin(\theta) = 29.421 \cdot \text{kN}$$

$$P_v := P \cdot \cos(\theta) = 166.856 \cdot \text{kN}$$

$$e_A := \left(\frac{t_{\text{sarg}}}{2} - 0.15 \text{m} \right) = 0.15 \text{m}$$

Excentricitet mellan plåt och centrum sarg

Jordtrycket som verkar på sargen beräknas nedan

Teori samt antaganden som görs vid beräkning av jordtrycket baseras på boken Geoteknik av Göran Sällfors. Hänvisningarna som görs i beräkningen syftar till ekvationer, samband och sidor i boken.

Fyllnadsmaterial antas initialt vara friktionsjord. Vilket ger att kohesionsandelen är försumbar $c' = 0$ (Sid 5.5). Vidare antas överlast från trafik eller arbete nära konstruktionen.

$$P_{\text{överslast}} := 20 \text{ kPa}$$

Arbetslast som kan finnas nära konstruktionen och överslast från trafik

$$\phi_0 := 45 \text{ grader}$$

Antagen vinkel: Fastlagratgrus, (grus morän) tabell (sid 5.5)

$$F_\phi := 1.3$$

Antagen partialsäkerhetsfaktor: Stycke (9.2), exempel (9.1)

$$\phi := \frac{(\phi_0 \cdot \pi)}{180} = 0.785$$

Om räkning från grader till radianer

$$\phi_d := \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{F_\phi}\right) = 37.569 \cdot \text{deg}$$

Säkerhetsfaktor: Ekv. (9.4)

$$K_A := \tan\left(45 \text{ deg} - \frac{\phi_d}{2}\right)^2 = 0.242$$

Jordtryckskoefficient (sid 9.4)

Friktionsjord

Sida (9.5)

$$p_A = \sigma'_0 \cdot K_A + p_w$$

Räknar endast med aktivtryck och antar $p_w = 0$ då fyllnads materialet skall dräneras. Ekv. (9.59)

$$\sigma'_0 = \gamma \cdot z + P_{\text{arblast}}$$

Där γ är jordens tunghet och z är djupet från markytan

Beräkning av aktivtryck, vid konstruktionens över / underkant

Definierar djup från överkant färdig väg.

$$z_1 := 1.5 \text{ m} \quad z_2 := 2.71 \text{ m} \quad z_3 := h_{\text{sarg}} \quad z_4 := t_{\text{sula}} = 0.6 \text{ m}$$

z_1 är sträckan från överkant väg till överkant valv. z_2 är sträckan från överkant valv till överkant stöd.

$$z_{\text{konstr}} := z_3 + z_4 = 5 \text{ m} \quad z_{\text{tot}} := z_1 + z_2 + z_3 + z_4 = 9.21 \text{ m}$$

$$h_{\text{mot}} := 0.2 \text{ m}$$

Fyllnadsmaterial som överlagrar sulans innertass

$$z_{\text{min}} := t_{\text{sula}} + h_{\text{mot}} = 0.8 \text{ m}$$

$$p_{a1} := [P_{\text{överlast}} + \gamma_{\text{återfyll}} \cdot (z_1 + z_2)] \cdot K_A = 2.322 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \text{Aktivtryck vid konstruktionens överkant}$$

$$p_{a2} := (P_{\text{överlast}} + \gamma_{\text{återfyll}} \cdot z_{\text{tot}}) \cdot K_A = 4.504 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \text{Aktivtryck vid konstruktionens underkant}$$

$$p_{a3} := [P_{\text{överlast}} + \gamma_{\text{återfyll}} \cdot (z_{\text{tot}} - z_4)] \cdot K_A = 4.243 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \text{Aktivtryck vid sulans överkant}$$

Beräkning av jordtryckens areor som verkar på sargen för att gå från tryck till utbreddlast

Där p_a är basen på triangel och rektangeln.

$$p_{\text{triangel}} := p_{a2} - p_{a1} = 2.182 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \text{Basen på triangeln}$$

$$p_{\text{rektangel}} := p_{a1} = 2.322 \times 10^4 \text{ Pa} \quad \text{Basen på rektangeln}$$

Gör om jordtrycket som verkar på konstruktionen till en utbredda laster

$$Q_{\text{återfyll1}} := \frac{[p_{\text{triangel}} \cdot (z_{\text{konstr}})]}{2} = 54.553 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Horisontell last}$$

$$Q_{\text{återfyll2}} := p_{\text{rektangel}} \cdot (z_{\text{konstr}}) = 116.114 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Horisontell last}$$

$$Q_{\text{återfyll3}} := p_{a3} \cdot (z_{\text{konstr}} - z_4) = 186.672 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vertikallast last på sulan}$$

$$Q_{\text{återfyll4}} := p_{a1} \cdot (z_1 + z_2) = 97.768 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vertikallast last på sargen}$$

Beräkning av resulterandelast samt dess angreppsytta görs nedan

Teori samt antaganden som görs vid beräkning baseras på boken Plattgrundläggning. Hänvisningarna som görs i beräkningen syftar till ekvationer, samband och exempel i boken. Beräkningarna följer i stora drag ett exempel i boken sida 245.

Summan av de vertikallasterna ersätts med en resulterande vertikalkraft S_{vd} .

$$S_{vd} := P_v + G_{konstr} + Q_{återfyll3} \cdot d + Q_{återfyll4} \cdot t_{sarg} = 777.337 \cdot \text{kN}$$

Beräkning av effektiv plattberdd

Beräknar momentet runt B som ligger mitt under konstruktionen. För att sedan sätta $M_B = S_{vd} \cdot e_B$ vilket ger e_B

Positivt medurs:

$$M_B := Q_{återfyll1} \cdot \frac{z_{konstr}}{2} \cdot \frac{z_{konstr}}{3} + Q_{återfyll2} \cdot z_{konstr} \cdot \frac{z_{konstr}}{2} \dots = 1.043 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + P_v \cdot e_A - Q_{återfyll3} \cdot d \cdot \left(d + \frac{t_{sarg}}{2} \right) - P_h \cdot z_{konstr}$$

$$e_B := \frac{M_B}{S_{vd}} = 1.342 \text{ m}$$

Justera a och d så att e_B blir gynnsam. För tvärkraft- och dragarmering.

Beräknar effektiv plattbredd

$$b_{ef} := b_{sula} - 2 \cdot e_B = 2.316 \text{ m}$$

Utbreddalasten Q_{vd} s angreppsytta Ekv. (2.52a)

Vilkor som måste uppfyllas för att halva den effektiva bredden skall rymmas i sulan

$$L_1 \leq a$$

$$L_1 := \frac{b_{ef}}{2} + e_B - \frac{t_{sarg}}{2} = 2.2 \text{ m}$$

$$a = 2.2 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

Beräkning av vertikal bärförmåga

$$Q_d := (c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma)$$

Allmänna bärlighetsformeln Ekv.
(2.46a)

Identifierar de ingående delarna i Q_d

Del 1

$$c := 0$$

$$\text{Vilket ger: } c \cdot N_c \cdot \xi_c = 0$$

Skjuvhållfasthet, kohesionsandel
Antas p.g.a friktionsjord. Ekv.
(2.46c)

Del 2

$$q := \gamma_{\text{återfyll}} \cdot z_{\min} = 14.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Överlagringstryck på
grundläggningsnivå. Fall1. Ekv.
(2.50c)

$$b_{ef} = 2.316 \text{ m}$$

Inverkan av moment eller
excentriskt last angrepp, Ekv.
(2.52a)

$$N_q := \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 134.874$$

Bärlighetsfaktor som funktion av
jordens friktionsvinkel. Ekv.
(2.48)

$$\xi_q := d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q$$

Korrektionsfaktorer för avvikelser
från de förutsättningar under vilka
bärlighetsfaktorena framtagits
(Sid 86)

$$d_q := 1 + 0.35 \cdot \frac{z_{\text{tot}}}{b_{\text{ef}}} = 2.392$$

Inverkan av hållfasthet hos jorden över grundläggningsnivån. Dock max $d_q = 1,7$ Ekv. (2.53b)

$$d_q := 1.7$$

$$l_{\text{ef}} := 1\text{m}$$

Inverkan av moment eller exentriskt last angrepp, Ekv. (2.52b) $l_{\text{ef}} = 1$ då $e_l = 0$

$$s_q := 1 + \tan(\phi) \cdot \frac{b_{\text{ef}}}{l_{\text{ef}}} = 3.316$$

Inverkan av fundamenetform Ekv. (2.54c)

$$i_q := 1$$

Inverkan av lutande last. Ekv. (2.55c)
Här beaktas horisontella laster vilket ej beaktas i dessa beräkningar.

$$g_q := 1$$

Inverkan av lutande intilliggande markyta. Ekv. (2.57c)
Anses ej påverka konstruktionen då ramperna på försalgs ritning ej existerar i detta fall.

$$b_q := 1$$

Inverkan av lutande basyta nära fundamentet. Ekv. (2.59c)
Antar plana markförhållanden.

$$\xi_q := d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q = 5.637$$

Korrektionsfaktorer för avvikelser från de förutsättningar under vilka bärighetsfaktorena framtagits

Del 3

Beaktas ej i dessa beräkningar beaktas ej förhållanden i undergrunden.

$$\text{Vilket ger: } 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{\text{ef}} \cdot N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} = 0$$

Slutlig beräkning av vertikalbärförmåga

Del 1 = 0 Del 2 = 0 ger:

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

Koefficient som beaktar
beräkningsmetodens osäkerhet.
(Sid 134)

$$q_b := \frac{b_{ef} \cdot l_{ef}}{\gamma_{Rd}} \cdot (q \cdot N_q \cdot \xi_q) = 2.535 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Vertikalbärförmåga i brottgräns
Ekv. (3.9)

Bärförmågan tillräcklig om: $q_b \geq S_{vd}$

OK !

Nu kan den utbreddalasten som verkar på sulan lösas ut genom globaljämvikt i z-led. Då effektiva bredden lasten b_{ef} är känd ges:

$$Q_{vd} := \frac{S_{vd}}{b_{ef}} = 335.68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resultande utbreddlast under
sulan

Beräkning av sträckan L_2 som om den är större än noll medför att den resulterande lasten Q_{vd} verkar på sträckan d

$$L_2 := b_{ef} - t_{sarg} - L_1 = -0.484 \text{ m}$$

Mindre än 0 ger ingen last på d

$$L_1 = 2.2 \text{ m}$$

Sträckan Q_{vd} verkar på a

Klart!

Bilaga 14 - Mittstöd

Beräkning av dimensioner på sarg och sula för mittstödet, jordens verikalabärförmåga samt resulterandelast under stödet med tillhörande effektivlängd.

Beräkningar stöder sig på böckerna Plattgrundläggning (Statens geotekniska institut), Geoteknik (Professor Göran Sällfors) samt SS-EN 1991-2:2.

Följande antaganden gör vi beräkningen: konstruktionen anses vara förhindrad att kunna röra sig i sidled. Beräkningar som berör jorden under stödet till berg berörs ej.

Antagna dimensioner på konstruktionen

Dessa görs generella så utformningen av konstruktionen kan optimeras.

Tvärsnittsmått

$$t_{\text{sarg}} := 1.4\text{m} \quad h_{\text{sarg}} := 4.4\text{m} \quad t_{\text{sula}} := 0.6\text{m} \quad \text{Sarg}$$

$$a := 1.5\text{m} \quad d := 1.5\text{m} \quad \text{Antagna värden}$$

$$b_{\text{sula}} := a + d + t_{\text{sarg}} = 4.4\text{m} \quad \text{Längd på sulan}$$

$$l := 1\text{m} \quad \text{Beräkningarna görs per längdmeter}$$

$$l_{\text{konst}} := 1\text{m} \quad \text{Detta värde används för att få en mer verklighetstrogen modell, Då normalkrafterna från plåtvalvet inte får en rättvisande storlek i modellen}$$

Givna materialparametrar

$$\gamma_d := 0.91 \quad \text{Reduktionsfaktor på grund av säkerhetsklass 2 enligt 1 §7-11 TRVFS 2011:12}$$

$$\gamma_{\text{Gjsup}} := 1.1 \quad \text{Tabell A1.2(A) ss-EN-1990}$$

$$\gamma_{btg} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{Gjsup} = 25.025 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Betongenstunghet.

