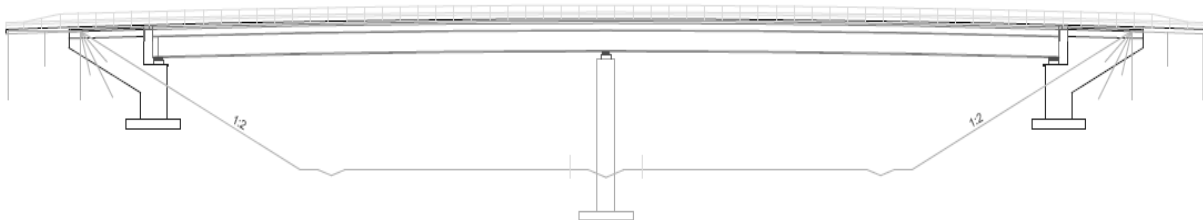


CHALMERS



Förslag till vägbro vid Hössnamotet

– Konceptframtagning och kontrollberäkning av bro över väg 40

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet

Väg och vatten

EMIL AXELSSON
PATRIK DYRESJÖ
ANDREAS FLYCKT
OTTO MÅRDÉN
LOVISA PERSSON
EMY TIDERMAN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2014
Kandidatarbete BMTX01-14-43

Omslag:
AutoCAD modell av framtaget koncept (E. Axelsson, P. Dyresjö).

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2014

Förslag till vägbro vid Hössnamotet

– Konceptframtagning och kontrollberäkning av bro över väg 40

Kandidatarbete inom civilingenjörsprogrammet

Väg och vatten

EMIL AXELSSON

PATRIK DYRESJÖ

ANDREAS FLYCKT

OTTO MÅRDÉN

LOVISA PERSSON

EMY TIDERMAN

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Väg 40 ingår i det nationella vägnätet och i dagsläget sker en omdragning av sträckan Borås-Ulricehamn. I samband med omdragningen byggs ett flertal nya broar som skapar anslutningsmöjligheter till motorvägen vid tre mot, ett av dessa är Hössnamotet med korsande väg 1721. Rapporten syftar i att, utifrån givna platsspecifika förutsättningar, presentera ett lämpligt och genomförbart brokoncept för Hössnamotet. Det framtagna konceptet har kontrollberäknats för att försäkra genomförbarhet.

Vilket brokoncept som lämpar sig bäst för den aktuella platsen baseras på en urvalsprocess där olika brotyper och brobyggnadsmaterial har jämförts. Vidare har det slutliga valet arbetats fram utifrån projektets definierade kriterier och hur väl föreslagna broar uppfyller dessa. Exempel på kriterier är livcykelkostnad samt reparations- och inspektionsmöjligheter av bron. Resultatet är en samverkansbro med mittstöd. Bron har två spann om vardera 25 m och består av två huvudbalkar med I-profil, tillverkade i stål, och en betongfarbana.

Kontrollberäkningar behandlar både bruks- och brottgränstillstånd och har utförts enligt Eurokod med tillhörande nationella bilagor, krav och riktlinjer från Trafikverket samt förutsättningar enligt Trafikverkets tekniska beskrivning. Brons geometri är framtagen med en iterativ process, det vill säga preliminära dimensioner av brons olika komponenter antogs först och kontrollerades sedan jämfört med rådande krav.

Problemet att överbrygga väg 40 vid Hössnamotet har dock ingen entydig lösning. Kriterier kan variera beroende på aktör, men rapportens presenterade brokoncept anses representativt med hänsyn till syfte och avgränsningar.

Nyckelord: Samverkansbro, balkbro, vägbro, Conceptual Design, brobyggnad

Roadbridge proposal at Hössnamotet

- Concept development and control calculations of bridge over road 40

Bachelor Thesis

Building and Civil Engineering

EMIL AXELSSON

PATRIK DYRESJÖ

ANDREAS FLYCKT

OTTO MÅRDÉN

LOVISA PERSSON

EMY TIDERMAN

Department of Civil and Environmental Engineering

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

Road 40 is part of the Swedish national road network and the section between Borås and Ulricehamn is currently being relocated. Several new bridges are being built that enables crossing and entrancing the new highway, one of these is at Hössnamotet where road 1721 crosses road 40. This report aims to present a suitable bridge concept based on given site-specific conditions. The presented concept has been calculated to ensure feasibility.

The bridge concept that is best suited for the location is in this report based on a comparison of bridge types and construction materials. The final choice has furthermore been developed on the basis of the project's defined criteria and how well these are being met. Some examples of criteria are life cycle cost as well as the ability to repair and inspect the bridge. This results in a composite bridge with one centered column. The bridge has two spans, each of 25 m, and consists of two main steel girders with I-profile as well as a concrete deck.

Calculations have been made for both ultimate and service limit state according to current Eurocodes and associated national annexes, requirements and guidelines from the Swedish Transport Administration and the conditions of the technical report. The geometry of the bridge has been developed iteratively; preliminary dimensions of the components were first assumed and then verified according to the above mentioned restrictions.

The problem to over-bridge road 40 at Hössnamotet has no unique solution. Criteria may vary depending on the interested party, but the bridge concept that this report presents is considered representative in terms of the purpose and boundaries of the report.

Keywords: Composite bridge, girder bridge, road bridge, Conceptual Design, bridge engineering,

Begreppsförklaring

Anisotropt	Materialegenskaperna varierar beroende på riktning.
Dragband	Horisontellt stag som tar upp horisontella laster, reducerar horisontella laster vid upplag.
Droppnäsa	En byggnadsdetalj som agerar för att minimera avrinning av vatten längs vertikala ytor.
Element	Del av en större konstruktion som samverkar med andra element.
Eurokoder	Europagemensamma dimensioneringsregler för bärverk till byggnader och anläggningar.
Fri höjd	Höjd mellan underkant bro och underliggande väg, krävs för att underliggande trafik ska kunna passera.
Förankringsblock	Anordning som fästs i huvudkablar på hängverkansbroar och grävs ner i marken, skall förankra och ta upp de krafter huvudbalkarna utsätts för.
Förstyvningsbalk	Benämningen för farbana i broar med hängverkan och bågverkan, bidrar till den bärande förmågan främst genom styvhet.
Harts	Det bindande ämnet i komposita material.
Huvudbärverk	Den konstruktionsdel som i huvudsak bär last.
Huvudspann	Brons största spann.
Kantbalk	Förhöjd yttre del av broplattan, används bland annat för att fästa räcken.
Katodiskt skydd	Elektrokemisk korrosionsskyddsmetod.
Kloridmättnad	När kloridhalten i betongen överstiger ett gränsvärde så att armeringen i betongen börjar rosta.
Konstruktionshöjd	Överbyggnadens höjd.
Lager	Annordning som placeras mellan stöd och bro, har som uppgift att föra ned laster samt skyddar kringliggande konstruktionsdelar.
Lagerpall	Betonggjutning som lagret placeras på.
Landfäste	Del av underbyggnad till bro som utgör upplag för brobärverkets ändar, överför lasten från brobärverket till

	undergrunden samt anordning för tillfart till bron.
Lådbalk	Balk med tvärsnitt utformat som en låda, vanligtvis rektangulärt.
Lådtvärsnitt	Tvärsnitt utformat som en låda, ger god styvhet och ökat utrymme för installationer och underhåll.
Lätt överbyggnad	Överbyggnad av lätt material, exempelvis stål eller trä.
Nationell bilaga	Tillägg till Eurokoder publicerat av varje land med specifika föreskrifter som gäller i landet.
Primärbärverk	Se huvudbärverk.
Pylon	Högt, uppåt avsmalnande torn som är en del av huvudbärverket i hängverkansbroar.
Påkörningsportal	Placeras innan bron med samma höjd som den fria höjden, för att stoppa fordon som är för höga.
Rostmån	Plåten görs tillräckligt tjock för att tåla korrosionsangrepp utan att riskera brott eller genomfrätning.
Sekundärbärverk	Den konstruktionsdel som utöver huvudbärverket bär last.
Skivstöd	Pelare utformad i ett avlångt tvärsnitt.
Spann	Centrumavstånd mellan två stöd.
Spjälkning	Elementarreaktion vid vilken en molekylbindning bryts.
Spänningsrelaxation	När deformationsspänningar avtar med tiden.
Spännvidd	Avstånd mellan upplagspunkterna i bron.
Studs	Svetsade bultar i stålet som gjuts in i betongen för att skapa samverkan och föra över krafter mellan stål och betong.
Teknisk livslängd	Den livslängd bron dimensioneras för.
Tung överbyggnad	Överbyggnad av tungt material, exempelvis betong.
Temporär konstruktion	Konstruktion som enbart används under byggtiden och sedan monteras ned, exempelvis ställningar och formar.
Underbyggnad	Konstruktion belägen över grundläggning samt under överbyggnad.
Överbyggnad	Konstruktionsdelar belägna ovan stöd.

Innehåll

SAMMANFATTNING	II
BACHELOR THESIS	IV
INNEHÅLL	VIII
FÖRORD	XII
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Frågeställning	1
1.1 Avgränsningar	1
1.2 Metod	2
1.2.1 Conceptual Design	2
1.2.2 Beräkningsmetod	2
1.3 Rapportens disposition	2
2 FÖRUTSÄTTNINGAR VID HÖSSNAMOTET	3
2.1 Geografisk beskrivning	3
2.2 Geotekniska förhållanden	3
2.3 Geometriska förutsättningar	4
2.4 Hydrologiska förhållanden	4
2.5 Väderförhållanden	4
2.6 Teknisk livslängd	4
2.7 Vägtrafik	4
3 BROBYGGNADSMATERIAL	5
3.1 Stål	5
3.2 Betong	5
3.3 Trä	6
3.4 Komposita material	7
4 BROTYPER	9
4.1 Balkverkansbro	9
4.1.1 Balkbro	9
4.1.2 Plattbro	10
4.1.3 Bro med snedbening	11
4.1.4 Rambro	11
4.1.5 Balkbro med samverkan	11
4.1.6 Hur balkverkansbroar bär laster	12

4.2	Bågverkansbro	12
4.2.1	Valvbro	12
4.2.2	Bågbro	13
4.2.3	Hur bågverkansbroar bär laster	14
4.3	Fackverkansbro	15
4.3.1	Hur fackverkansbroar bär laster	15
4.4	Hängverkansbro	16
4.4.1	Hängbro	16
4.4.2	Snedkabelbro	16
4.4.3	Hur hängverkansbroar bär laster	17
5	ALLMÄNT UNDERHÅLL OCH UNDERHÅLLSKRAV	18
5.1	Nödvändiga broinspektioner	18
5.2	Nödvändigt brounderhåll	18
5.3	Detaljunderhåll	19
5.4	Materialspecifikt underhåll samt reparationer	19
5.4.1	Underhåll av armerad betong	19
5.4.2	Underhåll av stål	20
5.4.3	Underhåll av trä	20
6	VAL AV LÄMPLIGA BROKONCEPT	21
6.1	Identifiering av icke-relevanta brotyper och material	21
6.2	Identifiering och definiering av lämpliga brokoncept	22
6.2.1	Langerbalksbrokoncept	22
6.2.2	Balk- och plattbrokoncept	23
6.3	Produktionsaspekter för lämpliga brokoncept	24
6.3.1	Langerbalksbroar – möjlighet till snabb montering	24
6.3.2	Samverkansbroar – prefabricerat stål och platsgjuten betong	24
6.3.3	Betongbroar – platsgjutning eller prefabricering	25
7	FRAMTAGNING AV SLUTGILTIGT BROKONCEPT	26
7.1	Utvärderingskriterier	26
7.2	Viktning av utvärderingskriterier	27
7.3	Kriteriebaserad jämförelse av brokoncept	27
7.3.1	Estetik	27
7.3.2	Säkerhet	27
7.3.3	Byggtid	28
7.3.4	Inspektion	28
7.3.5	Reparation	28
7.3.6	Kostnad	28
7.3.7	Produktion	28
7.3.8	Lokalt material	29
7.3.9	Laster	29
7.3.10	Arbetsmiljö	29