Laster som verkar på konstruktionen

$$G_{konstr} := (b_{sula} \cdot t_{sula} \cdot l + h_{sarg} \cdot t_{sarg} \cdot l) \gamma_{btg} = 220.22 \cdot \text{kN}$$

Egentyngden från konstruktionen.

$$P_{olyck} := 500 \text{ kN}$$

Påkörmingslas vinkelrätt färdriktningen.
Avsnitt 4.7.2.1 SS-EN 1991-2

$$z_{olyk} := 1.25 \text{ m} + t_{sula} + 0.2 \text{ m} = 2.05 \text{ m}$$

Nivå ovan angränsande mark: 1,25m.
Avsnitt 4.7.2.1 SS-EN 1991-2

Sida 1, trafik- och jordlast

$$N_{valv1} := 169.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last från plåtvalvet

$$P_1 := N_{valv1} \cdot l_{konst} = 169.64 \cdot \text{kN}$$

Utbredda lasten på 1 meter

Delar upp P_1 i en horisontalkomponent P_{h1} och en vertikalkomponent P_{v1}

$$\theta := 10 \text{ deg}$$

Vinkeln θ mellan P och z -axeln

$$P_{h1} := P_1 \cdot \sin(\theta) = 29.458 \cdot \text{kN}$$

$$P_{v1} := P_1 \cdot \cos(\theta) = 167.063 \cdot \text{kN}$$

$$e_{A1} := \left(\frac{t_{sarg}}{2} - 0.15 \text{ m} \right) = 0.55 \text{ m}$$

Excentricitet mellan plåt och centrum sarg

Sida 2, Jordlast

$$N_{\text{valv2}} := 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last från plåtvalvet

$$P_2 := N_{\text{valv2}} \cdot l_{\text{konst}} = 45 \cdot \text{kN}$$

Utbredda lasten på 1 meter

Delar upp P_2 i en horisontalkomponent P_{h2} och en vertikalkomponent P_{v2}

$$\theta := 10 \text{deg}$$

Vinkeln θ mellan P och z -axeln

$$P_{h2} := P_2 \cdot \sin(\theta) = 7.814 \cdot \text{kN}$$

$$P_{v2} := P_2 \cdot \cos(\theta) = 44.316 \cdot \text{kN}$$

$$e_{A2} := \left(\frac{t_{\text{sarg}}}{2} - 0.15 \text{m} \right) = 0.55 \text{m}$$

Excentricitet mellan plåt och centrum sarg

Jordtrycket som verkar på sargen beräknas nedan

Teori samt antaganden som görs vid beräkning av jordtrycket baseras på boken Geoteknik av Göran Sällfors. Hänvisningarna som görs i beräkningen syftar till ekvationer, samband och sidor i boken.

Fyllnadsmaterial antas initialt vara friktionsjord. Vilket ger att kohesionsandelen är försumbar $c' = 0$ (Sid 5.5). Vidare antas överlast från trafik eller arbete nära konstruktionen.

Beräkning av aktivtryck, vid konstruktionens överkant

Definierar djup från överkant markyta.

$$z_1 := 1.5 \text{m} \quad z_2 := 2.71 \text{m}$$

z_1 är sträckan från överkant terrass till överkant valv. z_2 är sträckan från överkant valv till överkant sarg.

$$p_{a1} := 2.322 \cdot 10^4 \text{Pa}$$

Aktivtryck vid konstruktionens överkant, Beräknas i yttersargen se bilaga 13

$$Q_{\text{återfyll.1}} := p_{a1} \cdot (z_1 + z_2) = 97.756 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikallast last på sargen

Beräkning av resulterandelast samt dess angreppsytta görs nedan

Teori samt antaganden som görs vid beräkning baseras på boken Plattgrundläggning. Hänvisningarna som görs i beräkningen syftar till ekvationer, samband och exempel i boken. Beräkningarna följer i stora drag ett exempel i boken sida 245.

Summan av de vertikallasterna ersätts med en resulterande vertikalkraft S_{vd}

$$S_{vd} := P_{v1} + P_{v2} + G_{konstr} + Q_{\text{återfyll.1}} \cdot t_{sarg} = 568.458 \cdot \text{kN}$$

Beräkning av effektiv plattberedd

Beräknar momentet runt B som ligger mitt under konstruktionen. För att sedan sätta $M_B = S_{vd} \cdot e_B$ vilket ger e_B

Positivt medurs:

$$M_B := P_{h1} \cdot h_{sarg} + P_{olyck} \cdot z_{olyk} + P_{v2} \cdot e_{A2} - P_{h2} \cdot h_{sarg} - P_{v1} \cdot e_{A1} = 1.053 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$e_B := \frac{M_B}{S_{vd}} = 1.852 \text{ m}$$

Justera a och d så att e_B blir gynnsam. För tvärkraft- och dragarmering.

Beräknar effektiv plattbredd

$$b_{ef} := b_{sula} - 2 \cdot e_B = 0.696 \text{ m}$$

Utbreddalasten R_{vd} s angreppsytta
Inverkan av moment eller
exentriskt last angrepp, Ekv.
(2.52a)

Vilkor som måste uppfyllas för att halva den effektiva bredden skall rymmas i sulan

$$L_1 \leq a$$

$$L_1 := \frac{b_{ef}}{2} + e_B - \frac{t_{sarg}}{2} = 1.5 \text{ m}$$

$$a = 1.5 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

Beräkning av vertikal bärförmåga

$$Q_d := (c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma)$$

Allmänna bärrighetsformeln Ekv.
(2.46a)

Identifierar de ingående delarna i Q_d

Del 1

$$c := 0$$

$$\text{Vilket ger: } c \cdot N_c \cdot \xi_c = 0$$

Skjuvhållfasthet, kohesionsandel
Antas p.g.a friktionsjord. Ekv.
(2.46c)

Del 2

Då ej något fyllnads material trycker på konstruktionen ger del 2 inget bidrag till Q_d

Del 3

Beaktas ej i dessa beräkningar beaktas ej förhållanden i undergrunden.

$$\text{Vilket ger: } 0.5 \cdot \gamma \cdot b_{ef} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma = 0$$

Slutlig beräkning av vertikalbärförmåga

Bärförmågan i jorden måste vara större eller lika med de samlade vertikala lasterna. I denna beräkning kommer enligt Del1, Del2, och Del3 inte bidra till uträkningen av bärförmågan i jorden något som vi antar. Vid slutgiltig dimensionering måste undergrunden beaktas.

Nu kan den utbreddalasten som verkar på sulan lösas ut genom globaljämvikt i z-led. Då effektiva bredden lasten b_{ef} är känd ges:

$$Q_{vd} := \frac{S_{vd}}{b_{ef}} = 816.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resultande utbreddlast under sulan

Beräkning av sträckan L_2 som om den är större än noll medför att den resulterande lasten Q_{vd} verkar på sträckan d

$$L_2 := b_{ef} - t_{sarg} - L_1 = -2.204 \text{ m}$$

Mindre än 0 ger ingen last på d

$$L_1 = 1.5 \text{ m}$$

Sträckan Q_{vd} verkar på a

Klart!

Bilaga 15 - Brottgränstillstånd (knäckning)

Beräkningar baseras på SS-EN 1992-1-1 ekvationer och antaganden hänvisar dit.

Ingångsvärden från beräkning av sidostöd

$$P_v := 1.669 \cdot 10^5 \text{ N} \quad l := 1 \text{ m}$$

$$h_{\text{sarg}} := 4.4 \text{ m} \quad t_{\text{sarg}} := 0.6 \text{ m}$$

Se bilaga 13

$$e_A := 0.15 \text{ m}$$

Sargens slankhet

Bedömning av slankhet enligt SS-EN 1992-1-1 kan andra ordningens effekter hos isolerade konstruktionsdelar försummas om slankhetstalet λ är mindre än gränsvärdet λ_{lim} .

$$\beta := 2.0$$

Praktisk knäcklängd enligt
Fig. 5.7 Väljer b) då det anses
ogynnsammare än a)

$$l_0 := \beta \cdot h_{\text{sarg}} = 8.8 \text{ m}$$

Knäcklängden Ekv. (12.9)

$$I_c := \frac{l \cdot t_{\text{sarg}}^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4$$

Tröghetsmoment

$$A_c := l \cdot t_{\text{sarg}} = 0.6 \text{ m}^2$$

Bruttoarea

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

Tröghetsradie hos bruttotvärsnitt

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 50.807$$

Slankhetstal Ekv. (5.14)

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

Nationell parameter. Avsnitt 3.1.6

$$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$$

Betong klass 40/50
Tabell 3.1

$$\gamma_c := 1.5$$

Tabell 2.1N

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 2.667 \times 10^7 \text{ Pa}$$

Ekv. (3.15)

$$n := \frac{P_v}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.01$$

Relativ normalkraft. Avsnitt 5.8.3.1

$$\tilde{A} := 0.7 \quad B := 1.1 \quad \tilde{C} := 0.7$$

Konstanter som väljs då infående
parametrar är okända. Avsnitt 5.8.3.1

$$\lambda_{lim} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 105.548$$

Konservativt värde på gränsvärdet
 λ_{lim} Ekv. (5.13N)

λ_{lim} är större än λ vilket ger att sargen beräknas som oslank

Beräkning av dimensionerande moment och sargens momentkapacitet

Följande villkor skall uppfyllas $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ För att sargens skall förhindrad att knäcka

Beräkning av dimensionerande moment

$$M_T := 296.3238 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Transversella moment som
verkar på längst ner på sargen, Fås
från beräkningen av armeringens
förankringslängd. Se bilaga 16

Geometrisk imperfektioner.

Avsnitt 5.2

$$\theta_0 := \frac{1}{200}$$

Grundvärde

$$\alpha_{h1} := \frac{2}{\sqrt{h_{sarg}}} = 0.953 \frac{1}{m^{0.5}}$$

Reduktions faktor för höjden
 $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

$$\alpha_h := 0.976$$

Fixar enheten

$$\underline{m} := 3$$

Antal konstruktionsdelar som verkar
stabiliserande

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0.816$$

Reduktionsfaktor för antalet
samverkande konstruktionsdelar

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 3.985 \times 10^{-3}$$

Imperfektioner. Ekv. (5.1)

$$e_i := \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} = 0.018 \text{ m}$$

Ekv. (5.2)

$$M_{ed} := M_T + P_V \cdot (e_A + e_i) = 3.243 \times 10^5 \text{ J}$$

Dimensionerande moment

$$M_{NEd} := P_V \cdot (e_A + e_i) = 2.796 \times 10^4 \text{ J}$$

Det minsta tillåtna dimensionerade
momentet

Beräkning av sargens momentkapacitet

M_{Rd} Beräknas enligt SS-EN 1992-1-1

Antagande: Ospruckna tvärsnit utan hänsyn till armering med N_{Ed} placerad i mitten.

-Momentet M_{Rd} har sitt största värde där betongen utsätts för den största tryck spänningen f_{cd} .

Beräkningsgång:

- Beräkna f_{cd}
- Ställ upp Naviers formel
- Lös ut M_{Rd} ur Naviers formel med N_{Ed} , $z = t.sarg/2$ och $\sigma(z) = f_{cd}$.

$$f_{cd} = 26.667 \cdot \text{MPa}$$

Enligt tidigare

$$\sigma(z) = \frac{P_v}{A_c} + \frac{M_{Rd}}{I_c} \cdot z$$

Naviers formel

$$z := \frac{t_{sarg}}{2} \quad \sigma(z) := f_{cd}$$

Avstånd från T_p till sargens ytterkant.
Betong spänningen vid tryckt kant.

$$M_{Rd} := \frac{I_c}{z} \left(f_{cd} - \frac{P_v}{A_c} \right) = 1.583 \times 10^6 \text{ J}$$

Max momentet som sargen klarar
utan att deformeras

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad \text{Ok!}$$

Vilkor som skall uppfyllas

$$M_{Rd} \geq M_{NEd} \quad \text{Ok!}$$

Sargen uppfyller villkoret $M_{Rd} > M_{Ed}$ vilket ger att sargen inte riskerar att deformeras.

Klart!

Bilaga 16 - Minimiarmering

Följande beräkningar gjorda är baserade på SS-EN-1992-1-1, avsnitt 7.3.2 "Minimiarmering".

Betong C40/50:

$$f_{ck} := 40\text{MPa}$$

Karaktäristisk tryckhållfasthet

$$f_{cm} := 48\text{MPa}$$

Dimensionerande tryckhållfasthet

$$f_{ctm} := 3.5\text{MPa}$$

Draghållfasthetens medelvärde

Armering, B500B, $\phi 16$, standard SS-ENV-10080

$$\phi := 16\text{mm}$$

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

Karaktäristisk flytgräns

$$\gamma_s := 1.15$$

Partialkoefficient för armeringsstål

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Dimensionerande flytgräns i
brottgränstillstånd enligt EC2

$$A_{si} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 2.011 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$c_{nom} := 0.065\text{m}$$

Armering, B500B, $\phi 24$, standard SS-ENV-10080

$$\phi := 24\text{mm}$$

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

Karaktäristisk flytgräns

$$\gamma_s := 1.15$$

Partialkoefficient för armeringsstål

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Dimensionerande flytgräns i
brottgränstillstånd enligt EC2

$$A_{si,l} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 4.524 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Beräknar minimiarmering i bottenplattan till stöden

Tvärsnitt

$$b_t := 1\text{ m}$$

$$d := 0.6\text{ m} - c_{\text{nom}} = 0.535\text{ m}$$

$$A_{s,\text{min.platta}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot b_t \cdot d = 9.737 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{min.platta.kontroll}} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 6.955 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Antal armeringsstänger som krävs:

$$A_{s,\text{min}} > A_{s,\text{min.kontroll}}$$

Använd därför $A_{s,\text{min}}$

$$n_{\text{platta}} := \frac{A_{s,\text{min.platta}}}{A_{\text{si.l}}} = 2.152$$

$$n_{\text{platta}} := \text{ceil}(n_{\text{platta}}) = 3$$

Beräknar maximiarmering i bottenplatta till stöden

$$A_c := b_t \cdot d = 0.535 \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{max.platta}} := 0.04 \cdot A_c = 0.021 \text{ m}^2$$

Antal armeringsstänger som krävs:

$$n_{\text{platta.max}} := \frac{A_{s,\text{max.platta}}}{A_{\text{si.l}}} = 47.304$$

$$n_{\text{platta.max}} := \text{ceil}(n_{\text{platta.max}}) = 48$$

=====

$$M_{\text{Rd.platta}} := f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{si.l}} \cdot n_{\text{platta}} \cdot 0.9 \cdot d = 284.12 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd}} \geq M_{\text{Ed}} \quad \text{ej OK!}$$

Minarmering är inte tillräcklig, lägg därför in tillräckligt många stänger för att klara $M_{\text{Ed}}=732,18 \text{ kNm}$ (innertass). Detta innebär att minst 8 stänger krävs.

Inte heller yttertassen kommer att klara kapaciteten för minarmering, $M_{\text{Ed}}=527,93 \text{ kNm}$. Här krävs minst 6 stänger.

Beräknar minimiarmering i ytterstöd (sarg)

Tvärsnitt

$$b_t := 1 \text{ m}$$

$$d := 0.6 \text{ m} - c_{\text{nom}} = 0.535 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{min.ytterstöd}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{vk}}} \cdot b_t \cdot d = 9.737 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{min.ytterstöd.kontroll}} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 6.955 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Antal armeringsstänger som krävs:

$$A_{s,\text{min}} > A_{s,\text{min.kontroll}}$$

Använd därför $A_{s,\text{min}}$

$$n_{\text{ytterstöd}} := \frac{A_{s,\text{min.ytterstöd}}}{A_{\text{si}}} = 4.843$$

$$n_{\text{ytterstöd}} := \text{ceil}(n_{\text{ytterstöd}}) = 5$$

Beräknar maximiarmering i ytterstöd (sarg)

$$A_c := b_t \cdot d = 0.535 \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{max.ytterstöd}} := 0.04 \cdot A_c = 0.021 \text{ m}^2$$

=====

$$M_{\text{Rd.sarg}} := f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{si}} \cdot n_{\text{ytterstöd}} \cdot 0.9 \cdot d = 210.459 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd}} \geq M_{\text{Ed}} \quad \text{ej OK!}$$

Minimiarmering är inte tillräcklig, lägg därför in tillräckligt många stänger för att klara $M_{\text{Ed}} = 296,32 \text{ kNm}$. Detta innebär att minst 8 stänger krävs.

Beräknar minimiarmering i mittstöd (sarg)

Tvärsnitt

$$b_t := 1\text{ m}$$

$$d := 1.4\text{ m} - c_{\text{nom}} = 1.335\text{ m}$$

$$A_{s,\text{min.mittstöd}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{vk}}} \cdot b_t \cdot d = 2.43 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{min.mittstöd.kontroll}} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 1.735 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Antal armeringsstänger som krävs:

$$n_{\text{mittstöd}} := \frac{A_{s,\text{min.mittstöd}}}{A_{\text{si}}} = 12.084$$

$$n_{\text{mittstöd}} := \text{ceil}(n_{\text{mittstöd}}) = 13$$

Beräknar maximiarmring i mittstöd (sarg)

$$A_c := b_t \cdot d = 1.335 \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{max.mittstöd}} := 0.04 \cdot A_c = 0.053 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{Rd.mittstöd}} := f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{si}} \cdot n_{\text{mittstöd}} \cdot 0.9 \cdot d = 1.365 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd}} \geq M_{\text{Ed}} \quad \text{OK!}$$

Beräknar minimiarmering i tvärgående mittstöd

Tvärsnitt

$$b := 1.4\text{m}$$

$$d := 2.8\text{m} + c_{\text{nom}} = 2.865\text{m}$$

Inre hävarm vid beräkning av hög balk

$$A_{s,\text{min.mittstöd.längs}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot b \cdot d = 7.3 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{s,\text{min.mittstöd.längs.kontroll}} := 0.0013 \cdot b \cdot d = 5.214 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

Antal armeringsstänger som krävs:

$$n_{\text{mittstöd.längs}} := \frac{A_{s,\text{min.mittstöd.längs}}}{A_{\text{si.l}}} = 16.137$$

$$n_{\text{mittstöd.längs}} := \text{ceil}(n_{\text{mittstöd.längs}}) = 17$$

Beräknar maximiarmring i tvärgående mittstöd

$$A_c := b \cdot d = 4.011 \text{m}^2$$

$$A_{s,\text{max.mittstöd.längs}} := 0.04 \cdot A_c = 0.16 \text{m}^2$$

=====

$$M_{\text{Rd.mittstöd.längs}} := f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{si}} \cdot n_{\text{mittstöd.längs}} \cdot 0.9 \cdot d = 3.832 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd}} \geq M_{\text{Ed}} \quad \text{OK!}$$

Beräknar minimiarmering enligt TRVK Bro 2011

Mängden ytarmering, uttryckt i cm^2/m , ska enligt TRVK Bro 11 minst vara lika med:

$$A_s \geq 4.0 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{3}$$

$$f_{\text{ctm.MPa}} := \frac{f_{\text{ctm}}}{10^{10}} = 3.5 \times 10^{-4} \text{ Pa}$$

Ska uttryckas i MPa, därav division med 10^6 , för att uttrycka i cm^2 istället för m^2 divideras uttrycket med 10^4

$$A_{s.\text{kontroll}} := 4.0 \frac{\text{m}^4}{\text{N}} \cdot \frac{f_{\text{ctm.MPa}}}{3} = 4.667 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Vilket innebär att kavet på armering per meter är } 4,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.\text{aktuell.ytterstöd}} := n_{\text{ytterstöd}} \cdot A_{si} \cdot 10^4 = 10.053 \text{ m}^2$$

$$A_{s.\text{aktuell.platta}} := n_{\text{platta}} \cdot A_{si} \cdot 10^4 = 6.032 \text{ m}^2$$

$$A_{s.\text{aktuell.mittstöd}} := n_{\text{mittstöd}} \cdot A_{si} \cdot 10^4 = 26.138 \text{ m}^2$$

$$A_{s.\text{aktuell.mittstöd.längs}} := \frac{n_{\text{mittstöd.längs}} \cdot A_{si} \cdot 10^4}{4.4} = 7.768 \text{ m}^2$$

Samtliga tvärsnitt klarar således minimikravet från TRVK Bro 11

Ytterliga krav är att CC-avståndet mellan armeringsstänger får vara högst 300 mm. Det dimensionerande fallet blir det tvärsnitt som har lägst antal stänger per meter, alltså yttersarg samt bottenplatta:

$$CC_{\text{sarg}} := \frac{1000\text{mm}}{n_{\text{platta}}} = 0.333 \text{ m}$$

I bottenplattan är inte detta krav uppfyllt vilket innebär att 4 stänger måste läggas in per meter, eftersom armeringsmängden är större i övriga fall behövs ingen kontroll utföras på deras CC-avstånd.

Bilaga 17 - Bestämning av dragkraftsbehov i sargen

Bestämning av dragkraftsbehov, sarg									
d	0,535	alpha [deg]	10						
z	0,4815	P [kN]	169,43						
theta [rad]	0,785	Pv [kN]	166,86						
Fywd [kN]	434,783	Ph [kN]	29,42						
Asw [m^2]	2,26E-04	e [m]	0,15						
L [m]	4,40	Mp	25,03						
Q.r [kNm]	139,917								
Q.t [kNm]	57,849								
						$F_{td,max} = M_{Ed,max}/z = 615,42 \text{ kN}$ $F_{td} > F_{td,max}$ inträffar vid $x=0,211 \text{ m}$ vilket innebär att dragkraften i detta snitt och inåt inte påverkas av sneda sprickor. (B316)			
x	Med [kNm]	Med/z	s	Ved [kN]	delta Ftd	Ftd	0,5VEd	deltaFtd	1,25VEd
0	296,3238	615,42	0,3	-158,4256	79,5044	694,92	79,2128	79,5044	198,0320
0,2	262,4002	544,96	0,3	-148,4146	69,7740	614,74	74,2073	69,7740	185,5182
0,4	230,7594	479,25	0,3	-138,5438	60,8015	540,05	69,2719	60,8015	173,1797
0,6	201,3591	418,19	0,3	-128,8133	52,5608	470,75	64,4066	52,5608	161,0166
0,8	174,1574	361,70	0,3	-119,2230	45,0257	406,72	59,6115	45,0257	149,0287
1	149,1121	309,68	0,3	-109,7729	38,1708	347,85	54,8865	38,1708	137,2161
1,2	126,1812	262,06	0,3	-100,4631	31,9708	294,03	50,2316	31,9708	125,5789
1,4	105,3227	218,74	0,3	-91,2935	26,4010	245,14	45,6468	26,4010	114,1169
1,6	86,4944	179,64	0,3	-82,2642	21,4369	201,07	41,1321	21,4369	102,8303
1,8	69,6543	144,66	0,3	-73,3751	17,0545	161,72	36,6876	17,0545	91,7189
2	54,7603	113,73	0,3	-64,6263	13,2300	126,96	32,3131	13,2300	80,7828
2,2	41,7703	86,75	0,3	-56,0177	9,9401	96,69	28,0088	9,9401	70,0221
2,4	30,6423	63,64	0,3	-47,5493	7,1619	70,80	23,7746	7,1619	59,4366
2,6	21,3342	44,31	0,3	-39,2212	4,8728	49,18	19,6106	4,8728	49,0264
2,8	13,8038	28,67	0,3	-31,0333	3,0507	31,72	15,5166	3,0507	38,7916
3	8,0093	16,63	0,3	-22,9856	1,6736	18,31	11,4928	1,6736	28,7320
3,2	3,9084	8,12	0,3	-15,0782	0,7202	8,84	7,5391	0,7202	18,8478
3,4	1,4591	3,03	0,3	-7,3110	0,1693	3,20	3,6555	0,1693	9,1388
3,6	0,6194	1,29	0,3	0,3159	0,0003	1,29	0,1579	0,0003	0,3949
3,8	1,3471	2,80	0,3	7,8026	0,1928	2,99	3,9013	0,1928	9,7532
4	3,6002	7,48	0,3	15,1490	0,7270	8,20	7,5745	0,7270	18,9363
4,2	7,3366	15,24	0,3	22,3552	1,5831	16,82	11,1776	1,5831	27,9441
4,4	12,5142	25,99	0,3	29,4212	2,7420	28,73	14,7106	2,7420	36,7765