7.3.11	Återvinning	29
7.3.12	Poängsättning av brokoncept	30
7.4	Granskning av samverkanskoncept -stödplacering	30
8	SLUTGILTIGT KONCEPT – SAMVERKANSBRO MED MITTSTÖD	32
8.1	Utformning av slutgiltigt brokoncept	32
8.1.1	Framtagning av dimensionerande lastfall	32
8.1.2	Dimensionerande laster	35
8.1.3	Brons bärförmåga - längsled	35
8.1.4	Brons bärförmåga - tvärled	36
8.1.5	Utformning av studs	37
8.1.6	Kontroll av svets- och skruvförband	38
8.1.7	Utformning av landfästen	39
8.1.8	Tvärbalkar med hänsyn till lagerbyte	40
8.1.9	Betongens sprickbredd	41
8.1.10	Kontroll av spänningar i konstruktionen	41
8.1.11	Överbyggnadens nedböjning	41
8.2	Övriga detaljer för slutgiltigt brokoncept	42
8.2.1	Bottenplattor för stöd och landfästen	42
8.2.2	Utformning av skivstöd	42
8.2.3	Kantbalkar och broräcken	42
8.2.4	Modell och placering av stödlager	42
8.2.5	Övergångskonstruktion mellan landfäste och farbana	43
8.2.6	Avrinning – plana och vertikala ytor	43
8.2.7	Påkörningsportal – för att garantera fri höjd	44
8.3	Underhåll av slutgiltigt brokoncept	44
8.3.1	Risker vid underhåll av slutgiltigt koncept	44
8.4	Produktion av slutgiltigt brokoncept	45
8.4.1	Risker vid produktion av slutgiltigt koncept	46
9	DISKUSSION	47
9.1	Framtagningen av slutgiltigt brokoncept	47
9.2	Kontrollberäkning och förenklingar	48
9.3	Tillförlitlighet och aktualitet hos källor	49
10	SLUTSATS	50
11	REFERENSER	51
BILAGA A FÖRSLAGSRITNING		
BILAGA B TEKNISK BESKRIVNING		
BILAGA C MAXIMAL KONSTRUKTIONSHÖJD		

BILAGA D	LÄNGD AV LANDFÄSTE
BILAGA E	DIMENSIONERANDE TVÄRKRAFT OCH MOMENT
BILAGA F	BROTTS- OCH BRUKSGRÄNSBERÄKNINGAR
BILAGA G	KONCEPTRITNING
BILAGA H	ÖVERSLAGSBERÄKNING SKIVSTÖD
BILAGA I	ÖVERGÅNGSKONSTRUKTION
BILAGA J	ELEMENTARFALL, FRI UPPLÄGGNING

Förord

Brokoncept för Hössnamotet är resultatet av sex elevers arbete med att undersöka lämpliga broalternativ för just denna plats. Alla förutsättningar till detta arbete är tagna från det verkliga projektet vilket har gjort att det känts realistiskt. Tidigare kunskaper från kurser vid Chalmers tekniska högskola har i allra högsta grad tillämpats under detta arbete, men eftersom ingen av oss vetat speciellt mycket om brobyggnation sedan tidigare har behovet av kunskapssökning inom området ständigt varit aktuellt. Som tur är omges vi av duktiga personer som kunnat hjälpa oss under arbetets gång.

Vi vill tillägna särskilda tack till följande personer:

Joosef Leppänen, Universitetslektor vid Bygg- och miljöteknik/konstruktionsteknik, för hans lugn och tålamod då vi titt som tätt besökt honom med problem vi stött på under arbetets gång.

Rasmus Rempling, Forskarassistent vid Bygg- och miljöteknik/Konstruktionsteknik, för ett bra kursupplägg.

Magnus Bäckström, Brokonstruktör på COWI, för att du delat med dig av dina kunskaper inom området och hjälp oss med uppskattningar och rimlighetsbedömningar.

Mario Plos, Mohammad Al-Emrani, Björn Engström, Gunnar Jernström, Valbona Mara, Helen Broo, Sören Lindgren, samt Thomas Darholm för alla informativa och inspirerande föreläsningar under våren.

Göteborg maj 2014

Emil Axelsson
Patrik Dyresjö
Andreas Flyckt
Otto Mårdén
Lovisa Persson
Emy Tiderman

1 Inledning

I denna rapport beskrivs hur ett brokoncept tagits fram som ett möjligt alternativ till överbryggandet av väg 40 vid Hössnamotet, utanför Ulricehamn. Enligt den metod som fastställts har det mest lämpade konceptet kunnat arbetas fram och kontrollberäknas. Svaren på nedan ställda frågeställningar kommer beskrivas ingående genom hela rapporten och resultatet presenteras och diskuteras i senare kapitel.

1.1 Bakgrund

I det nationella vägnätet ingår väg 40 som huvudförbindelse mellan Göteborgsregionen och Jönköping. Sedan början av 1990-talet har det funnits planer på att bygga ut vägen och göra hela sträckan Göteborg-Stockholm mötesfri. I dagsläget sker en omdragning av väg 40 mellan Borås-Ulricehamn, där den nya vägen får motorvägsstandard. Detta medför ökad trafiksäkerhet och framkomlighet för trafikanter och förbättrad boendemiljö i området längs nuvarande sträckning.

I samband med omdragningen byggs ett flertal nya broar. Det blir möjligt att ansluta till motorvägen vid tre mot, ett av dessa är Hössnamotet med korsande väg 1721. En planskild korsning ska här bidra till en säker och effektiv trafikplats.

1.2 Syfte

Rapporten syftar till att utifrån kriterier och givna förutsättningar ta fram ett lämpligt och genomförbart brokoncept för Hössnamotet. Det framtagna konceptet ska kontrollberäknas för att försäkra dess genomförbarhet.

1.3 Frågeställning

En bro ska byggas för att säkert leda väg 1721 över väg 40. Geotekniska och produktionstekniska begränsningar uppkommer utifrån rådande markförhållanden och fastställd dragning av väg 40. Vilka brotyper och brobyggnadsmaterial är då möjliga att använda på denna plats?

Krav på geometriska förhållanden för bron i form av fri höjd, brobredd och total brolängd måste uppfyllas, vilket i sig utgör begränsningar vid utformningen av brons geometri. Vilka geometrier uppfyller dessa krav?

I rapporten presenteras valt brokoncept och valda lösningars lämplighet motiveras. Bron har kontrollberäknats för väsentliga laster och ska därmed vara möjlig att bygga och uppfylla sin funktion under hela den tekniska livslängden. Vilka konsekvenser får detta på möjliga utföranden och vad krävs för att brons byggbarhet ska kunna säkerställas?

1.1 Avgränsningar

Med slutgiltigt koncept avses en bro som är fullt byggbar och uppfyller kraven från den tekniska beskrivningen, Eurokoder samt Trafikverket. Det avser också att brons krav på underhåll och inspektioner uppfylls.

Enbart överbyggnad och landfäste kontrollräknas i denna rapport, detta för att preliminärt bekräfta brokonceptets genomförbarhet.

Väsentliga laster som tas i beaktning är trafiklast, jordtryck, bromslast, accelerationslast, vindlaster samt egentygden hos betongplatta, kant- och stålbalkar, räcken och beläggning.

1.2 Metod

Arbetet med att ta fram och definiera ett brokoncept baseras på en litteraturstudie samt preliminära beräkningar. Studien samt föreläsningar i ämnet ger en allmän kunskap och förståelse för brotyper, brobyggnadsmaterial, produktion samt underhåll och reparationer av broar. Baserat på detta har generella slutsatser kunna dras och de mest lämpade konceptalternativen definieras.

Nedan följer en beskrivning av de metoder som nyttjats för att urskilja och kontrollberäkna det slutgiltiga konceptet. Arbetet har i och med detta resulterat i ett slutgiltigt broförslag som är genomförbart och uppfyller de givna förutsättningarna.

1.2.1 Conceptual Design

Den metod som används i rapporten för att analysera och utveckla lämpliga brokoncept är så kallad Conceptual Design. En metod som strukturerar all fakta och möjliggör en jämförelse av de olika alternativen som litteraturstudien presenterar.

Metoden bygger på att kunna jämföra olika brotyper med hjälp av i förväg framarbetade kriterier som det slutliga brokonceptet önskas uppfylla. Dessa kriterier bör med fördel formuleras som mätbara kriterier men detta är ibland svårt då exempelvis estetik är svårt att mäta. Olika kriterier väger olika tungt beroende på vilket byggprojekt som ska analyseras och detta synliggörs med en så kallad kriterieviktning. Till sist jämförs alternativa koncept och den bro som får högsta slutpoängen kan då anses som den mest lämpliga för den aktuella platsen.

I detta arbete har kriterier formulerats som anses väsentliga för byggnationen av Hössnamotet. Framtagningen och viktningen av kriterierna baseras på fakta men också på gruppens eget omdöme.

1.2.2 Beräkningsmetod

De beräkningar som syftar att garantera bronns funktion är utförda enligt Eurokoder med hänsyn till de nationella bilagorna. Krav och riktlinjer från Trafikverket har även följts, likaså de förutsättningar som den tekniska rapporten föreskriver.

1.3 Rapportens disposition

Inledningsvis redogör rapporten för de aktuella förutsättningarna vid platsen där bron ska produceras, såsom konstruktionshöjd, teknisk livslängd och spännvidd. Detta kommer ligga till grund för vilka brokoncept som är genomförbara vid Hössnamotet.

Vidare skildras den genomförda litteraturstudien. Denna inkluderar beskrivningar av aktuella byggnadsmaterial, brotyper och allmänt underhåll för broar i Sverige.

Baserat på litteraturstudien kommer sedan ett antal lämpliga brokoncept att identifieras och mer specifikt definieras. Med hjälp av Conceptual Design kan dessa särskiljas och resultatet blir ett slutgiltigt koncept.

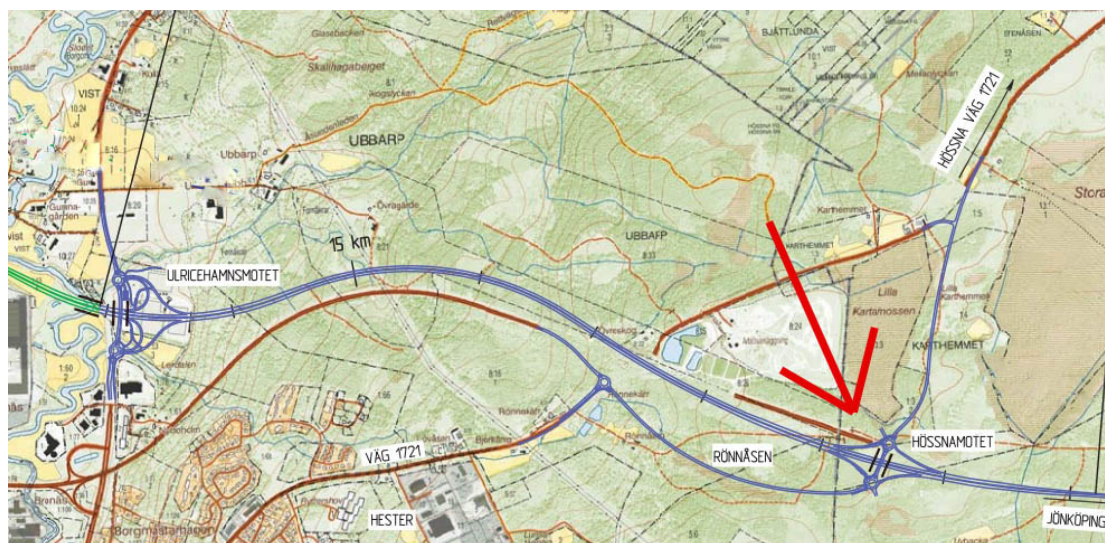
Sist beskrivs den aktuella bron i detalj med hänsyn till litteraturstudien och genomförda beräkningar. En slutlig diskussion sammanfattar sedan de för- och nackdelar som metod, genomförande och resultat medför.