Bilaga 18 - Bestämning av dragkraftsbehov i innertassen

Bestämning av dragkraftsbehov, innertass										
d	0,535									
z	0,4815									
theta [rad]	0,785									
Fywd [kN]	434,783									
Asw [m^2]	2,26E-04									
a [m]	2,20									
Q.Vd [kNm]	304,208									
R [kN]	669,258									
M [kNm]	735,849									
$F_{td,max} = M_{Ed,max}/z = 1528,24 \text{ kN}$ $F_{td} > F_{td,max}$ inträffar vid $x=0,229 \text{ m}$ vilket innebär att dragkraften i detta snitt och inåt inte påverkas av sneda sprickor. (B316)										
x	Med [kNm]	Med/z	s	Ved [kN]	delta Ftd	Ftd	0,5VEd	deltaFtd	1,25VEd	
0	735,85	1528,24	0,12	669,2576	567,5277	2095,77	334,6288	567,5277	836,5720	
0,1	670,44	1392,41	0,12	638,8368	517,1068	1909,51	319,4184	517,1068	798,5460	
0,2	608,08	1262,89	0,12	608,4160	469,0311	1731,92	304,2080	469,0311	760,5200	
0,3	548,76	1139,69	0,12	577,9952	423,3006	1562,99	288,9976	423,3006	722,4940	
0,4	492,48	1022,81	0,12	547,5744	379,9152	1402,72	273,7872	379,9152	684,4680	
0,5	439,25	912,25	0,12	517,1536	338,8750	1251,12	258,5768	338,8750	646,4420	
0,6	389,05	808,00	0,12	486,7328	300,1799	1108,18	243,3664	300,1799	608,4160	
0,7	341,90	710,07	0,12	456,3120	263,8300	973,90	228,1560	263,8300	570,3900	
0,8	297,79	618,46	0,12	425,8912	229,8253	848,29	212,9456	229,8253	532,3640	
0,9	256,72	533,17	0,12	395,4704	198,1657	731,34	197,7352	198,1657	494,3380	
1	218,70	454,20	0,12	365,0496	168,8512	623,05	182,5248	168,8512	456,3120	
1,2	151,77	315,20	0,12	304,2080	117,2578	432,46	152,1040	117,2578	380,2600	
1,4	97,01	201,48	0,12	243,3664	75,0450	276,52	121,6832	75,0450	304,2080	
1,6	54,42	113,03	0,12	182,5248	42,2128	155,24	91,2624	42,2128	228,1560	
1,8	24,00	49,85	0,12	121,6832	18,7612	68,61	60,8416	18,7612	152,1040	
2	5,75	11,94	0,12	60,8416	4,6903	16,63	30,4208	4,6903	76,0520	
2,2	-0,33	-0,69	0,12	0,0000	0,0000	0,69	0,0000	0,0000	0,0000	

Bilaga 19 - Bestämning av dragkraftsbehov i yttertassen

Bestämning av dragkraftsbehov, yttertass									
d	0,535								
z	0,4815								
theta [rad]	0,785								
Fywd [kN]	434,783								
Asw [m^2]	2,26E-04								
a [m]	2,20								
Q.jord [kNm]	186,67								
Q.egen [kNm]	31,48								
Q.tot [kNm]	218,154								
R [kN]	479,939								
M [kNm]	527,933								
$F_{td,max} = M_{Ed,max}/z = 1096,43 \text{ kN}$ $F_{td} > F_{td,max}$ inträffar vid $x=0,229 \text{ m}$ vilket innebär att dragkraften i detta snitt och inåt inte påverkas av sneda sprickor. (B316)									
x	Med [kNm]	Med/z	s	Ved [kN]	delta Ftd	Ftd	0,5VEd	deltaFtd	1,25VEd
0	527,93	1096,43	0,17	479,9388	413,4660	1509,90	239,9694	413,4660	599,9235
0,1	481,03	999,02	0,17	458,1234	376,7325	1375,76	229,0617	376,7325	572,6543
0,2	436,31	906,14	0,17	436,3080	341,7075	1247,85	218,1540	341,7075	545,3850
0,3	393,77	817,79	0,17	414,4926	308,3910	1126,19	207,2463	308,3910	518,1158
0,4	353,41	733,98	0,17	392,6772	276,7830	1010,76	196,3386	276,7830	490,8465
0,5	315,23	654,69	0,17	370,8618	246,8836	901,57	185,4309	246,8836	463,5773
0,6	279,24	579,93	0,17	349,0464	218,6928	798,62	174,5232	218,6928	436,3080
0,7	245,42	509,71	0,17	327,2310	192,2104	701,92	163,6155	192,2104	409,0388
0,8	213,79	444,01	0,17	305,4156	167,4367	611,45	152,7078	167,4367	381,7695
0,9	184,34	382,85	0,17	283,6002	144,3714	527,22	141,8001	144,3714	354,5003
1	157,07	326,21	0,17	261,7848	123,0147	449,23	130,8924	123,0147	327,2310
1,2	109,08	226,54	0,17	218,1540	85,4269	311,96	109,0770	85,4269	272,6925
1,4	69,81	144,98	0,17	174,5232	54,6732	199,66	87,2616	54,6732	218,1540
1,6	39,27	81,55	0,17	130,8924	30,7537	112,31	65,4462	30,7537	163,6155
1,8	17,45	36,25	0,17	87,2616	13,6683	49,91	43,6308	13,6683	109,0770
2	4,36	9,06	0,17	43,6308	3,4171	12,48	21,8154	3,4171	54,5385
2,2	0,00	0,00	0,17	0,0000	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	0,0000

Bilaga 20 - Beräkningar för att ta fram moment- och tvärkraftsfördelning i ytterstödet sarg

```
%=====
%=====
%                               Dragkraftskapacitet, förankring &
%                               skarvlängd
%
% Nedan presenteras de beräkningar som krävs för att få fram
% dragkraftskapacitet, erforderlig förankringslängd samt skarvlängd i den
% del av ytterstödet som är dragen pga jordtryck. Alla beräkningar utgår
% från Eurokod 2, SS-EN-1992-1-1:2005.
%
%=====
%=====
clc
clear all
close all
%=====

% Dimensionerande materialegenskaper
%=====
%=====

% Betong C40/50
% SS-EN-1992-1-1:2005, tabell 3.1
%=====
f_ctk005 = 2.5;           % [MPa]
alpha_ct = 1.0;          % [-]
gamma_c = 1.5;           % [-]
E_cm = 35;               % [GPa]

f_ctd = alpha_ct*...
        (f_ctk005/gamma_c);    % [MPa]

% Stål
% SS-EN-1992-1-1:2005, kapitel 3.2 Armeringsstål, standard SS-ENV-10080
%=====
f_yk = 500;              % [MPa]
gamma_s = 1.15;          % [-]

f_yd = f_yk/gamma_s;      % [MPa]
f_ywd = f_yd;            % [MPa]

% Huvudarmering, d16 B500B, standard SS-ENV-10080
%=====
d16 = 0.016;             % [m]
A_si = (d16/2)^2*pi;      % [m^2]

n = 8;                   % [-] antal stänger. Beräkning av
                        % minarmering ger n = 8.

% Vertikala byglar, d12 B500B, standard SS-ENV-10080
%=====
d12 = 0.012;             % [m]
A_swi = (d12/2)^2*pi;     % [m]
A_sw = 2*A_swi;          % [m^2] Två skär i varje bygel
```

```

% Tvärsnittsdimensioner i stödets plansnitt
%=====
%=====
t = 0.6; % [m] Tjocklek
b = 1.0; % [m] Bredd
c = 0.065 + (d16/2); % [m] Avstånd från underkant btg till
% centrum av armeringslager
d = t - c; % [m] Avstånd från överkant btg till
% armeringsnivå
L = 4.4; % [m] Stödets längd (höjd)
z = 0.9*d; % [m] Inre hävarm

% Laster, ingående data från tidigare beräkningar av jordtryck
%=====
%=====
Q_rekt = 139.917; % [kN/m] Utbredd last

x = linspace(0,L,500); % [-]
Q_tri = 57.849 - (x/L)*57.849; % [kN/m] Triangellast

% Givna indata från tidigare beräkningar av reaktionskraft från plåt
%=====
%=====
P = 169.43; % [kN] Reaktionskraft från korrugerad plåt

deg = 10; % [deg] Vinkel uttryckt i grader på
reaktionskraften
alpha = (deg*pi)/180; % [rad] Infallande vinkel på reaktionskraften

Pv = P*cos(alpha); % [kN] Vertikal komposant av reaktionskraft
Ph = P*sin(alpha); % [kN] Horisontell komposant av reaktionskraft

% Framtagning av tvärsnittslaster, mha elementarfall och snitt från
% sargens ytterkant och in mot infästningen
%=====
%=====
e = t/2 - 0.15; % Excentricitet av reaktionskraftens vertikala
% del.

Mp = Pv*e; % Pålagt moment pga excentricitet

R_1 = -(Mp*3/(2*L)) +...
Q_rekt*3*L/8 +...
Q_tri(1)*L/10; % Stödreaktions i stödets infästning

x_prim = linspace(0,L,500);
x_prim1 = L - x_prim;

Mx = (Q_rekt.*x_prim1.^2)/8 + (Q_tri.*x_prim1.^2)/15 +...
Mp/2 - Ph.*x_prim1; % Snittmoment

M_Ed = max(Mx); % Dimensionerande moment

fprintf('Dimensionerande moment pga last är %2.2f kNm \n\n',M_Ed)

Vx= -((Q_rekt.*x_prim1)/4 +...
(2*Q_tri.*x_prim1)...
/15 - Ph); % Snittkraft

```

Bilaga 21 - Bestämning av dragkraftsbehov i ytterstödet sarg

```
%=====
%                               Bestämning av dragkraftsbehov
%
% Samtliga av följande beräkningar utgår från en fackverksmodell för en del
% av en balk med sneda trycksträvor.
%=====

% Bestämning av bygelavstånd
%=====
theta = 45; % Trycksträvornas lutning, konservativt värde

s0 = (z*cot(theta*pi/180)*f_ywd*1000*A_sw)./abs(Vx);

s1 = min(floor(s0*100)/100); % Detta är minsta CC-avstånd på bygelarmering,
% om möjligt välj högre

s = 0.3; % Valt CC-avstånd mellan bygelarmeringsenheter.
% Väljer att ha samma CC-avstånd genom hela
% sargen för att underlätta vid montage på
% arbetsplatsen.

%=====
delta_F_td = (Vx.^2*s)/...
(2*z*(f_ywd*1000)*A_sw);%

%                               Villkor: 0,5*V_Ed < delta_F_td < 1,25*V_Ed
%
% delta_F_td är mindre än 0,5*V_Ed i hela sargen. Därför används 0,5*V_Ed
% istället. Egentligen är delta_F_td > 0,5*V_Ed i snittet x = 0.0176, men
% för att approximera väljs 0,5*V_Ed genom hela snittet.
%=====
V_Ed05 = 0.5*abs(Vx);

F_td = (Mx/z) + (V_Ed05);

F_td_max = max(Mx)/z; % Maximala tillåtna F_td

% Läger in maximalt tillåten F_td
%=====
F_td(1:24) = F_td_max;

% Dragkraftskapacitet, fullt utvecklad kapacitet för alla stänger
%=====
F_s_n = n*f_yd*1000*A_si;
```

Bilaga 22 - Förankring av armering i ytterstödet sarg

```
%=====
%                               Förankring
%
% Beräkning av förankring görs enligt SS-EN-1992-1-1:2005 kapitel "8.4
% Förankring av längsgående stänger"
%=====
%=====

% Vidhäftningskonstanter, SS-EN-1992-1-1:2005, sid. 132
%=====
ny_1 = 1;                               % Goda vidhäftningsförhållanden
ny_2 = 1;                               % Stångdiameter < 32 mm

% Dimensionerande vidhäftningshållfasthet
%=====
f_bd = 2.25*ny_1*ny_2*f_ctd;           % SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.2)

% Faktorer för beräkning av maximal dragkraftstillväxt per stång inom
% förankringszonen, alla sätts till 1 för att vara på säker sida.
% SS-EN-1992-1-1:2005, tabell 8.2
%=====
alpha_1 = 1;
alpha_2 = 1;
alpha_3 = 1;
alpha_4 = 1;
alpha_5 = 1;

% Maximal krafttillväxt per stång
%=====
S_bd = pi*d12*f_bd*1000/(alpha_1*alpha_2*...
    alpha_3*alpha_4*alpha_5);           % [kN/m]

S_bd_tot = n*S_bd;

% Dimensionerande förankringslängd
%=====
l_bd = F_td/S_bd_tot;

% Erforderlig förankringslängd
% SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.4)
%=====
l_b_rqd = l_bd(1);                     % Då alpha 1-5 = 1

fprintf('Förankringslängden är %2.4f m\n',l_b_rqd)

% Minsta förankringslängd
% SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.6)
%=====
l_b_min = [0.3*l_b_rqd,10*d12,0.1];
l_b_min = max(l_b_min);
```

Bilaga 23 - Skarvning av armering i ytterstödet sarg

```
% Skarvning av armering, den del som bockas ned i sulan
% SS-EN-1992-1-1:2005, kapitel 8.7.3 Skarvlängd
%=====
alpha_6 = sqrt(0.5/0.25);           % Skarvar varannan stång på dubbla
                                     % höjden för att klara kravet
                                     %  $1 < \alpha_6 < 1.5$ 

l_0 = alpha_1*alpha_2*alpha_3*alpha_5*alpha_6*l_b_rqd;

l_0_min = [0.3*alpha_6*l_b_rqd, 15*d16, 0.2];
l_0_min = max(l_0_min);

AA = 0.65*l_0;

if AA <= l_0_min
    fprintf('Skarvlängden är %2.3f m\n', AA)
else
    fprintf('Skarvlängden är %2.3f m\n', l_0_min)
end

% Detta innebär att varannan stång från sulan ska gå upp minst 240 mm och
% varannan minst 480 mm för att uppnå tillfredsställande skarvning.
%=====
%=====
```

Bilaga 24 - Beräkningar för att ta fram moment- och tvärkraftsfördelning i bottenplattans innertass

```
%=====
%=====
%                               Dragkraftskapacitet, förankring &
%                               skarvlängd
%
% Nedan presenteras de beräkningar som krävs för att få fram
% dragkraftskapacitet, erforderlig förankringslängd samt skarvlängd i den
% del av ytterstödet innertass som är dragen pga resulterande last under
% stödet. Alla beräkningar utgår från Eurokod 2, SS-EN-1992-1-1:2005.
%
%=====
%=====
clc
clear all
close all
%=====

% Dimensionerande materialegenskaper
%=====
%=====

% Betong C40/50
% SS-EN-1992-1-1:2005, tabell 3.1
%=====
f_ctk005 = 2.5;           % [MPa]
alpha_ct = 1.0;          % [-]
gamma_c = 1.5;           % [-]
E_cm = 35;               % [GPa]

f_ctd = alpha_ct*(f_ctk005/gamma_c); % [MPa]

% Stål
% SS-EN-1992-1-1:2005, kapitel 3.2 Armeringsstål, standard SS-ENV-10080
%=====
f_yk = 500;              % [MPa]
gamma_s = 1.15;          % [-]

f_yd = f_yk/gamma_s;     % [MPa]
f_ywd = f_yd;            % [MPa]

% Huvudarmering, d24 B500B, standard SS-ENV-10080
%=====
d24 = 0.024;             % [m]

A_si = (d24/2)^2*pi;     % [m^2]

n = 8;                   % [-] antal stänger

% Vertikala byglar, d16 B500B, standard SS-ENV-10080
%=====
d16 = 0.016;

A_swi = (d16/2)^2*pi;    % [m]
A_sw = 2*A_swi;          % [m^2] Två skär i varje bygel
```

```

% Tvärsnittsdimensioner i innertassens sektionssnitt
%=====
%=====
h = 0.6; % [m] Tjocklek
b = 1.0; % [m] Bredd
c = 0.065 + (d24/2); % [m] Avstånd från underkant btg till
% centrum av armeringslager
d = h - c; % [m] Avstånd från överkant btg till
% armeringsnivå
e_B = 1.342; % [m] Excentricitet från centrum
% ytterstöd till resulterande last
% av vertikala komponenter
a = 2.2; % [m] Tassens längd
b_ef = 2.315; % [m] Den resulterande lastens totala
% angreppsyta
L = (b_ef/2) + e_B - h/2; % [m] Längden på den resulterande last som
% som verkar på tassens underkant
z = 0.9*d; % [m] Inre hävarm

% Laster, ingående data från tidigare beräkningar av jordtryck
%=====
%=====
gamma_d = 0.91; % Reduktionsfaktor pga säkerhetsklass 2
% enligt kap. 1 §7-11 TRVFS 2011:12
gamma_Gjsup = 1.1; % Tabell A1.2(A) SS-EN-1990
gamma_btg = 25*gamma_d + ... % Egentyngd beräknat på tungheten 25 kN/m^3
gamma_Gjsup;

Q_egen = gamma_btg*h*a; % [kN/m]
Q_vd = 335.69; % [kN/m]
Q_vd_res = Q_vd - Q_egen; % [kN/m]

% Framtagning av tvärsnittslaster, mha elementarfall och snitt från
% tassens innerkant och utåt
%=====
R_1 = Q_vd_res*L;
M_1 = Q_vd_res*L^2/2;

x = linspace(0,L,500);

Mx = M_1 + (Q_vd_res*x.^2)/2 - R_1*x;

M_Ed = max(Mx);
fprintf('Dimensionerande moment pga last är %2.2f kNm \n\n',M_Ed)

Vx= R_1 - Q_vd_res*x;

```

Bilaga 25 - Bestämning av dragkraftsbehov i bottenplattans innertass

```
%=====
%                               Bestämning av dragkraftsbehov
%
% Samtliga av följande beräkningar utgår från en fackverksmodell för en del
% av en balk med sneda trycksträvor.
%=====
%=====

% Bestämning av bygelavstånd
%=====
%=====
theta = 45;                % Trycksträvornas lutning

s0 = (z*cot(theta*pi/180)*f_ywd*1000*A_sw)./abs(Vx);

s1 = min(floor(s0*100)/100); % Väljer att ha samma CC-avstånd genom hela
                             % sargen för att underlätta vid montage på
                             % arbetsplatsen.

%=====
delta_F_td = (Vx.^2*s1)/...
             (2*z*(f_ywd*1000)*A_sw);

%                               Villkor:  $0,5*V_{Ed} < \Delta F_{td} < 1,25*V_{Ed}$ 
%
%  $\Delta F_{td}$  är mindre än  $0,5*V_{Ed}$  från  $x > 0,8$ . Därför används  $0,5*V_{Ed}$ 
% istället. I övriga snitt används  $\Delta F_{td}$ .
%=====
V_Ed05 = 0.5*abs(Vx);

F_td = zeros(1,500);
F_td(1:182) = (Mx(1:182)/z) + (delta_F_td(1:182));
F_td(183:500) = (Mx(183:500)/z) + (V_Ed05(183:500));

F_td_max = max(Mx)/z;      % Maximala tillåtna F_td

% Läger in maximalt tillåten F_td
%=====
F_td(1:46) = F_td_max;
F_td(183:200) = F_td(182);

% Dragkraftskapacitet, fullt utvecklad kapacitet för alla stänger
%=====
%=====
F_s_n = n*f_yd*1000*A_si;
```

Bilaga 26 - Förankring av armering i bottenplattans innertass

```
%=====
%                               Förankring
%
% Beräkning av förankring görs enligt SS-EN-1992-1-1:2005 kapitel "8.4
% Förankring av längsgående stänger"
%=====
%=====

% Vidhäftningskonstanter, SS-EN-1992-1-1:2005, sid. 132
%=====
ny_1 = 1;                % Goda vidhäftningsförhållanden
ny_2 = 1;                % Stångdiameter < 32 mm

% Dimensionerande vidhäftningshållfasthet
%=====
f_bd = 2.25*ny_1*ny_2*f_ctd; % SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.2)

% Faktorer för beräkning av maximal dragkraftstillväxt per stång inom
% förankringszonen, alla sätts till 1 för att vara på säker sida.
% SS-EN-1992-1-1:2005, tabell 8.2
%=====
alpha_1 = 1;
alpha_2 = 1;
alpha_3 = 1;
alpha_4 = 1;
alpha_5 = 1;

% Maximal krafttillväxt per stång
%=====
S_bd = pi*d16*f_bd*1000/(alpha_1*alpha_2*...
    alpha_3*alpha_4*alpha_5); % [kN/m]

S_bd_tot = n*S_bd;

% Dimensionerande förankringslängd
%=====
l_bd = F_td/S_bd_tot;

% Erforderlig förankringslängd
% SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.4)
%=====
l_b_rqd = l_bd(1); % Då alpha 1-5 = 1

fprintf('Förankringslängden är %2.4f m\n',l_b_rqd)

% Minsta förankringslängd
% SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.6)
%=====
l_b_min = [0.3*l_b_rqd,10*d16,0.1];
l_b_min = max(l_b_min);
```

Bilaga 27 - Skarvning av armering i bottenplattans innertass

```
% Skarvning av armering, om så behövs.
%=====
alpha_6 = sqrt(0.5/0.25);          % Skarvar varannan stång på dubbla
                                   % höjden för att klara kravet
                                   %  $1 < \alpha_6 < 1.5$ 

l_0 = alpha_1*alpha_2*alpha_3*alpha_5*alpha_6*l_b_rqd;

l_0_min = [0.3*alpha_6*l_b_rqd,15*d16,0.2];
l_0_min = max(l_0_min);

AA = 0.65*l_0;

if AA <= l_0_min
    fprintf('Skarvlängden är %2.2f m\n',AA)
else
    fprintf('Skarvlängden är %2.2f m\n',l_0_min)
end

% I och med att bottenplattan gjuts i en etapp kommer ingen skarvning vara
% nödvändig, dels för att stängerna är korta nog att transportera, dels för
% att ingen bockning upp i stödet är nödvändig.
%=====
%=====
```