2 Förutsättningar vid Hössnamotet

Till grund för aktuell trafikplats har en teknisk beskrivning studerats, se Bilaga B, och ur denna har förutsättningar hämtats. Nedan listas dessa förutsättningar som bland annat berör brons tekniska livslängd, utformning, beräknad trafikmängd och maximal konstruktionshöjd.

2.1 Geografisk beskrivning

Placering för bron är öster om Ulricehamn se Figur 1, närmare bestämt i riktning mot Jönköping. Omgivande terräng består här av skogslandskap med ett våtmarksområde norr om bron. Markytan sjunker mot öster, från +303 beläget cirka 30 m väster om blivande bro till +297,6 cirka 30 m öster om blivande bro (Trafikverket, 2012a).



Figur 1 Hössnamotets geografiska placering markeras av den röda pilen. Baserad på Trafikverket (2013).

2.2 Geotekniska förhållanden

Djupet till berg varierar mellan 3,5–5,0 m och jordlagerföljden beskrivs i Tabell 1. Torv kan förekomma vid läge för brostöd då det 30 m nordost om Hössnamotet ligger ett område med 0,5–0,8 m tjockt torvlager (Trafikverket, 2012a).

Tabell 1 Jordlagerföljd enligt geoteknisk undersökning i området.

Mulljordslager	cirka 0,1 m
Siltig sand/Sand	1,0–1,5 m
Morän, mycket blockig	3,0–5,0 m
Berg	

2.3 Geometriska förutsättningar

Den aktuella bron ska ha en längd på 60 m och en brobredd på 10,5 m (Trafikverket, 2012a). Landfästena antas ta upp 5 m på vardera sida om bron och den totala längd som bron behöver överbrygga blir totalt 50 m. Vidare ställs krav på minsta fria höjd mellan väg 40 och bron, denna ska vara minst 4,7 m för tunga överbyggnader och 5,2 m för lätta.

Krav på fri höjd innebär även att den maximala konstruktionshöjden under bron begränsas. Denna konstruktionshöjd beror på hur den valda överbyggnaden klassas, lätt eller tung (Trafikverket, 2011c). I Bilaga C beräknas maxhöjden till 0,9 och 1,4 m för lätt respektive tung överbyggnad.

2.4 Hydrologiska förhållanden

150 m norr om blivande bro ligger grundvattennivån på +296,4, vilket är 0,5 m under befintlig markyta (Trafikverket, 2012a). 100 m söder om blivande bro ligger grundvatten nivån på +296,5, det vill säga 0,3 m ovan befintlig markytan.

Gjutningsarbete för bottenplattor ska ske i torrhet, men gjutning godtas mot vattenavvisande papp eller plastfolie (Trafikverket, 2012a).

2.5 Väderförhållanden

Området kring Ulricehamn tillhör snözon 2.5–3.0 b vilket ger en snölast på 2,5–3,0 kN/m² (Swedish Standards Institute, 2005). Snölast behöver enbart beaktas för vägbroar med tak (Trafikverket, 2011c).

Konstruktionen kommer att belastas av temperaturer mellan -30 °C och 34 °C och 10 m över markytan utsätts för referensvind om 25 m/s (Trafikverket, 2011b).

2.6 Teknisk livslängd

Bron ska ha en dimensionerande livslängd på 80 år (Trafikverket, 2012a).

2.7 Vägtrafik

Årsdygnstrafik, ÅDT, för väg 40 beräknas öka till genomsnittliga 12 000 fordon per dygn år 2015 och till 15 100 fordon per dygn år 2035. Andel tung trafik förutsätts vara 22 % (Trafikverket, 2012a). ÅDT för väg 1721 var genomsnittligt 650 fordon per dygn mellan åren 2007 och 2012 (Trafikverket, 2014) samt antas öka i samma grad som för väg 40 fram till år 2035, denna ökning ska tas i beaktning vid utformning av brokoncept.

3 Brobyggnadsmaterial

För utvecklingen av brokonceptet vid Hössnamotet ska kvalificerade beslut tas beträffande materialval. Här finns ett antal traditionella samt nyutvecklade byggnadsmaterial att välja mellan och i detta kapitel redogörs för de fyra som anses lämpa sig bäst för brobyggnad: stål, betong, trä och FRP. Materialegenskaper och beständighet är av stor vikt, även eventuella risker samt möjligheten att återvinna eller att återanvända materialet kommer att beskrivas.

3.1 Stål

Stål är ett byggnadsmaterial med goda egenskaper som lämpar sig väl för brobyggnation. Det var i och med 1700-talets industrialisering i England som stål etablerades som konstruktionsmaterial och den så kallade Ironbridge vid Coalbrookdale från 1779 är idag känd som västvärldens äldsta järnbro¹.

Fördelarna med stål är dess höga hållfasthet. För konstruktionsstål varierar denna beroende på stålqualität och ligger mellan 250 MPa och 960 MPa (Domone & Illston, 2010). Materialets egenskaper antas vara desamma i tryck och drag, men den så kallade sträckgränsen ligger i tryck något högre. Det är fram till denna sträckgräns som materialet agerar elastiskt (Burström, 2007). Densiteten för stål är 7 850 kg/m³.

En nackdel med stål är att dess beständighet försämras då materialet utsätts för fukt och stålet i och med detta korroderar. För att undvika fuktskador bör brokonstruktionen designas utifrån korrosionsrisken och gärna med rostsmån. Vertikala ytor kan utsättas för vatten i form av avrinning och horisontella ytor i form av ansamlingar. Detta bör i högsta grad undvikas, lika så direkthkontakt mellan metall och porösa material som kan hålla vatten. Föroreningar i luften samt kontakt mellan olika metaller kan också bidra till korrosion (Burström, 2007). Stålet kan skyddas med hjälp av skyddslager såsom färg, förzinkning och alternativ för katodiskt skydd. Kontroll av konstruktionen måste vara möjlig och underhåll ska ske kontinuerligt i form av rostborttagning och ommålning för att säkerställa god kvalitet (Domone & Illston, 2010).

Stål är ett material som påverkas av den omgivande temperaturen. Vid normala temperaturer och spänningsförhållanden saknas i praktiken krypning, men vid högre temperaturer som exempelvis vid brand ska krypning beaktas. Vid låga temperaturer påverkas stålet genom att bli sprött (Burström, 2007).

Återanvändning av stål är fullt möjlig. Egenskaperna förändras vanligen inte under användningen. Dock kan storleken på tvärsnittet förändrats efter eventuell korrosion. Stål kan även materialåtervinnas (Domone & Illston, 2010).

3.2 Betong

Betong är idag ett av de viktigaste materialen inom byggsektorn men redan i antikens Grekland framställdes betongliknande material. Materialet användes i ett stort antal byggnadsverk såsom bostadshus, vattencisterner, hamnar, akvedukter och broar (Burström, 2007).

¹ Mario Plos (Docent, Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola). Föreläsning om allmän brokunskap den 7 februari 2014.

Hållfastheten hos betong anges efter att betongen härdat i 28 dagar. Den då uppmätta draghållfastheten är cirka en tiondel av betongens tryckhållfasthet (Mohammad et al., 2013). Vidare delas betong in i ett antal hållfasthetsklasser, där ibland den lägre klassen C12/15 som har tryckhållfasthet 12 MPa och draghållfasthet 1,1 MPa. En av de högre klasserna är C60/75 och den har hållfasthet i tryck 60 MPa och i drag 3,1 MPa. Densiteten hos betong ligger i intervallet 2300 till 2400 kg/m³ (Mohammad et al., 2013).

Vid belastning kan dragpåkänningar ge upphov till sprickbildning som försämrar konstruktionens bärförmåga. För att minska sprickbredden samt ge konstruktionen ett kraftsystem efter sprickbildning förses betongen med ingjutna armeringsstänger. Armeringen kan förspännas och initialt ges tryckkrafter. Vid ökad belastning kommer dessa tryckkrafter avlastas successivt och dragpåkänningarna och sprickbildningen fördröjs avsevärt (Mohammad et al., 2013). Det går att vid fullständig förspänning helt förhindra sprickbildning i bruksstadiet. Emellertid bör spänningsrelaxation hos armering beaktas med hänsyn till bärförmåga under ett längre tidsperspektiv (Domone & Illston, 2010).

Tidsberoende deformationer är viktigt att ta hänsyn till i brokonstruktioner. Betong krymper vid uttorkning. Denna krympning påverkas inte av påförda laster utan fortgår oberoende (Mohammad et al., 2013). Belastning av konstruktionen resulterar däremot i krypningar som ger deformationer som ökar med tiden. (Mohammad et al., 2013)

Fördelar med betong är materialets relativt billiga pris, flexibiliteten vid framställning och lättillgängligheten (Mohammad et al., 2013). Betong är fukttåligt och möglar inte samtidigt som det tål höga temperaturer och är icke brännbart (Mohammad et al., 2013).

Som nackdelar kan nämnas betongbroars förhållandevis stora egentyngd. En betongkonstruktion som dimensioneras för en viss last får större volym än om exempelvis en stålkonstruktion skulle dimensioneras för samma last (Mohammad et al., 2013). Denna volym blir avgörande för egentyngden, trots att densiteten för betong är lägre än för stål. Andra nackdelar är den långa produktionstiden vid platsgjutning och eventuellt kostsamma reparationer, beroende på huruvida armeringen skadats eller ej (Mohammad et al., 2013).

Varken energiåtervinning eller återanvändning av färdiga betongelement är lämpligt (Skanska Sverige AB, 2007). Däremot kan krossad betong användas som utfyllnads- och vägbyggnadsmaterial.

3.3 Trä

Trä har länge använts som bromaterial, exempelvis har omkullfallna trädstammar i alla tider använts för att leda människor över vattendrag och raviner. Idag byggs träbroar ofta för gång- och cykeltrafik men det blir vanligare att materialet även används för broar avsedda för vägtrafik (Svenskt Trä, 2014d).

Trä är ett anisotropt material och har därmed olika hållfasthet i olika riktning, något som måste beaktas vid dimensionering av träkonstruktioner. Vid en jämförelse mellan drag parallellt fibrerna och tryck parallellt fibrerna synliggörs hur hållfastheten varierar mellan 80-150 MPa för drag och 30-60 MPa för tryck (Domone & Illston, 2010).

Densiteten är den mest korrekta indikatorn på träets styrka och förhållandet mellan densitet och hållfastheten kan antas linjärt (Domone & Illston, 2010). Densiteten för

konstruktionsmaterialet trä beskrivs ofta som torr rådensitet och ligger normalt på ungefär 400 kg/m³ för gran och 430 kg/m³ för furu (Domone & Illston, 2010). Virke med låg porositet är kompakt och har en hög densitet och alltså en hög hållfasthet. Hållfastheten beror även på vilken sorts ved som används i virket då sommarved är starkare än vårved (Burström, 2007).

Under belastning beter sig trä komplext och mekanisk nedbrytning förekommer framförallt när träet lastas under en längre period. Detta beror delvis på en icke elastisk krypning som ökar med ökad temperatur och fuktighet (Burström, 2007). En gammal tumregel är att hållfastheten bör räknas vid långtidsbelastning till 60 % av den som är vid korttidsbelastning (Burström, 2007). Detta innebär att om trä belastas konstant under en 50 års period kommer det förlora ungefär halva sin styrka, materialets elasticitet kommer även att minska (Domone & Illston, 2010). Komplexiteten beror även på anisotropi, densitet och relativa fuktigheten i luften (Burström, 2007).

Nackdelen med att använda trä som konstruktionsmaterial är det faktum att trä är ett levande material med imperfektioner. Exempelvis medför kvistar spänningskoncentrationer som reducerar hållfastheten. Detta bör beaktas speciellt i dragzon (Burström, 2007). Värt att nämna är även de deformationer som kan uppkomma när virket torkar (Domone & Illston, 2010). Något som dels beror på det faktum att trä är anisotropt, men även på hur virket har sågats. För bra kvalitet på trävirke bör den sågade längdriktningen vara samma som trästammens fiberriktning (Domone & Illston, 2010).

Förutom risker vid torkning är trä även känsligt för fukt. Beständigheten försämras av fukt genom att virket exempelvis ruttnar eller utsätts för angrepp av svampar, insekter och bakterier. Dessa angrepp är temperatur-, fukt- och syreberoende och är därför hanterbara (Domone & Illston, 2010). Temperaturvariationer under en längre tid bidrar till förlorad styrka och seghet i träet (Domone & Illston, 2010). Vid användning av trä i brokonstruktioner är det därför viktigt att klä in exponerade trädelar och möjliggöra torkning (Svenskt Trä, 2014a).

Trä används för energiutvinning (Domone & Illston, 2010). Materialåtervinning är också vanligt. Limträelement kan återanvändas om det demonteras försiktigt. Träelement kan även användas som råvara till nya träbaserade produkter (Svenskt Trä, 2014a).

3.4 Komposita material

Utvecklingen av komposita material grundas på teorin att en blandning av två material ger bättre egenskaper än då materialen verkar separat. Resultatet bli ett byggnadsmaterial med hög specifik hållfasthet (Domone & Illston, 2010). Som brokonstruktionsmaterial anses FRP, fiber reinforced polymers, mest lämpat. FRP är ett kompositmaterial bestående av polymerer och fibrer.

De två ingående materialen i FRP verkar tillsammans för att bilda ett hållfast material med låg densitet. Polymeren utgör den bindande hartsen som möjliggör spänningsöverföring från en fiber till en annan. Elasticiteten hos fibrerna varierar beroende på riktning och fibrerna i polymeren riktas därför efter önskvärda egenskaper, detta är en av fördelarna med materialet. Den låga densiteten är också en fördel sett till dimensionering. Olika sorters fibrer kan användas och gemensamt för dem alla är låg densitet, hög elasticitet och hållfasthet. Egenskaperna hos materialet

beror, förutom på fibrerna och dess riktning, av framställningsmetod (Domone & Illston, 2010).

För beräkning av spänningsfördelning i FRP görs vissa antaganden; materialen antas elastiska, bindningarna anses perfekta, egenskaperna varierar inte inom materialet och fibrerna är ordnade reguljärt i materialet (Domone & Illston, 2010). Guider finns för dimensionering av broar av FRP men Eurokod saknas.

Vad gäller hållbarhet har FRP vissa fördelar gentemot betong, stål och trä. Generellt minskar behovet av reparation, men nedbrytning av FRP har för långtidsbeteende enbart testats under accelererande förhållanden (Domone & Illston, 2010). Dessa förhållanden kan vara missvisande och hur en bro av FRP med livslängd på 100 år uppför sig har ännu inte studerats i verkligheten. Reparationskostnader för en FRP-bro kan antas lägre, men produktionskostnaden är väsentligt mycket högre (Domone & Illston, 2010).

4 Brotyper

Det finns ett flertal olika sätt att kategorisera broar. Det kan vara baserat på vilka som ska färdas på bron till exempel gång- och cykelbro, järnvägsbro eller vägbro. Det kan även vara baserat på vilket material som använts i konstruktionen såsom trä-, stål- och betongbro. Under detta kapitel listas ett flertal broar baserat på hur de bär laster nämligen genom balkverkan, bågverkan, fackverkan och hängverkan.

4.1 Balkverkansbro

Tidigt utnyttjades balkverkan i form av att en enkel trästock användes för att korsa en sänka eller ett vattendrag. För att öka bärförmågan sammanfogades flera trästockar som kunde läggas på naturliga stöd i berget. Dagens balkverkansbroar ser lite annorlunda ut men utnyttjar samma verkningssätt (Axelsson & Elfren, 2014). Nedan beskrivs några av de vanligaste balkverkansbroarna.

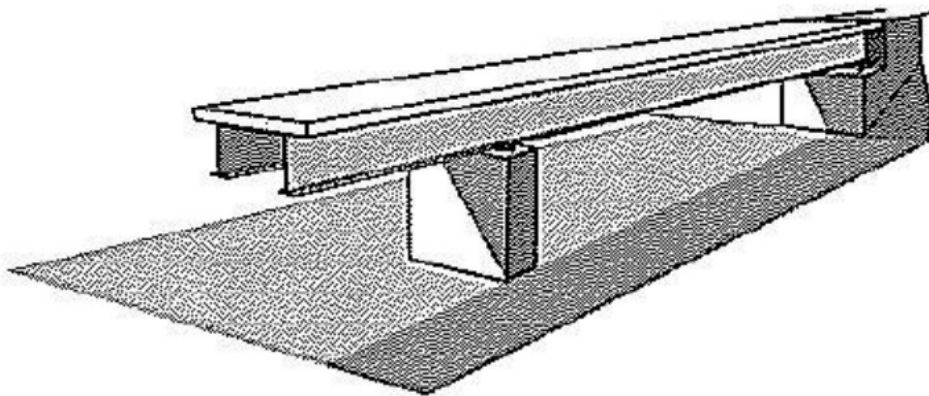
4.1.1 Balkbro

Balkbroar består av två huvudkonstruktionsdelar, överbyggnad samt stöd. Överbyggnaden i sin tur består av broplatta och underliggande balkar. Både broplatta och balkar kan vara utförda i stål, trä eller armerad betong (Vägverket, 2008). Vidare finns det två olika utföranden av balkbroar: fritt upplagda och kontinuerliga.

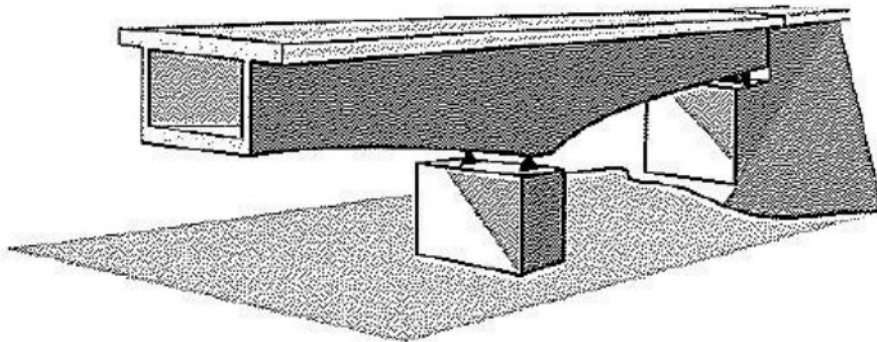
En fritt upplagd balkbro utförs oftast så att överbyggnaden ligger direkt på två ändstöd med ett spann mellan dem. Vid bro med ett eller flera mittstöd används en överbyggnad per spann. Dessa sammankopplas utan någon kraftöverförande fog mellan sig (Vägverket, 2008).

En kontinuerlig balkbro består av en eller flera överbyggnader vilandes på ett antal stöd. Dessa överbyggnader har en kraftöverförande verkan vid mellanstöden till skillnad från den fritt upplagda (Vägverket, 2008). Hos betongbroar med armering ska därför både tryck- och dragarmeringen vara kontinuerlig över mellanstöden.

Det finns ett flertal olika typer av balkar som kan användas till balkbroar. I-balkar av stål, se Figur 2, gjutna betongbalkar och balkar med lådtvärnsnitt, se Figur 3, hör till de vanliga. Antalet balkar bör om möjligt minimeras då trafiklasten ökar beräkningsmässigt.



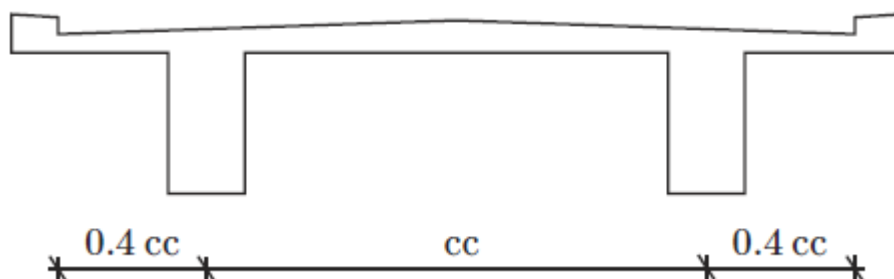
Figur 2 Balkbro med I-balkar av stål (Ahlberg, 2001).



Figur 3 Balkbro med lådtvärsnitt (Ahlberg, 2001).

Beroende av materialval och utförande kan olika spännvidder uppnås. Träbalksbroar kan nå spännvidder på upp till 30 m. Stålbalksbroar kan nå spännvidder på upp till 80 m. Armerade betongbroar kan nå spännvidder på upp till 25 m och om istället spännarmering används kan spännvidder på ända upp till 200 m uppnås (Vägverket, 2008).

Den totala brobredden är centrumavståndet mellan balkar, det så kallade cc-avståndet, samt bredden av de två ytterliggande konsolerna. Ett bra riktvärde vid dimensionering är att brokonsolerna ska vara 40 % av cc-avståndet, se Figur 4. Vid dimensionering av balkarnas höjd kan det vara lämpligt att göra balkarna så höga som möjligt då detta ofta är mer ekonomiskt och tekniskt fördelaktigt (Vägverket, 1996).



Figur 4 Centrumavståndet cc mellan brobalkarna och riktvärdet på konsolerna.

4.1.2 Plattbro

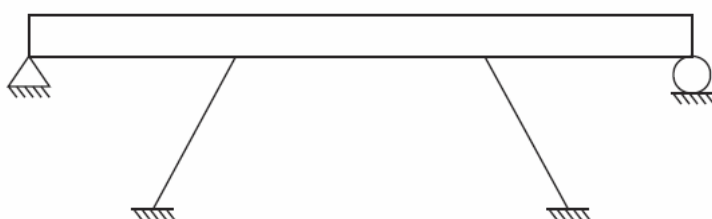
En annan brotyp som bär laster på samma sätt som balkbroar är plattbron. Det som skiljer dem åt är geometrin på huvudbärverket (Vägverket, 2008). Plattbrons överbyggnad, till skillnad från den på balkbron, består endast av broplatta. För att avgöra vilken bro det rör sig om används följande kriterier:

- Om bredden på överbyggnaden är mindre eller lika med fem gånger höjden klassas det som en balkbro.
- Om bredden är större än fem gånger höjden klassas det som plattbro.

Huvudbärverket utförs ofta i betong (Vägverket, 1996) eller trä och för dessa kan olika spännvidder uppnås (Svenskt Trä, 2014e). Plattbroar i slakarmerad betong kan nå spännvidder på mellan 18-25 m. Utförs bron istället i spännarmerad betong kan spännvidder på 35 m uppnås (Vägverket, 1996). Byggs bron i trä nås spännvidder upp till 25 m (Svenskt Trä, 2014e).

4.1.3 Bro med snedbening

Snedbeningen är en estetiskt tilltalande kontinuerlig brokonstruktion som kan utföras som både balkbro eller plattbro i betong. Vanligtvis löper bron över tre spann med två snedställda ben, därav namnet, se Figur 5. De sneda benen tar upp både vertikala och horisontella krafter vilket ställer högre krav på grundläggningen än andra balkverkansbroar.