Bilaga 28 - Beräkningar för att ta fram moment- och tvärkraftsfördelning i bottenplattans yttertass

```
%=====
%=====
%                               Dragkraftskapacitet, förankring &
%                               skarvlängd
%
% Nedan presenteras de beräkningar som krävs för att få fram
% dragkraftskapacitet, erforderlig förankringslängd samt skarvlängd i den
% del av ytterstödet yttertass som är dragen pga jordlast.
% Alla beräkningar utgår från Eurokod 2, SS-EN-1992-1-1:2005.
%
%=====
%=====
clc
clear all
close all
%=====

% Dimensionerande materialegenskaper
%=====
%=====

% Betong C40/50
% SS-EN-1992-1-1:2005, tabell 3.1
%=====
f_ctk005 = 2.5;           % [MPa]
alpha_ct = 1.0;          % [-]
gamma_c = 1.5;           % [-]
E_cm = 35;               % [GPa]

f_ctd = alpha_ct*(f_ctk005/gamma_c); % [MPa]

% Stål
% SS-EN-1992-1-1:2005, kapitel 3.2 Armeringsstål, standard SS-ENV-10080
%=====
f_yk = 500;              % [MPa]
gamma_s = 1.15;          % [-]

f_yd = f_yk/gamma_s;     % [MPa]
f_ywd = f_yd;            % [MPa]

% Huvudarmering, d24 B500B, standard SS-ENV-10080
%=====
d24 = 0.024;             % [m]

A_si = (d24/2)^2*pi;     % [m^2]

n = 6;                   % [-] antal stänger

% Vertikala byglar, d16 B500B, standard SS-ENV-10080
%=====
d16 = 0.016;

A_swi = (d16/2)^2*pi;    % [m]
A_sw = 2*A_swi;          % [m^2] Två skär i varje bygel
```

```

% Tvärsnittsdimensioner i yttertassens sektionssnitt
%=====
%=====
h = 0.6; % [m] Tjocklek
b = 1.0; % [m] Bredd
c = 0.065 + (d24/2); % [m] Avstånd från underkant btg till
% centrum av armeringslager
d = h - c; % [m] Avstånd från överkant btg till
% armeringsnivå
e_B = 1.342; % [m] Excentricitet från centrum
% ytterstöd till resulterande last
% av vertikala komponenter
a = 2.2; % [m] Tassens längd
b_ef = 2.315; % [m] Den resulterande lastens totala
% angreppsyta
L = (b_ef/2) + e_B - h/2; % [m] Längden på den resulterande last som
% som verkar på tassens underkant
z = 0.9*d; % [m] Inre hävarm

% Laster, ingående data från tidigare beräkningar av jordtryck
%=====
%=====
gamma_d = 0.91; % Reduktionsfaktor pga säkerhetsklass 2
% enligt kap. 1 §7-11 TRVFS 2011:12
gamma_Gjsup = 1.1; % Tabell A1.2(A) SS-EN-1990
gamma_btg = 25*gamma_d + ... % Egentyngd beräknat på tungheten 25 kN/m^3
gamma_Gjsup;

Q_egen = gamma_btg*h*a; % [kN/m]
Q_jord = 186.672; % [kN/m]

% Framtagning av tvärsnittslaster, mha elementarfall och snitt från
% tassens innerkant och utåt
%=====
R_1 = (Q_egen + Q_jord)*a;
M_1 = (Q_egen + Q_jord)*a^2/2;

x = linspace(0,a,500);

Mx = M_1 + (Q_egen + Q_jord)*x.^2/2 - R_1*x;

M_Ed = max(Mx);
fprintf('Dimensionerande moment pga last är %2.2f kNm \n\n',M_Ed)

Vx= R_1 - (Q_egen + Q_jord)*x;

```

Bilaga 29 - Bestämning av dragkraftsbehov i bottenplattans yttertass

```
%=====
%                               Bestämning av dragkraftsbehov
%
% Samtliga av följande beräkningar utgår från en fackverksmodell för en del
% av en balk med sneda trycksträvor.
%=====
%=====

% Bestämning av bygelavstånd
%=====
%=====
theta = 45;                % Trycksträvornas lutning

s0 = (z*cot(theta*pi/180)*f_ywd*1000*A_sw)./abs(Vx);

s1 = min(floor(s0*100)/100);% Väljer att ha samma CC-avstånd genom hela
                           % sargen för att underlätta vid montage på
                           % arbetsplatsen.

%=====
delta_F_td = (Vx.^2*s1)/...
             (2*z*(f_ywd*1000)*A_sw);

%                               Villkor:  $0,5*V_{Ed} < \Delta F_{td} < 1,25*V_{Ed}$ 
%
%  $\Delta F_{td}$  är mindre än  $0,5*V_{Ed}$  från  $x > 0,9$ . Därför används  $0,5*V_{Ed}$ 
% istället. I övriga snitt används  $\Delta F_{td}$ .
%=====
V_Ed05 = 0.5*abs(Vx);

F_td = zeros(1,500);
F_td(1:205) = (Mx(1:205)/z) + (delta_F_td(1:205));
F_td(206:500) = (Mx(206:500)/z) + (V_Ed05(206:500));

F_td_max = max(Mx)/z;      % Maximala tillåtna F_td

% Läger in maximalt tillåten F_td
%=====
F_td(1:47) = F_td_max;
F_td(206:225) = F_td(205);

% Dragkraftskapacitet, fullt utvecklad kapacitet för alla stänger
%=====
%=====
F_s_n = n*f_yd*1000*A_si;
```

Bilaga 30 - Förankring av armering i bottenplattans yttertass

```
%=====
%                               Förankring
%
% Beräkning av förankring görs enligt SS-EN-1992-1-1:2005 kapitel "8.4
% Förankring av längsgående stänger"
%=====
%=====

% Vidhäftningskonstanter, SS-EN-1992-1-1:2005, sid. 132
%=====
ny_1 = 1;                % Goda vidhäftningsförhållanden
ny_2 = 1;                % Stångdiameter < 32 mm

% Dimensionerande vidhäftningshållfasthet
%=====
f_bd = 2.25*ny_1*ny_2*f_ctd; % SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.2)

% Faktorer för beräkning av maximal dragkraftstillväxt per stång inom
% förankringszonen, alla sätts till 1 för att vara på säker sida.
% SS-EN-1992-1-1:2005, tabell 8.2
%=====
alpha_1 = 1;
alpha_2 = 1;
alpha_3 = 1;
alpha_4 = 1;
alpha_5 = 1;

% Maximal krafttillväxt per stång
%=====
S_bd = pi*d16*f_bd*1000/(alpha_1*alpha_2*...
    alpha_3*alpha_4*alpha_5); % [kN/m]

S_bd_tot = n*S_bd;

% Dimensionerande förankringslängd
%=====
l_bd = F_td/S_bd_tot;

% Erforderlig förankringslängd
% SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.4)
%=====
l_b_rqd = l_bd(1); % Då alpha 1-5 = 1

fprintf('Förankringslängden är %2.4f m\n',l_b_rqd)

% Minsta förankringslängd
% SS-EN-1992-1-1:2005, ekv. (8.6)
%=====
l_b_min = [0.3*l_b_rqd,10*d16,0.1];
l_b_min = max(l_b_min);
```

Bilaga 31 - Skarvning av armering i bottenplattans yttertass

```
% Skarvning av armering, om så behövs.
%=====
alpha_6 = sqrt(0.5/0.25);          % Skarvar varannan stång på dubbla
                                   % höjden för att klara kravet
                                   %  $1 < \alpha_6 < 1.5$ 

l_0 = alpha_1*alpha_2*alpha_3*alpha_5*alpha_6*l_b_rqd;

l_0_min = [0.3*alpha_6*l_b_rqd, 15*d16, 0.2];
l_0_min = max(l_0_min);

AA = 0.65*l_0;

if AA <= l_0_min
    fprintf('Skarvlängden är %2.2f m\n', AA)
else
    fprintf('Skarvlängden är %2.2f m\n', l_0_min)
end

% I och med att bottenplattan gjuts i en etapp kommer ingen skarvning vara
% nödvändig, dels för att stängerna är korta nog att transportera, dels för
% att ingen bockning upp i stödet är nödvändig.
%=====
%=====
```

Bilaga 32 - Beräkning av dragna armeringens placering i stödens elevation

Beräkningar enligt Eurocode 2 SS-EN 1992-1-1

Följande beräkningar bestämmer hur armeringen i längsgående skivstöd kan placeras.

Det beror av täckande betongskikt och det fria avståndet mellan armeringsjärn.

Utgående värden kommer att användas för att kontrollera hur många lager armering som krävs för att få plats med armeringen.

Ingångsvariabler

$\phi := 24\text{mm}$

Armeringsdiameter

$c_{\text{nom}} := 0.065\text{m}$

Minsta täckande betongskikt

Exponeringsklass XD2 och L100 enligt tabell SS-EN 206-1

Beräkning av minsta fria avståndet mellan armeringsjärn i samma lager och mellan lager, enligt kap 8.2

$k1 := 1$

Nationell parameter

$k2 := 5\text{mm}$

Nationell parameter

$d_g := 20\text{mm}$

Största stenstorleken i ballast

$c3 := \max(k1 \cdot \phi, d_g + k2, 20\text{mm}) = 0.025\text{m}$

Högst antal dragna armeringsstänger som får plats i ett lager i tvärsnittet, n_{tot} , i ytterstöden

$t := 650\text{mm}$

Konstruktionens bredd [mm]

$$n_{\text{totmittstod}} := \text{floor} \left[\frac{\left[t - 2 \left(c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2} \right) \right]}{c3 + \phi} \right] = 10$$

Högst antal armeringsjärn i ett lager i ytterstöden

Högst antal dragna armeringsstänger som får plats i tvärsnittet, n_{tot} , i mittstödet

$t := 1400\text{mm}$

Konstruktionens bredd [mm]

$$n_{\text{totytterstod}} := \text{floor} \left[\frac{\left[t - 2 \left(c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2} \right) \right]}{c3 + \phi} \right] = 25$$

Högst antal armeringsjärn i ett lager i mittstödet

Bilaga 33 - Beräkning av tvärkraft och lastfördelare i mittstödet elevation

Ingående data

$h := 5$	Stödets höjd [m]
$t := 1.4$	Stödets bredd [m]
$a_t := 1.5$	Tassarnas utstick åt båda sidorna. Från beräkning av tvärsnittet
$h_t := 0.6$	Tassarnas höjd
$L1 := 7$	Längden mellan pålgrupperna, vilket blir spännvidden för balken [m]
$N_1 := 170 \cdot 10^3$	Vertikala normalkraften som förs över från plåten, från beräkning av normalkraft [N/m]

Beräkning av lasterna som verkar på balken

$A_{tassar} := 2a_t \cdot h_t = 1.8$	Tassarnas tvärsnittsytta
$A_{sarg} := h \cdot t = 7$	Balkens tvärsnittsytta
$\gamma_d := 0.91$	Reduktionsfaktor på grund av säkerhetsklass 2 enligt kap 1 §7-11 TRVFS 2011:12
$\gamma_{Gsup} := 1.1$	Tabell A1.2(A) SS-EN-1990
$N_{eg} := A_{sarg} \cdot A_{tassar} \cdot 25 \cdot 10^3 = 3.15 \times 10^5$	Balkens egentyngd beräknat på tungheten 25 kN/m ³
$N_2 := \gamma_{Gsup} \cdot \gamma_d \cdot N_{eg} = 3.153 \times 10^5$	Kraft pga. balkens egentyngd [N] beräknad utifrån formel 6.10 SS-EN-1990
$q_1 := 2 \cdot N_1 + N_2 = 6.553 \times 10^5$	Vertikala utbredd kraft som beror av att de två plåtar går ner i mittstödet tillsammans med balkens egentyngd [N/m]

Eftersom balken är symmetrisk så kan vi snitta balken i mittstödet och se den som en fast inspänd med ett stöd, enligt elementarfall.

$$R_B := q_l \cdot 5 \cdot \frac{L_1}{8} \cdot 2 = 5.734 \times 10^6 \quad \text{Reaktionskraften i stödet B enligt elementarfall [N]}$$

$$M_B := q_l \cdot \frac{L_1^2}{8} = 4.014 \times 10^6 \quad \text{Momentet över stödet B enligt elementarfall [Nm]}$$

$$R_A := q_l \cdot 3 \cdot \frac{L_1}{8} = 1.72 \times 10^6 \quad \text{Reaktionskraften i stöd A enligt elementarfall [N]}$$

$$R_C := R_A \quad \text{Reaktionskraft i stödet C pga symmetrin i modellen}$$

$$V(x) := R_A - q_l \cdot x \quad \text{Tvärkraft i ett fack}$$

Bilaga 34 - Minsta täckande betongskikt enligt Eurocode 2 SS-EN 1992-1-1

Beräkning av minsta täckande betongskikt, c_{nom} , för $\phi=16\text{mm}$ enligt kap 4.4.1

$\phi := 0.016\text{m}$	Armeringens diameter
$\Delta c_{dev} := 10\text{mm}$	Måttavvikelse vid montering [mm]
$c_{min.b} := \phi$	
$c_{min.dur} := 40\text{mm}$	Enligt utdrag ss137010
$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}) = 0.04\text{ m}$	
$c_1 := c_{min} + \Delta c_{dev} = 0.05\text{ m}$	
$c_2 := 65\text{mm}$	Minsta krav enligt TRVK bro (B.1.3.2.1)
$c_{nom} := \max(c_1, c_2) = 0.065\text{ m}$	Minsta täckande betongskikt. Avrundas uppåt till närmaste standarddistans

Beräkning av minsta täckande betongskikt, c_{nom} , för $\phi=24\text{mm}$ enligt kap 4.4.1

$\phi := 0.024\text{m}$	Armeringens diameter
$\Delta c_{dev} := 10\text{mm}$	Måttavvikelse vid montering [mm]
$c_{min.b} := \phi$	
$c_{min.dur} := 40\text{mm}$	Enligt utdrag ss137010
$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}) = 0.04\text{m}$	
$c_1 := c_{min} + \Delta c_{dev} = 0.05\text{m}$	
$c_2 := 65\text{mm}$	Minsta krav enligt TRVK bro (B.1.3.2.1)
$c_{nom} := \max(c_1, c_2) = 0.065\text{m}$	Minsta täckande betongskikt. Avrundas uppåt till närmaste standarddistans

Bilaga 35- Preliminär dimensionering av mittstödet elevation i brottgränstillstånd

Balken har enligt *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions* modellerats som ett fackverk efter det uppskattade elastiska verkningssättet som beskrivs i kraftlinjemodellen i rapporten. Denna modell följs för att få så lite plastiska omlagringar som möjligt och därmed minska sprickbildningen. Modellen består av noder som kontrolleras enligt SS-EN 1992-1-1 i beräkningarna nedan.