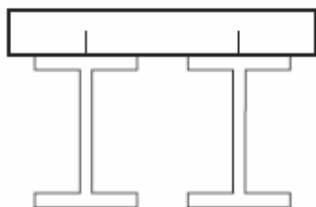
Figur 5 Snedbeningen, en brokonstruktion med snedställda ben.

4.1.4 Rambro

En rambro kan beskrivas som broplatta och stöd utformade som en enhet. Rambroen är vanlig i Sverige och normalt sett utförs den i ett spann med spännvidder upp till cirka 25 m. Vid större spännvidder och fler spann kan rambroar ersättas av kontinuerliga balkbroar som då är mer ekonomiska och enklare att utföra (Vägverket, 1996).

4.1.5 Balkbro med samverkan

Samverkan mellan stål och betong är vanligt vid utformning av broar. Ett typiskt tvärsnitt består utav I-balkar i stål som utgör livet och ovanliggande betongfarbana som fungerar som en övre fläns (Swedish Standards Institute, 2009a). Mellan I-balkarna går tvärbalkar för att öka konstruktionens stabilitet. För att samverkan mellan stålet och betongen ska fungera sitter studs på ovansidan av I-balkarna som gjuts in i betongen (Swedish Standards Institute, 2009a), se Figur 6.



Figur 6 Principiellt tvärsnitt för samverkanskonstruktioner.

Fördelen med en samverkanskonstruktion är att i fält kommer stålbalkarna vara helt eller huvudsakligen i drag och betongfarbanan är då helt eller huvudsakligen i tryck (Swedish Standards Institute, 2009a). Detta gör att det inte krävs lika mycket

armering i betongen. För en kontinuerlig balk uppstår dock dragkrafter i betongfarbanan över stöd vilket kräver armering.

Tvårsnittet utförs ofta med två I-balkar där båda balkarna dimensioneras efter det värsta lastfallet. Då fler I-balkar används medför detta ökad egentyngd för konstruktionen men varje balk kan dimensioneras för en mindre del utav de totala lasterna. På detta sätt kan även konstruktionshöjden på balkarna minskas¹.

Normal spännvidd för en samverkansbro ligger mellan 20-70 m och höjden på balken är normalt cirka 4-5 % utav spännvidden¹.

4.1.6 Hur balkverkansbroar bär laster

Balk- och plattbroar fungerar så att rådande laster fördelas via balken/plattan ut till stöden som sedan leder dessa ned till marken (Mohammad et al., 2013). Detta resulterar i en tryckt ovansida och dragen undersida för fritt upplagda broar. Hos de kontinuerliga broarna får vi tryckt ovansida och dragen undersida i fält och tvärtom vid mellanliggande stöd.

4.2 Bågverkansbro

Det finns två olika huvudtyper av bågverkansbroar: valvbroar och bågbroar. Valvbron är den äldsta av dessa två och byggdes förr oftast helt i sten. Det var romarna som först utnyttjade valvtekniken för vägbroar och akvedukter (Valvbro, 2014). Bågbron är en modern utveckling av valvbron, som verkar på liknade sätt men är mer materialeffektiv (Vägverket, 1996). Nedan beskrivs valvbron och bågbron närmare.

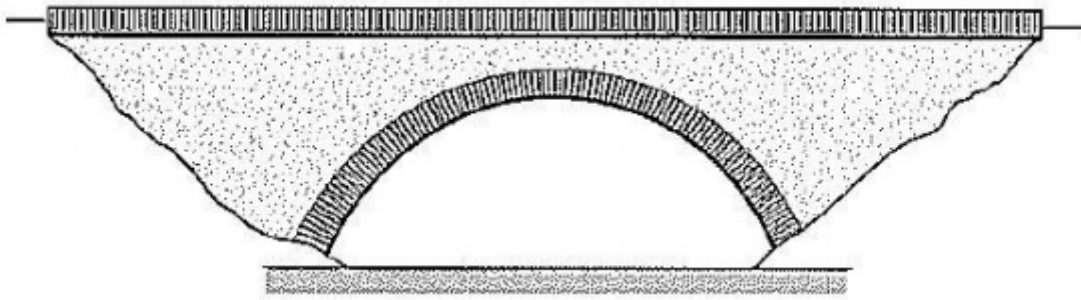
4.2.1 Valvbro

Valvbron kan utföras i ett eller flera spann och för vägtrafik varierar spännvidden från cirka 17 m om den är utförd i sten till cirka 30 m om den är utförd i betong (Vägverket, 2008). Huvudbärverket är utformat som ett valv av sten, armerad betong, oarmerad betong eller stål, se Figur 7. Valvet är sedan helt täckt med fyllning som ger upphov till tryckkrafter i huvudbärverket, dessa tryckkrafter längs valvet tar i huvudsak upp bronns laster (Vägverket, 2008).

Valvbron har statiskt verkningssätt och bär laster både vertikalt och horisontellt, därför är det viktigt med en bra grundläggning (Vägverket, 2008). Valvbroar grundläggs gärna direkt på berg eller på friktionsjord med hög hållfasthet.

Höga produktionskostnader gör att nybyggnation av valvbroar i sten idag är sällsynt, de byggs istället i armerad betong (Vägverket, 2008).

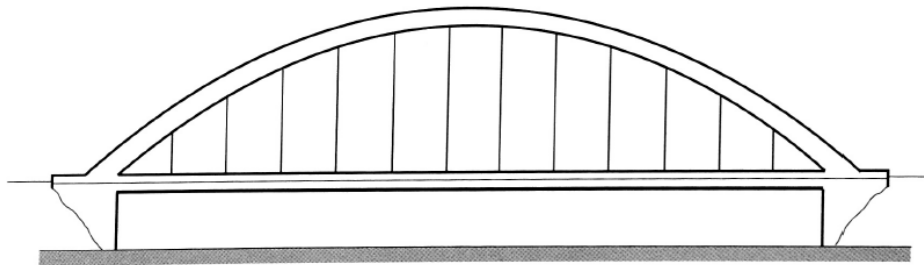
¹ Gunnar Jernström (Brokonstruktör). Föreläsning om broprojektering den 31 januari 2014.



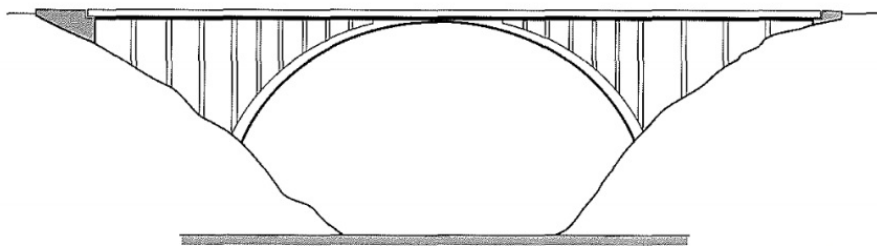
Figur 7 Valvbro (Ahlberg, 2001).

4.2.2 Bågbro

Bågbron utformas ofta med ett huvudbärverk av över- eller underliggande bågar i ett eller flera spann, se Figur 8 och Figur 9, och väljs vid nybyggnation av broar utav estetiska skäl (Vägverket, 1996).



Figur 8 Bågbro med överliggande båge (Ahlberg, 2001).



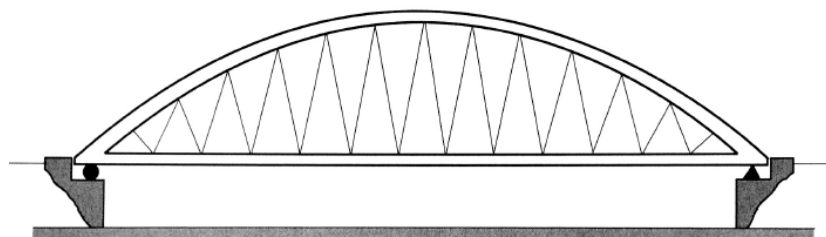
Figur 9 Bågbro med underliggande båge (Ahlberg, 2001).

Bågarna kan vara utförda i stål, trä eller armerad betong. Beroende av materialval kan olika spännvidder uppnås. Träbågbroar kan nå spännvidder upp till 30 m (Svenskt Trä, 2014b), stålågbroar kan nå spännvidder upp till 550 m (Structurae, 2014a) och betongågbro kan nå spännvidder upp till 420 m (Structurae, 2014b).

De olika materialen vid utformning av huvudbärverket ger olika inspänningsförhållanden i landfästena för bron. Bågar i betong kan utformas med fast inspänning i landfästena eller utformas med betongleder där bågarna ansluter mot landinfästningen (Vägverket, 2008). Då bågarna istället är utformade i stål eller trä

förekommer alltid leder utformade som fasta lager i anslutning mot landinfästningen. Om bron utformas med flera parallella bågar är dessa förbundna med tvärbalkar.

Huvudbärverket kan även utformas som ett fritt upplagt spann direkt på ändstöden. Vid denna utformning ingår förutom bågar även en huvudbalk, mellan bågar, i huvudbärverket. Huvudbalken som fungerar som ett dragband ger denna typ av bågbro ett annorlunda verkningssätt och dessa bågbroar kallas ofta langerbalkar (Vägverket, 2008), se Figur 10.



Figur 10 Bågbro av langerbalkstyp (Ahlberg, 2001).

Bågbron har även ett sekundärbärverk över, mellan eller under huvudbärverket, vilket fungerar som brobana. Sekundärbärverket kan vara utformat i armerad betong, stål eller trä och är ofta uppbyggt av ett balksystem med tvär- och längsgående balkar samt en på dessa placerad brobaneplatta (Vägverket, 2008).

Sekundärbärverket förbinds med huvudbärverket på olika vis beroende på brons utformning (Vägverket, 2008). Vid under- eller mellanliggande brobana förbinds sekundär- och huvudbärverk med vertikala stänger av stål eller i undantagsfall av armerad betong, se Figur 7. Vid överliggande brobana förbinds sekundär- och huvudbärverk ofta med skivstöd av armerad betong placerade på bågar, se Figur 5.

4.2.3 Hur bågverkansbroar bär laster

För valvbroar och bågbroar ger bågformen och egentyngden upphov till stora tryckkrafter vilket ger bron dess bärförmåga (Vägverket, 2008). Lasterna från brobanan förs ned/upp till bågen som dragkrafter i stängerna vid överliggande båge och som tryckkrafter vid underliggande båge. Bågen, som belastas i tryck, för sedan ned krafterna till grunden som utsätts för både horisontella och vertikala kraftkomposanter i utförandet med fast inspanning eller fasta lager, se Figur 9. För att ta hand om dessa kraftkomposanter och minska risken för horisontella rörelser vid landinfästningen kräver dessa broar en mycket stabil grundläggning, helst direkt på berg (Vägverket, 2008).

För utförandet med fritt upplagt spann, så kallad langerbalk, tas de horisontella kraftkomposanterna i bågen upp av huvudbalken istället för grunden, huvudbalken blir då belastad i drag (Vägverket, 2008), se Figur 10. Detta medför att bron inte kräver lika stabila grundläggningsförhållanden som ovan beskrivna bågverkansbroar.

4.3 Fackverkansbro

De första fackverksbroarna utfördes i trä och sten och fram till slutet av 1860-talet konstruerades fackverk utan vidare kännedom om dess exakta verkningssätt, först då beskrevs det närmare av Squire Whipple (Shirley-Smith et al., 2014). Detta ledde till minskad materialanvändning samtidigt som trä och sten gradvis ersattes av järn och stål.

Ett fackverk är uppbyggt av vertikala och diagonala stänger vilka formar trianglar. Trianglarna stabiliserar konstruktionen och ger fackverket god bärförmåga. Stängerna förbinds i ledade knutpunkter vilket medför att stängerna huvudsakligen utsätts för tryckande och dragande normalkraft (Truss, 2014). Fackverket utformas oftast i stål men kan även utformas i trä. Betong lämpar sig inte som konstruktionsmaterial till fackverksbroar då betong har låg draghållfasthet, se avsnitt 3.1.

Fackverket kan placeras både under och över körbanan (National Park Service, 1976), där det senare alternativet möjliggör minimal inskränkning på den fria höjden.

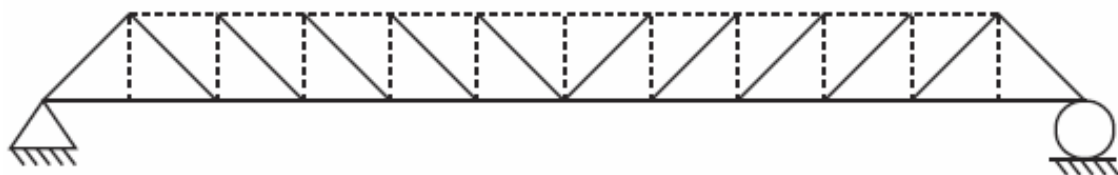
Broarna delas in i fritt upplagda, kontinuerliga, konsol- och bågfackverk. För fritt upplagda och kontinuerliga fackverksbroar gäller beskrivning enligt avsnitt 4.1.1. En konsolfackversbro består av ett flertal spann vilandes på änd- och mellanstöd, med leder i minst ett av fackverksbalkens spann (Vägverket, 2008).

Bågfackverk utgör en syntes av båg- och fackverksbro och är normalt fritt upplagd med lageranordningar på änd- och mellanstöd. Likt en fritt upplagd balkbro, så används inte kraftöverförande fogar över mellanstöd hos broar med flera spann (Vägverket, 2008).

I Sverige finns fackverksbroar för vägtrafik uppförda i stål och trä med spannvidder upp till cirka 100 respektive 30 m (Vägverket, 2008). Brotypen är emellertid förknippad med höga produktionskostnader varvid permanenta fackverksbroar för vägtrafik inte lägre uppförs.

4.3.1 Hur fackverkansbroar bär laster

Lasterna som verkar på bron leds genom stängerna ut till stöden som leder ned dessa till marken. Stängerna blir antingen tryckta eller dragna, tryckkrafterna leds via den ovanliggande stången eller de vertikala stängerna medan dragkrafterna leds via den underliggande stången eller de diagonala stängerna till stöden (Vägverket, 2008), se Figur 11.



Figur 11 Fackverkets verkningssätt. Streckade linjer visar tryckta stänger medan heldragna visar dragna stänger.

4.4 Hängverkansbro

Utnyttjandet av hängverkan går långt tillbaka i tiden, till en början med lianer och bambuträd för att bygga broar över raviner. Lianer byttes så småningom ut mot rep och i dagens häng- och snedkabelbroar är det stål som används för att nyttja hängverkans fördelar¹.

4.4.1 Hängbro

Brotypen hängbro består utav tre element: pyloner, förstyrningsbalk och kablar, se Figur 12.

Brons förstyrningsbalk kan utformas i många varianter såsom platta, balk eller lådbalk. Den byggs ofta i betong men även stål och samverkan kan förekomma. Förstyrningsbalkarna kan byggas slanka i relation till brons spännvidd då lasterna huvudsakligen tas upp av kablarna och pylonerna (Vägverket, 1996). Detta resulterar i relativt kraftiga element jämfört med den slanka balken.

Brons pylonerna utförs ofta i betong och deras approximativa höjd är 10 % av huvudspannets längd (Vägverket, 1996).

Kablarna utformas vanligen i stål och kan i sin tur delas upp i huvudkablar och vertikala hängare. Huvudkablarna löper mellan förankringarna vid brofästena via pylontopparna medan hängarna vertikalt förbinder förstyrningsbalken med huvudkabeln. Värt att poängtera är att huvudkablarna måste förankras i antingen berg eller i ett förankringsblock (Vägverket, 1996).

På grund av de stora spann på över 500 m som hängbroar lämpar sig överbrygga (Vägverket, 1996), blir broarna stora i längd- och höjdded. Detta innebär att egentyngden blir en ansevärd last för bron samt att vindlasterna blir betydande (Vägverket, 2008).

4.4.2 Snedkabelbro

Det finns likheter mellan hängbroar och snedkabelbroar. De består av samma sorts huvudkonstruktionsdelar: pyloner, förstyrningsbalk och uppspända kablar. Broarna upprättas på lite olika sätt men med liknande materialval (Vägverket, 1996), se Figur 13.

Snedkabelbroarnas dimensioner är dock inte lika stora som de för hängbroar (Vägverket, 1996). Spännvidderna ligger normalt mellan 100-500 m. De utformas ofta i tre spann där längden på sidospannen är 30-40 % utav huvudspannets längd. Pylonernas höjd är vanligen 20-25 % utav huvudspannets längd. Däremot blir snedkabelbroar tillräckligt stora för att egentyngd och vindlast, liksom för hängbroar, ska bli påtagliga (Vägverket, 1996).

Kablarnas förankring till pylonerna arrangeras i huvudsak i tre olika system, sett ur elevation (Vägverket, 1996). Det mest optimala systemet är att använda så kallad solfjäderformen där kablarna förankras nära pylontopp. Detta skapar dock ett problem då alla kablar ska kopplas in på samma plats. Därför kan istället halv solfjäderform användas där kablarnas förankring sprids ut något mer på pylonen. Den sista arrangeringen är där kablarna fördelas jämnt över pylonen och skapar en harpliknande

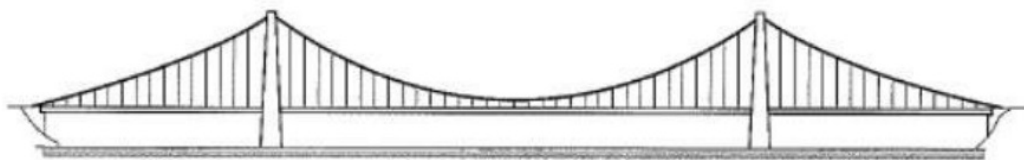
¹ Mario Plos (Docent, Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola). Föreläsning om allmän brokunskap den 7 februari 2014.

form. För detta krävs dock tjockare kablar samt att större tryckkraft i förstärkningsbalk och större moment i pylonen kan hanteras jämfört med de andra systemen. Denna utformning kan däremot anses mer estetisk tilltalande.

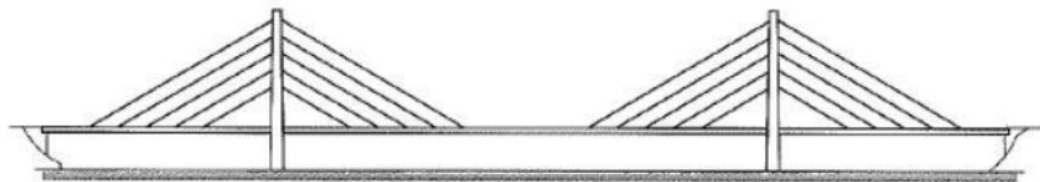
Förstärkningsbalken bärs oftast i två kabelplan där kablarna sitter längs förstärkningsbalkarnas kanter. Vid mindre spännvidder kan snedkabelbroar bära förstärkningsbalken i endast ett kabelplan som då går i brons centrumlinje (Vägverket, 1996).

4.4.3 Hur hängverkansbroar bär laster

Hängverkansbroar bär upp laster med hjälp av kablar och pyloner. Kablarna tar upp dragkrafter från broplattan för att sedan föra dessa vidare till pylonerna som genom tryck för ner lasterna till grunden¹. Fördelen med detta är att stål är bra på att ta upp dragkrafter och pylonerna som oftast är gjorda av betong kan byggas för att klara avsevärda tryckkrafter, vilket gör att broarna kan konstrueras för att överbygga stora spann.



Figur 12 Hängbro med två pyloner (Ahlberg, 2001).



Figur 13 Snedkabelbro med två pyloner (Ahlberg, 2001).

¹ Mario Plos (Docent, Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola). Föreläsning om allmän brokunskap den 7 februari 2014.

5 Allmänt underhåll och underhållskrav

Broar ska utformas på ett sådant sätt att inspektioner och underhåll kan utföras utan svårighet på samtliga av brons konstruktionsdelar (Trafikverket, 2011c). Detta kapitel berör nödvändiga inspektioner, allmänt underhåll, underhåll av detaljer samt materialspecifikt underhåll, för broar i Sverige.

5.1 Nödvändiga broinspektioner

Broar ska inspekteras regelbundet för att garantera brons säkerhet och framkomlighet. Följande inspektioner genomförs och ger underlag för underhållsarbete:

- Fortlöpande inspektioner
- Översiktliga inspektioner
- Huvudinspektioner
- Allmänna inspektioner
- Särskilda inspektioner

Fortlöpande inspektion innefattar granskning av översida platta/bro samt anslutningar och utförs av en underhållsentreprenör (Vägverket, 2014).

Översiktlig inspektion utförs för att garantera att underhållsentreprenören uppfyller krav på inspektion och sker minst en gång per år (Vägverket, 2014).

Huvudinspektion syftar i att upptäcka och bedöma de brister som inom en tio årsperiod kan påverka konstruktionens funktion eller trafiksäkerhet (Vägverket, 2014). I samband med inspektionen utreds vad följden blir om brister inte åtgärdas omgående och hur eventuell förvaltningskostnad påverkas. Brister innefattar sprickbildning, kloridhalter, karbonatisering i betong, korrosion på armering och sprickor i stålkonstruktioner. En handnära inspektion av samtliga av brons konstruktionsdelar sker med ett intervall på sex år.

Allmän inspektion ger en bedömning av de skador som upptäckte men inte åtgärdades vid huvudinspektionen (Vägverket, 2014). Den ska utföras med maximalt ett 3 års intervall, inkluderat huvudinspektionen.

Särskild inspektion syftar till att kontrollera konstaterade eller förmodade brister och utförs vid behov, exempelvis inspekteras stumsvetsar och svetsar i flänsplåtar (Vägverket, 2014).

5.2 Nödvändigt brounderhåll

Vid underhåll av broar är det viktigt att tänka långsiktigt. Förebyggande brounderhåll innebär att bland annat hålla ytor av stål och betong till 95 % rena från för ögat synliga föroreningar, bekämpningsmedel och klorider (Trafikverket, 2012b). Broar tvättas regelbundet för att ta bort salter från betong och stålkonstruktionerna. Var 6-10 år impregneras även materialet för att ytterligare skydda mot det skadliga saltet. Kontroll utförs för att bekräfta att sprickor i brobeläggningen inte överstiger 3 mm för asfalt med bundet bärlager, 1 mm för gjutasfalten och 0.5 mm för betongplattan (Trafikverket, 2012b).

Allmänt underhåll av bron innefattar bland annat ommålning av trä och stålytor, reparation av sliten vägbeläggning (Svenskt Trä, 2014c) samt att betong skyddas mot vattenintrång och eventuell framtida frostsprängning (Vägverket, 2010). Vad gäller

brobaneplattor av trä får slitplank inte vara lösa och spikar inte sticka upp mer än 2 mm (Trafikverket, 2012b).

En kritisk punkt för brokonstruktionen är vattenansamling och därför bör avrinning beaktas för att undvika fuktskador (Trafikverket, 2011c). Detta gäller samtliga material. Vatten får inte bli stående på horisontala ytor och inte heller rinna längs vertikala ytor. Droppnäsor ska även utformas (Trafikverket, 2011c).

Vid ombyggnad av bron i form av breddning, där breddningen är större än 3 m, ska samma laster och kombinationsfaktorer som vid nybyggnad appliceras (Trafikverket, 2011c).