Den kontinuerliga balken som räknas på är symetrisk kring ett snitt i stödet B. Därför beräknar vi bara ett av facken och säger att samma fall, fast spegelvänt, råder i andra facket.

Ingångsvärden

$c_{\text{nom}} := 0.065$	Täckande betongskikt, från tidigare beräkningar [m]
$\phi := 0.024$	Armeringens diameter [m]
$A_{\text{si}} := \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi$	Tvärsnittsarean på ett armeringsjärn [m ²]
$t := 1.4$	Tvärsnittets bredd, från tvärsnitts beräkning av mittstödet [m]
$h := 5$	Balkens höjd
$L1 := 7$	Längden mellan pålgrupperna, alltså spännvidden över facken [m]
$R_A := 1.72 \times 10^6$	Reaktionskraft i stöd A, från beräkningar av tvärkraft [N]
$R_B := 5.734 \times 10^6$	Reaktionskraft i stöd B, från beräkningar av tvärkraft [N]
$q_l := 6.553 \times 10^5$	Utbredd last över balken, från beräkningar av tvärkraft [N]
$n_{\text{minarm}} := 17$	Antal minimiarmering, enligt tidigare beräkningar
$n_{\text{tot1lager}} := 25$	Max antal armering i ett lager, enligt tidigare beräkningar

Hänvisningar till figurer och tabeller syfter till Eurocode 2
SS-EN 1992-1-1:2005 om inte annat anges.

Figurer i rapporten beskriver alla angivna parametrar

Dimensionerande tryckhållfasthet för betong i brottgränstillstånd, f_{cd} , enligt kap 3.1.6

$\alpha_{cc} := 1$	Faktor som beaktar hållfasthetsreduktion på grund av långvarig belastning (Nationell parameter)
$\gamma_c := 1.5$	Partialkoefficient för betong. Tabell 2.1N
$f_{ck} := 40 \cdot 10^6$	Hållfasthetsklass för betongen C40/50 [Pa]
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 2.667 \times 10^7$	Dimensionerande tryckhållfasthet [Pa]

Dimensionerande draghållfasthet för betong i brottgränstillstånd, f_{ctd} , enligt kap 3.1.6

$\alpha_{ct} := 1$	Faktor som beaktar hållfasthetsreduktion på grund av långvarig belastning (Nationell parameter)
$f_{ctk005} := 2.5 \cdot 10^6$	Undre karaktäristisk draghållfasthet (5%-fraktil) för betongklass C40/50 [Pa]
$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk005}}{\gamma_c} = 1.667 \times 10^6$	Dimensionerande draghållfasthet [Pa]

Dimensionerande flytgräns för armeringsstålet i brottgränstillstånd, f_{yd} , enligt kap 3.1.6

$f_{yk} := 500 \cdot 10^6$	Karaktäristisk draghållfasthet för armeringsstål B500B
$\gamma_s := 1.15$	Partialkoefficient för armeringstål Tabell 2.1N
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.348 \times 10^8$	Flytgräns för armeringsjärnen [Pa]

Beräkning av inre hävarm, med preliminärt θ , utifrån noden vid punkt A och C se figur

$\theta_A := 65 \cdot \frac{\pi}{180} = 1.134$	Antaget värde på vinkeln på trycksträvorna [radianer], rekomenterat värde = 60 grader, ska ligga inom intervallet 45 och 70
$d_1 := 2.625$	Avståndet från lastdelar till noden i A [m]
$z := \frac{d_1}{2} \cdot \tan(\theta_A) = 2.815$	Inre hävarm i balken [m]

**Kontroll: Ligger inom balkens höjd på 5.0m
OK!**

Beräkning av vinkeln på trycksträvan utifrån nod i punkt B, utifrån uträknat z

$$d2 := 7 - d1 = 4.375$$

Avståndet mellan lastdelaren och noden i B [m]

$$\theta_B := \operatorname{atan}\left(z \cdot \frac{2}{d2}\right) = 0.91$$

Vinkeln i radianer

$$\theta_{\text{grader}} := 180 \cdot \frac{\theta_B}{\pi} = 52.146$$

Vinkeln i grader. Ok om det ligger inom intervallet 45 - 70 grader

Beräkning av a_s , avståndet från underkant till nod i underkant

$$a_s := c_{\text{nom}} + \frac{\phi}{2} = 0.077$$

NOD 1

Beräkning av krafter i horisontell och sned trycksträva i den utbredda noden 1, se figur_

$$F_{11} := q_l \cdot d1 = 1.72 \times 10^6$$

Kraft som verkar på nodens utbredning pga den utbredda lasten som verkar på längden d1 [N]

$$C_{A1} := \frac{F_{11}}{\sin(\theta_A)} = 1.898 \times 10^6$$

Kraft i sned trycksträva [N]

$$C_{A2} := C_{A1} \cdot \cos(\theta_A) = 8.021 \times 10^5$$

Kraft i horisontellt trycksträva [N]

NOD 2

Beräkning av krafter i horisontellt dragband, samt sned trycksträva i den utbredda koncentrerade noden 2, se figur

$$C_{A3} := C_{A1} \quad \text{Trycksträvan från nod 1 förs ned till nod 2 [N]}$$

$$T_{A2} := C_{A3} \cdot \cos(\theta A) = 8.021 \times 10^5 \quad \text{Kraft i horisontellt dragband [N]}$$

Beräkna armeringsbehovet i nod 2

$$A_{s2h} := \frac{T_{A2}}{f_{yd}} \quad \text{Armeringsbehovet i det horisontella dragstaget i nod 2 [m²]}$$

$$n_{2h} := \frac{A_{s2h}}{A_{si}} = 4.078 \quad \text{Antal horisontella armeringsjärn i dragzonen som krävs i nod 2}$$

$$n_{2htot} := \max(n_{minarm}, \text{ceil}(n_{2h})) = 17 \quad \text{Kontrollera om minimiarmering blir dimensionerande}$$

Kontrollera mot maximalt antal järn i ett lager!
ntot=25 OK!

Fördelning av armeringen som ligger i överkant balk

Armeringen i överkant fördelas över en yta som är stor som den inre hävarmen, z, med centrum i höjd med nod 1 och 3, enligt föreskrifter i *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions*. Eftersom armeringen sprids ut bör också hänsyn tas till maximala centrumavståndet mellan armeringsjärn enligt TRVK BRO 11 och föreskrifter för höga balkar i Eurocode 2 kap. 9.7

$$cc1 := \frac{z \cdot 2}{n_{2htot}} = 0.331 \quad \text{Centrumavstånd mellan armeringsjärn}$$

$$cc := \min(cc1, 0.300) = 0.3 \quad \text{Kontroll mot kravet min max cc-avstånd, 300mm, enligt TRVK BRO 11 och Eurocode 2 kap 9.7.}$$

Minimiarmering ej tillräckligt för att fördela över z!

Beräkning av n_{2htot} m.a.p. att klara av minsta cc-avstånd mellan armeringsjärnen

$$n_{2htot} := \text{ceil}\left(\frac{z \cdot 2}{cc}\right) + 2 = 21 \quad \text{Slutgiltig armeringsmängd i nod 3}$$

Kontroll av nod 2

Det är en koncentrerad nod är av fall b - tryck/drag-nod med förankrat dragband i en riktning, enligt kap 6.5.4 i Eurocode 2 och *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions*

$$k_2 := 0.85 \quad \text{Reducering av tillåten spänning, rekommenderat värde för fall b}$$
$$v := 1 - \frac{250}{f_{ck}} \quad \text{Formel 6.57N}$$
$$\sigma_{RdmaxA} := k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 2.267 \times 10^7 \quad \text{Max tillåtna spänningen i nod A, formel 6.61 [Pa]}$$

Beräkning av de areor som krafterna verkar över enligt *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions*

$$a_{1A} := t = 1.4 \quad \text{Om man har en gjuten plint runt pålen =1.4 (Annars 0.27 som motsvarar en standardpåles bredd)}$$
$$s_0 := c_{nom} \quad \text{Avståndet från armeringens tyngdpunkt till underkant betong [m]}$$
$$u := 2 \cdot s_0 \quad \text{För noder med ett lager armering som går förbi noden med minst avståndet 2*s0}$$
$$a_{2A} := a_{1A} \sin(\theta A) + u \cdot \cos(\theta A) = 1.324 \quad \text{Geometriskt samband, se ritad figur på nod 2}$$

Beräkning av rådande spänning som verkar på betongen i nod 2 enligt geometri i figur

$$\sigma_{c1A} := \frac{R_A}{t \cdot a_{1A}} = 8.776 \times 10^5 \quad \text{Spänningen som beror av reaktionskraften [Pa]}$$
$$\sigma_{c2A} := \frac{C_{A3}}{t \cdot a_{2A}} = 1.024 \times 10^6 \quad \text{Spänningen som beror av den sneda trycksträvan [Pa]}$$

$$\text{sakerhetB} := \frac{\sigma_{RdmaxA}}{\max(\sigma_{c1A}, \sigma_{c2A})} = 22.133$$

Kontrollera att säkerheten är över 1. OK!

NOD 3

Beräkning av krafter i sned trycksträva och horisontell trycksträva i den utbredda noden 3 (se figur)

$$F_{l2} := q_l \cdot d2 = 2.867 \times 10^6$$

Kraft som verkar på nodens utbredning pga den utbredda lasten som verkar på längden d2

$$C_{B1} := \frac{F_{l2}}{\sin(\theta B)} = 3.631 \times 10^6$$

Kraft i sned trycksträva [N]

$$T_{B1} := \cos(\theta B) \cdot C_{B1} = 2.228 \times 10^6$$

Kraft i horisontellt dragband, (Ftd) [N]

Beräkna armeringsbehovet i nod 3

$$A_{s3h} := \frac{T_{B1}}{f_{yd}} = 5.125 \times 10^{-3}$$

Armeringsbehovet i det horisontella dragstaget i nod 3 [m²]

$$n_{3h} := \frac{A_{s3h}}{A_{si}} = 11.328$$

Antal horisontella armeringsjärn i dragzonen som krävs i nod 3

$$n_{3htot} := \max(n_{minarm}, \text{ceil}(n_{3h})) = 17$$

Kontrollera om minimiarmering blir dimensionerande

Maximalt antal järn i ett lager gäller inte i detta fall då armeringen ska spridas ut över höjden z över tvärsnittet.