5.3 Detaljunderhåll

Brodetaljer kommer behöva underhållas och i flertal fall bytas ut under brons livslängd. Exempel på dessa detaljer är lager, fogar, dräneringssystem, kantbalk och räcken.

Lager ska utan svårighet kunna inspekteras och underhållas från alla vinklar. Under- och överbyggnad ska byggas så att överbyggnaden kan lyftas vid lagerbyte (Trafikverket, 2011c). Otäta fogar kan leda till skador på lager och lagerpallar. Framförallt korrosion och frostsprängning, till följd av kloridintrång, är ett problem (Fredén & Olsson, 2012).

Övergångskonstruktionen, exempelvis fogar, överbryggar öppningar i överbyggnaden. Fogar utsätts för stora påfrestningar från trafiken och måste därför kontinuerligt rengöras och inspekteras. En skadad fog kan ge upphov till omfattande och kostsamma reparationsarbeten på underliggande konstruktioner (Fredén & Olsson, 2012). Övergångskonstruktioner och fogar utformas så att eventuella gummielement kan bytas (Vägverket, 2004).

Dräneringssystem leder bort vatten från brobanan via brunnar och ledningar för att skydda underliggande konstruktioner samt förhindra ansamling av vatten på bron (Fredén & Olsson, 2012). Ytavlopp och grundavlopp ska inspekteras för att försäkra flöde (Vägverket, 1998).

Kantbalken är fritt exponerad för klorid- och frostangrepp vilket gör den mycket utsatt. Skyddsimpregnering är en viktig åtgärd för att minimera effekten av den här typen av angrepp (Fredén & Olsson, 2012).

Räcken är vanligen förzinkade vilket innebär god beständighet mot korrosion. Rostangrepp på räcken är annars framförallt estetiska problem, inte funktionella. Kritiskt är dock själva infästningen mellan räcke och kantbalk och ett dåligt utförande kan medföra skador på kantbalken (Fredén & Olsson, 2012).

5.4 Materialspecifikt underhåll samt reparationer

Under brons livstid ska underhållsarbeten utföras. Typen av underhåll och reparation beror till största del av brons konstruktionsmaterial.

5.4.1 Underhåll av armerad betong

För armerad betong är det till stor del armeringen som är det kritiska i konstruktionen och betongen verkar för att skydda armeringen från korrosion (Khan, 2010). Vid broinspektioner kontrolleras därför de faktorer som kan påverka stålets korrosion, såsom betongens porositet, skillnader i pH-värde och kloridhalter.

Saltlastad avrinning tar sig ofta in i otäta fogar i betongen så att kloridmättnad uppnås, vilket medför att armering börjar rosta. Det är därför viktigt att sprickors storlek i betong kontrolleras och begränsas (Zhao & Tonias, 2012). Vid användning av förspänd betong minskas sprickorna i betongen vilket leder till att det är mindre risk för att föroreningar tar sig in och påverkar betong eller armering (Zhao & Tonias, 2012).

Ett vanligt underhåll för betongen är att när dålig eller skadad betong uppträder så avlägsnas den för att ersättas med ny betong, murbruk eller dylik (Khan, 2010).

Korrosion i spännstålet kan leda till att förspänningsegenskaper går förlorade i stålet, vilket senare kan leda till brott i konstruktionen. För att undvika detta kan spännstålet efterspännas och därmed minskar förspänningsförlusterna, vilket också minskar sprickbildning i betong där föroreningar tar sig in (Khan, 2010). Efterspänning hjälper även för att undvika att ändblock spricker.

Armering i betong är svår att inspektera visuellt då denna inte är synlig och istället undersöks konstruktionen som helhet (Zhao & Tonias, 2012). Detta innefattar sprickbildning i betong, om våta fläckar uppträder, överdriven nedböjning av konstruktionen, närvaro av saltutslag, skalning, spjälkning och höjning av konstruktionen. Finns det tecken på att spännstålet har börjat rosta så bör stålet exponeras för närmare inspektion, vilket möjliggörs genom att hål borrar i betongen (Zhao & Tonias, 2012). Om hålet sedan inte tätas ordentligt kan detta dock skada konstruktionen. Det är även möjligt att röntga betongen för att försöka avgöra om armering är skadad.

5.4.2 Underhåll av stål

Det farligaste och det som stål är mest känsligt för är korrosion. Korrosion i stål kan undvikas genom kemiska tillsatser eller skyddsbeläggningar (Zhao & Tonias, 2012), vanligast är att det exponerade stålet målas med rostskydd (Trafikverket, 2011a). En bra skyddsbeläggning på stålet både ökar brons livslängd och minskar brons underhållskostnad. Även katodiskt skydd används för att skydda exponerat stål (Zhao & Tonias, 2012).

5.4.3 Underhåll av trä

En träbro underhålls för att garantera den bärande kapaciteten. Som första åtgärd vid nedsatt hållfasthet är att spänna dragband eller på något vis förstärka konstruktionen, men om kapaciteten har reducerats med så mycket som 50 % bör aktuell brodel bytas ut (Park, 1984).

Skador på träet, exempelvis fuktskador, medför behov av underhåll. Vid kortare brospann med höga spänningar kan det vara enklare att byta ut hela brodelar, men för längre spann kan det bli mer ekonomiskt att enbart reparera det skadade området (Park, 1984). Om byte och reparation av skadad del är för komplex och dyr är förstärkning ett alternativ. Den skadade delen behålls på sin plats och en förstärkning placeras i anslutning till denna (Park, 1984).

Trävirkets känslighet för fukt gör att dess möjlighet att torka bör garanteras. Fuktkvoten i trä bör hållas på en nivå så röta inte inträffar och funktionen upprätthålls (Trafikverket, 2011c). Den skyddande plåt som installeras på bron ska alltid fylla sin funktion och bytas ut vid behov. I Sverige används inte impregnerat virke som fuktskydd utom vid svårtutbytbara brodelar som riskerar en högre fuktkvot (Svenskt Trä, 2014f).

6 Val av lämpliga brokoncept

Baserat på förutsättningar kring Hössnamotet, se kapitel 2, och aktuella begränsningar har olika brotyper och konstruktionsmaterial granskats för att ta fram lämpliga brokoncept. De resulterande koncepten ska uppfylla sin funktion, vara ekonomiskt hållbara, ha goda underhålls- och reparationsmöjligheter samt visa goda förutsättningar för återvinning.

6.1 Identifiering av icke-relevanta brotyper och material

Vissa av tidigare beskrivna brotyper och material kan anses mindre lämpliga för platsen. Här listas, i vänster kolumn, de broar och material som i ett första skede valts bort och i höger kolumn beskrivs varför.

Fackverksbro	Har en hög produktionskostnad och uppförs numera inte som permanent bro för vägtrafik och kommer därför inte granskas vidare.
Hängbro	Är lämpliga för spann större än 500 m och är därför inte aktuell för Hössnamotet.
Valvbro	Är dyr vid nybyggnation och kräver mer material än bågbroar, vilket gör att valvbroar väljs bort.
Bågbro	Kan utföras på olika sätt, alternativet med underliggande båge väljs bort på grund av platsbegränsningar med krav på fri höjd. Överliggande båge kräver grundläggning direkt på berg vilket gör att den väljs bort i förmån för en langerbalk.
Rambro	Konstruktionshöjden är cirka 3,5-5 % av längden vilket medför att bron inte kommer klara kravet på fri höjd i ett spann. Vid flera spann är det rent tekniskt och ekonomiskt sett bättre med en kontinuerlig balkbro.
Snedkabelbro	Är lämplig för spännvidder mellan 100-500 m. Då aktuellt spännviddsintervall är mindre än 100 m kommer inte hängverkan att utnyttjas effektivt och en balkbro av betong blir därmed ett lämpligare alternativ. Den korta spännvidden resulterar dessutom i att förankring av kablar sker bakom brobanan och stör då linjeföringen av på- och avfarter. Tillsammans gör dessa argument att snedkabelbron väljs bort.
FRP	Fibre reinforced polymers, anses olämpligt då långtidsbeteendet för materialet inte är verifierat vilket leder till att det finns få riktlinjer och normer att följa för materialet.

6.2 Identifiering och definiering av lämpliga brokoncept

Efter att de icke-relevanta brotyperna och brobyggnadsmaterialen identifierats har mer aktuella alternativ kunnat utredas. Detta resulterar i att fem lämpliga koncept kunnat definieras:

- Langerbalksbro i trä
- Samverkansbro med mittstöd
- Samverkansbro med två mellanstöd
- Betongbro med mittstöd
- Betongbro med sneda stöd

Nedan följer en redogörelse för hur dessa koncept har framarbetats och hur vald utformning och preliminär stödsättning kunnat motiveras.

6.2.1 Langerbalksbrokoncept

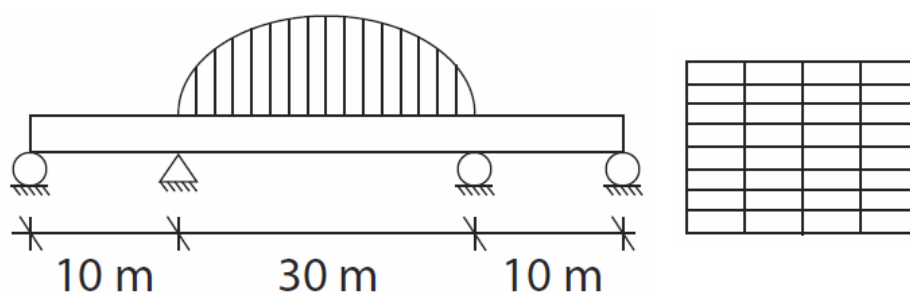
Langerbalksbroar konstrueras vanligen med en båge av stål eller betong samt en brobana av betong. Ett annat alternativ är att både båge och brobana konstrueras utav trä.

Konstrueras bågen i stål kan den bli komplex att bygga. Stödkonstruktionen kan bli avancerad, elementen tunga och geometrin specifik med begränsad felmarginal.

Att konstruera bron med en båge av betong och vertikala stänger i stål, som fästs i brobanan, är ett dyrt alternativ vid korta spännvidder. Detta har lett till att denna typ av langerbalksbro, vid spännvidder mindre än 60 m, numera är utkonkurrerad vid nybyggnation av spännbetong- och stålbroar.

Alternativet med trä kan således bli ett mer ekonomiskt hållbart val och har även fördelen att vara ett mer klimatsmart alternativ. Den aktuella dimensionerande spännvidden, beroende av stödplacering, är mellan 25 och 50 m. Dessa förutsättningar ger att en lämplig modell av langerbalksbro är en förspänd broplatta som kompletteras med ett primärbärverk i form av en överliggande båge (Martinsons, 2014a), se Figur 14. För att klara konstruktionshöjden placeras stöden så huvudspannet blir 30 m.

Det första konceptet att arbeta vidare med är en langerbalksbro av trä.



Figur 14 Langerbalksbro och tvärsnitt.

6.2.2 Balk- och plattbrokoncept

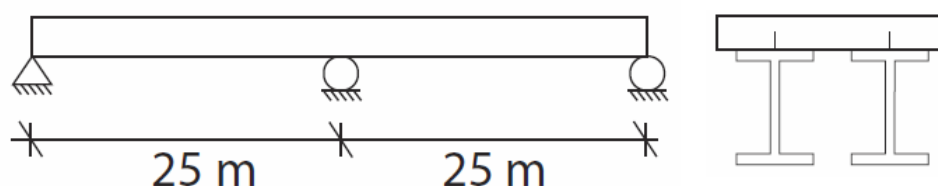
Bron över Hössnamotet är 10,5 m bred vilket medför att det vid konstruktion med två balkar är möjligt att klassa bron som både platt- eller balkbro, se kapitel 4.1.2. Brotyperna kan konstrueras helt i betong eller som samverkansbro, där båda alternativen har egenskaper som passar för platsen.