NOD 4

Beräkning av krafter i horisontellt trycksträva i den koncentrerade noden 4, se figur

$$C_{B2} := C_{B1}$$

$$C_{B3} := C_{B2} \cdot \cos(\theta A) = 1.535 \times 10^6 \quad \text{Kraft i horisontell tryckzon [N]}$$

Kontroll av nod 4

Det är en koncentrerad nod av fall a - tryckt-nod utan förankrat dragband, enligt Eurocode 6.5.4 och *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions*. Trots det så använder vi reduceringsfaktorn för fall b ($k_2=0.85$) för att det finns en risk att armeringen blir dragen pga. sned lastfördelning över balken.

$$k_2 := 0.85$$

Rekomenderat värde för fall b (utan förankrad armering)

$$\sigma_{RdmaxB} := k_2 \cdot v \cdot f_{cd} = 2.267 \times 10^7$$

Max tillåtna spänningen i nod B, formel 6.61 [Pa]

Beräkning av de areor som krafterna verkar över enligt *Design and analysis of deep beams plates and other discontinuity regions*

$$a_{1B} := t = 1.4$$

Om man har en gjuten plint runt pålen = 1.4 [m]
Annars 0.27 som motsvarar en standardpåles bredd

$$s_0 := c_{nom}$$

Avståndet från armeringens tyngdpunkt till underkant betong

$$u := 2 \cdot s_0$$

För noder med ett lager armering som går förbi noden med minst avståndet $2 \cdot s_0$

$$a_{2B} := a_{1B} \sin(\theta B) + u \cdot \cos(\theta B) = 1.185$$

Geometriskt samband [m] , se figur på nod 4

Beräkning av rådande spänning som verkar på betongen i nod 4 enligt geometri i figur

$$\sigma_{c1B} := \frac{R_B}{t \cdot a_{1B}} = 2.926 \times 10^6$$

Spänningen som beror av reaktionskraften [Pa]

$$\sigma_{c2B} := \frac{C_{B2}}{t \cdot a_{2B}} = 2.188 \times 10^6$$

Spänningen som beror av den sneda trycksträvan [Pa]

$$\text{säkerhetB} := \frac{\sigma_{RdmaxB}}{\max(\sigma_{c1B}, \sigma_{c2B})} = 7.748$$

Kontrollera att säkerheten är över 1. OK!

Bilaga 36 - Beräkning av förankringslängd i dragen underkantsarmering i mittstödet

Ingående värden från beräkning av hög balk

$\phi := 0.024$	Armeringens diameter [m]
$t := 1.4$	Mittstödet tjocklek [m]
$A_{si} := \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi$	Tvärsnittsarean på ett armeringsjärn [m ²]
$c_{nom} := 0.065$	Täckande betongskikt enligt tidigare beräkningar [m]
$f_{yd} := 4.348 \times 10^8$	Armeringens dimensionerande flytgräns [Pa]
$f_{ctd} := 1.667 \times 10^6$	Betongens dimensionerande draghållfasthet [Pa]
$n_{2htot} := 17$	Antal armeringsjärn i nod 2
$n_{3htot} := 21$	Antal armeringsjärn i nod 3
$T_{A2} := 8.021 \times 10^5$	Dragkraft i armeringsjärn i nod 2 [N]
$T_{B1} := 2.228 \times 10^6$	Dragkraft i armeringsjärn i nod 3 [N]

Räkna ut vidhäftningshållfasthet

$\eta_1 := 1$	Goda vidhäftningsförhållanden. h>600 mm, armering vinkelrät gjutriktning ligger i nedre (h-300 mm) delen
$\eta_2 := 1$	För $\phi < 32$ mm
$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.751 \times 10^6$	

Beräkning av förankringslängd i nod 2

- enligt Eurocode 2 kap 8.4

Armeringen i nod 2 behöver förlängas med en förankringslängd förbi noden eftersom det verkar drag (TA2) i armeringen p.g.a. den sneda trycksträvan.

$a := 0.5 - c_{nom} = 0.435$	Längd från nod 2 till ytterkant balk i horisontell led, se figur. [m]
------------------------------	---

Beräkning av kraftstillväxt

$$\alpha_{1\text{till}5} := 1$$

Inverkande faktorer som beaktar gynsamma effekter. Säker sida
Enligt tabell 8.2

$$S_{bdi} := \frac{(\pi \cdot \phi \cdot f_{bd})}{\alpha_{1\text{till}5}} = 2.828 \times 10^5$$

Kraftstillväxt per armeringsjäm

$$S_{bdtot2} := n_{2htot} \cdot S_{bdi}$$

Total kraftstillväxt armeringsjäm i nod 2

$$F_{td2} := T_{A2} = 8.021 \times 10^5$$

Dragkraft i armeringen i nodpunkt 2 [N]

$$l_{brqd2} := \frac{F_{td2} \cdot \phi}{n_{2htot} \cdot A_{si} \cdot f_{bd} \cdot 4} = 0.167$$

Erforderlig förankringslängd [m]

Beräkning av förankringslängd förbi noden

$$l_{bd2} := \frac{T_{A2}}{S_{bdtot2}} = 0.167$$

Uträknad förankringslängd [m]

$$l_{bmin2} := \max(0.3 \cdot l_{brqd2}, 10 \cdot \phi, 0.1) = 0.24$$

Minsta förankringslängd [m]

$$l_{bdmax} := f_{yd} \cdot \frac{A_{si}}{S_{bdi}} = 0.696$$

Längsta krävda förankringslängd [m]

$$\text{Forankringslangdnod2} := \min(\max(l_{bmin2}, l_{bd2}), l_{bdmax}) = 0.24$$

Kontrollera: Är förankringslängden kortare än längden a (avstånd till ytterkant balk).
---> Armeringen behöver inte bockas upp!

Bilaga 37 - Beräkning av antal skruv och dess position i skruvförbandet mellan plåtar

Beräknad på en meterstrimla enligt Eurocode 3 SS-EN 1993-1-8

I beräkningen delar vi upp skruvar som tar normalkraften i skjuvning och skruvar som tar momentet i dragning genom att skruvarna bildar ett kraftpar.

Skruvarna placeras i livet på plåten för att inte påverkas av skjuvspänningar pga. momentet

Det som begränsar optimeringen av skruvförbandet är avståndskraven som är till för att inte riskera lokal buckling. Det begränsar möjligheten att öka kraftparets hävarm och skruvförbandets rader måste ökas med jämt antal.

Placering av skruvarna beskrivs i figur

Ingångsparametrar

$$f_{yb} := 480 \cdot \text{MPa}$$

Sträckgräns för skruvhållfasthetsklass 6.8

$$f_{ub} := 600 \cdot \text{MPa}$$

Brottgräns för skruvhållfasthetsklass 6.8

$$N1 := 170 \cdot \text{kN}$$

Tryckande normalkraft i konstruktionen [N]

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

Skruvens diameter för M20-skruvar

$$A1 := \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \pi = 3.142 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Skruvens stamarea

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Säkerhetsparameter för stål

$$t := 5 \text{mm}$$

Plåttjocklek

$$d_0 := d + 2 \text{mm}$$

Hålöppning

Avståndskrav enligt kap 3.5

$$e_{1\min} := 1.2 \cdot d_0 = 0.026 \text{ m}$$

Minsta tillåtna avstånd mellan ändkant och hålcenrum i kraftriktningen [m]

$$e_{2\min} := 1.2 \cdot d_0 = 0.026 \text{ m}$$

Minsta tillåtna avstånd mellan ändkant och hålcenrum vinkelrät kraftriktningen [m]

$$p_{1\min} := 2.2 \cdot d_0 = 0.048 \text{ m}$$

Minsta tillåtna centrikavstånd i kraftriktningen

$$p_{2\min} := 2.4 \cdot d_0 = 0.053 \text{ m}$$

Minsta tillåtna centrumavstånd vinkelrätt mot kraftriktningen

$$e_{1\max} := 0.040 \text{ m} + 4 \cdot t = 0.06 \text{ m}$$

Största tillåtna kantavstånd i kraftriktningen

$$e_{2\max} := 0.040 \text{ m} + 4 \cdot t = 0.06 \text{ m}$$

Största tillåtna kantavstånd vinkelrätt kraftriktningen

$$p_{1\max} := \min(14 \cdot t, 0.2 \text{ m}) = 0.07 \text{ m}$$

Största tillåtna centrumavstånd i kraftriktningen

$$p_{2\max} := \min(14 \cdot t, 0.2 \text{ m}) = 0.07 \text{ m}$$

Största tillåtna centrumavstånd vinkelrätt kraftriktningen

$$n_{\text{vmin}} := \frac{(1 \text{ m} - 2 \cdot e_{2\max})}{p_{2\max}} + 1 = 13.571$$

Minsta antal skruv per meter i en rad vertikalt kraftriktningen om varje element är en meter brett

$$n := \text{round}(n_{\text{vmin}}) = 14$$

Antal skär (skruv) per meter

Kontroll av skjuvkapacitet i skruven, enligt tabell 3.4

$$\alpha_v := 0.5$$

Gäller för hållfasthetsklass 6.8

$$F_{vRds} := \frac{(\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_1)}{\gamma_{M2}}$$

Skjuvkapaciteten för en skruv

$$F_{vRdstot} := n \cdot F_{vRds} = 1.056 \times 10^6 \text{ N}$$

Totalskjuvkapacitet för samtliga skruvar [N]

Kontroll av hålkantskapacitet i plåten enligt kap 3.4

I den här kontrollen krävs det att både brott mellan hål och kant på plåten samt hål och hål kontrolleras

Brott mellan hål och kant på plåten

$$f_u := 275 \cdot \text{MPa}$$

Plåtens flytgräns

$$k_{1hb} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_{2max}}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

Hänsyn till avstånd
mellan hål och kant

$$\alpha_{dhh} := \frac{e_{1max}}{d_0} = 2.727$$

$$\alpha_{bhb} := \min\left(\alpha_{dhh}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$F_{bRdhh} := \frac{k_{1hb} \cdot \alpha_{bhb} \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 5.5 \times 10^4 \text{ N}$$

Hålkapaciteten för en skruv

$$F_{bRdhbtot} := n \cdot F_{bRdhh} = 7.7 \times 10^5 \text{ N}$$

Totala hålkapaciteten

Brott mellan håll och håll

$$k_{1hh} := \min\left(1.4 \cdot \frac{p_{2max}}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

Hänsyn till avstånd mellan håll och håll

$$\alpha_{dhh} := \frac{p_{1max}}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0.811$$

$$\alpha_{bhh} := \min\left(\alpha_{dhh}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.811$$

$$F_{bRdhh} := \frac{k_{1hh} \cdot \alpha_{bhh} \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 4.458 \times 10^4 \text{ N}$$

Hållkapaciteten för en skruv

$$F_{bRdhhtot} := n \cdot F_{bRdhh} = 6.242 \times 10^5 \text{ N}$$

Totala hållkantskapaciteten

Slutgiltig kapacitet mot normalkraften är minsta av hållkantsbrott eller skjuvbrott

$$F_{bRd} := \min(F_{vRdstot}, F_{bRdhbtot}, F_{bRdhhtot}) = 6.242 \times 10^5 \text{ N}$$

$$N1 = 1.7 \times 10^5 \text{ N}$$

Påverkan på grund av normalkraften

$$n = 14$$

Antal skruv

$$\text{Sakerhet} := \frac{F_{bRd}}{N1} = 3.672$$

Säkerhetsmarginal

Säkerhetsmarginalen på skruvarna som tar normalkraften blir hög eftersom de inte går att sprida ut mer över plåten p.g.a. avståndskraven

Skruvkapaciteten med avseende på momentet räknas ut genom att momentet delas upp ett kraftpar som består av två skruvar kring mittenskruven

$$M_{Ed} := 25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment på konstruktionen i det området där skarvning ska göras. Givet från momentdiagram över plåten [kNm]

$$M_1 := \frac{M_{Ed}}{\text{round}(n_{vmin})} = 1.786 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment per skruvpar

$$a := p_{1max} = 0.07 \text{ m}$$

Hävarm för inre skruvförband

$$b := a \cdot 2 = 0.14 \text{ m}$$

Hävarm för yttre skruvförband

Beräkna dragkapaciteten i en skruv enligt kap 3.4

$$k_2 := 0.9$$

Reduktionsfaktor

$$F_{tRd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_1}{\gamma_{M2}} = 1.357 \times 10^5 \text{ N}$$

$$M_{Rd} := 2 \cdot F_{tRd} \cdot a + 2 \cdot F_{tRd} \cdot b = 57.001 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Sakerhet}_2 := \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 2.28$$

Räkna ut längd på plåtarnas överlappning, e1

$$L_1 := 2 \cdot a + 2 \cdot b + 2 \cdot e_{1min} = 0.473 \text{ m}$$

$$e_1 := \frac{(1m - 2 \cdot e_{2max})}{n - 1} = 0.068 \text{ m}$$