6.2.2.1 Samverkansbrokoncept

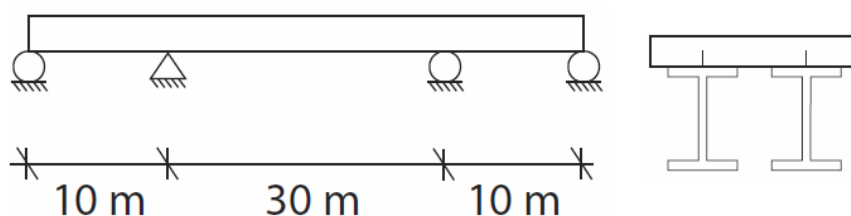
En fördel med samverkansbron är att den konstrueras av två material, stål och betong, och då stål har hög hållfasthet, se kapitel 3, kan materialåtgången begränsas jämfört om bron utformats enbart i betong.

Däremot skulle konstruktionshöjden för en samverkansbro kunna bli för stor vid ett spann på 50 m. Balkhöjden ligger vanligtvis på 4-5 % av huvudspannet och därför blir de stödplaceringar som är aktuella att studera; ett mittstöd eller två mellanstöd. Vid alternativet med mittstöd skapas två spann på 25 m vardera, se Figur 15, och vid alternativet med två mellanstöd skapas ett huvudspann på 30 m med sidospänn på 10 m, se Figur 16.

De två koncept som arbetas vidare med är en samverkansbro med mittstöd och en samverkansbro med två mellanstöd.



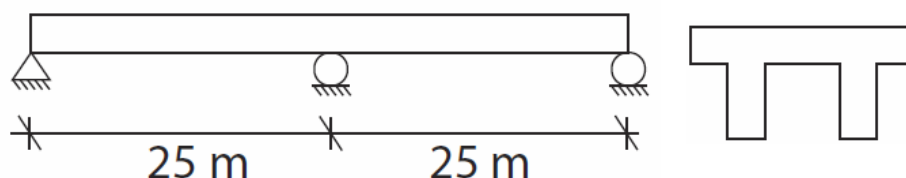
Figur 15 Samverkansbro med mittstöd och tvärsnitt.



Figur 16 Samverkansbro med två mellanstöd och tvärsnitt.

6.2.2.2 Betongbrokoncept

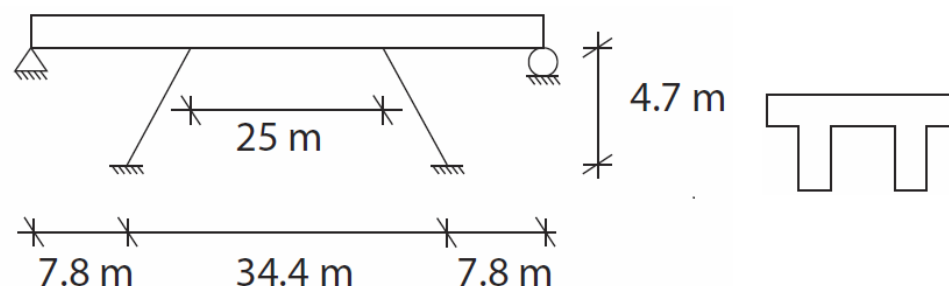
Minsta möjliga spann för denna konstruktion, med hänsyn till underliggande väg 40, är 23,5 m. En betongbalkbro med slakarmerad betong och ett spann på 23,5 m kräver en konstruktionshöjd på omkring 2 m, vilket för Hössnamotet inte är genomförbart med tanke på krav på fri höjd. Spännarmerade betongbroar kan utformas med mindre höjd och ett lämpligt alternativ är att placera ett stöd i mitten vilket skapar två spann på 25 m vardera, se Figur 17.



Figur 17 Betongbalkbro med mittstöd och tvärsnitt.

Ett annat möjligt alternativ är två stöd som skapar ett huvudspann på 30 m och sidospänn på 10 m. Grundläggning av två stöd är dyrare än ett varför två raka stöd inte är fördelaktigt. Däremot kan det vara motiverat med två stöd om stöden istället byggs lutande, så kallad snedbening, vilket kan både öka estetiken och minska påkörningsrisken. Vid detta alternativ vinklas stöden med 45 grader vilket ger spannlängder enligt Figur 18.

De två sista koncept som arbetas vidare med är en betongbalkbro med ett mittstöd och en betongbalkbro med snedbening.



Figur 18 Betongbalkbro med snedbening och tvärsnitt.

6.3 Produktionsaspekter för lämpliga brokoncept

Produktionen för de fem lämpliga koncepten skiljer sig åt och nedan redogörs för de olika produktionsmetoderna, där skillnader i stödplacering inte tas hänsyn till.

6.3.1 Langerbalksbroar – möjlighet till snabb montering

En Langerbalksbro av trä kan med fördel prefabriceras direkt i fabrik och sedan monteras på plats, detta gäller både för bågen och för broplatta. Därmed minskar behovet av temporära stödkonstruktioner under byggtiden. De konstruktioner som ändå behövs är kranar och eventuella ställningar vid montering av bron.

En lämplig produktionsgång är att först utföra formning, armering och gjutning av bottenplattor och av skivstöd och landfästen parallellt. Därefter transporteras den prefabricerade bron och monteras på plats.

6.3.2 Samverkansbroar – prefabricerat stål och platsgjuten betong

Stålbalkarna till samverkansbroar prefabriceras som färdiga element med två huvudbalkar, tvärbalkar och med färdig studs på ovanflänsen. När bottenplattor, landfästen och skivstöd formats, armerats och gjutits monteras balkarna ihop och lyfts på plats med hjälp av två kranar.

Efter att balkarna är färdigmonterade kan formställningar för brobanan monteras direkt på dessa för att minimera mängden temporärkonstruktioner vid betonggjutning därefter sker formning, armering och gjutning av broplattan.

6.3.3 Betongbroar – platsgjutning eller prefabricering

Rena betongbroar kräver temporära konstruktioner vid gjutningen såsom gjutformar och temporära ställningar. Ett alternativ är att använda vissa prefabricerade detaljer men då behövs ytterligare kranar för att lyfta dessa detaljer på plats.

En lämplig produktionsmetod för valda betongbroar är att gjuta på plats. Första steget är formning, armering och gjutning av bottenplattor. Därefter av skivstöd och landfästen parallellt. Slutligen formning, armering och gjutning av brobana.

7 Framtagning av slutgiltigt brokoncept

För att definiera det slutgiltiga brokoncept för Hössnamotet har de fem framtagna koncepten, se kapitel 6.2, jämförts med varandra utifrån metoden Conceptual Design. I detta kapitel beskrivs hur utvärderingskriterierna har formulerats och sedan viktats för att ge en prioriteringsordning där resultatet är ett slutgiltigt brokoncept.

7.1 Utvärderingskriterier

Platsspecifika kriterier har formulerats utifrån önskvärda egenskaper hos det slutgiltiga brokonceptet, se Tabell 2.

Tabell 2 Utvärderingskriterier med förklaringar.

Estetik	Konstruktionen ska ha ett snyggt utförande och vara estetiskt tilltalande.
Säkerhet	Säkerheten ska vara hög med fokus på bron efter färdigställande. Påkörningsrisken ska inte vara för stor.
Byggtid	Tiden det tar att bygga bron ska vara så kort som möjligt. Detta beror produktion, materialval och utförande.
Inspektion	Under brons livslängd ska inspektioner kunna utföras enkelt och ekonomiskt.
Reparation	Under brons livslängd ska reparationer kunna utföras enkelt och ekonomiskt. Avser inte byte av bärande konstruktioner, som förutsätts hålla under hela livslängden.
Kostnad	Den totala livscykelkostnaden ska hållas nere. Detta inkluderar material-, produktion, transport- och underhållskostnader.
Produktion	Konstruktionen ska produceras på ett okomplicerat sätt.
Lokalt material	Materialet som används önskas vara närproducerat utifrån hållbarhetsaspekter.
Laster	Konstruktionen ska byggas så att tillkommande laster blir minimala. Dessa tillkommande laster är exempelvis vindlaster och egentyngd.
Arbetsmiljö	Säkerheten för arbetare och personer som vistas på arbetsplatsen ska vara så hög som möjligt.
Återvinning	Konstruktionen ska efter livslängd mer eller mindre kunna återvinnas. Detta berörs av materialval och eventuell samverkan mellan olika material.

7.2 Viktning av utvärderingskriterier

För att kunna jämföra de framtagna kriterierna har en viktning genomförts, kriterierna sinsemellan, och en prioriteringsordning har i och med detta bestämts.

Viktningen grundas på de egenskaper hos bron som anses viktigast, se Figur 19. Exempelvis anses det viktigare att bygga bron så att den är säker jämfört med övriga kriterier och därmed får säkerhet högsta rank. Att däremot bygga för att undvika tillskottslaster bedöms mindre viktig jämfört med övriga kriterier och därmed får laster lägsta rank.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Σ	rank	faktor
1. Estetik	0	-	-	-	-	-	+	+	+	-	-	3	8	7 %
2. Säkerhet	+	0	+	+	+	+	+	+	+	+	+	10	1	18 %
3. Byggtid	+	-	0	-	-	-	+	+	+	-	-	4	7	8 %
4. Inspektion	+	-	+	0	+	+	+	+	+	-	+	8	2	16 %
5. Reparation	+	-	+	-	0	+	+	+	+	+	+	8	2	16 %
6. Kostnad	+	-	+	-	-	0	+	+	+	-	-	5	5	11 %
7. Produktion	-	-	-	-	-	-	0	+	+	-	+	3	8	7 %
8. Lokalt material	-	-	-	-	-	-	-	0	+	-	-	1	10	3 %
9. Laster	-	-	-	-	-	-	-	-	0	-	-	0	11	2 %
10. Arbetsmiljö	+	-	+	+	-	+	+	+	+	0	+	8	2	16 %
11. Återvinning	+	-	+	-	-	+	-	+	+	-	0	5	5	11 %
	Σ											55	61	

Figur 19 Visar på viktning av utvärderingskriterier. Kriterierna jämförs radvis där + betyder att kriteriet i raden anses viktigare än det i kolumnen. - betyder att kriteriet i raden anses mindre viktigt än det i kolumnen och 0 att kriteriet inte kan jämföras med sig själv.

7.3 Kriteriebaserad jämförelse av brokoncept

Brokoncepten har jämförts baserat på hur väl de uppfyller de framtagna kriterierna. Det slutgiltiga konceptet är det som gruppen totalt sett anser uppfyller kriterierna bäst vilket synliggörs i en poängsättningsmatris. Nedan följer en jämförelse mellan de olika koncepten inom samma kriterium.

7.3.1 Estetik

Vyn av langerbalksbron är estetisk tilltalande från både väg 40 och väg 1721 och trä är ett material som anses vackert. Balkbroar kan anses mindre tilltalande för en bilist att se längs en transportsträcka men sneda stöd förbättrar upplevelsen märkbart.

7.3.2 Säkerhet

Två mellanstöd kan placeras med större avstånd från vägbanan än ett mittstöd, vilket minskar påkörningsrisken. Vid Hössnamotet medför två stöd inte någon försämring i

sikt för bilisterna då av- och påfarter inte ligger i närheten av motet. Trä- och samverkanskonstruktioner definieras som lätta konstruktioner vilket innebär större konsekvenser vid påkörning, men om påkörningsportaler byggs kan säkerheten öka. Dessutom, om portaler byggs, så får krav på konstruktionshöjd för en tung konstruktion användas trots att konstruktionen klassas som lätt.

7.3.3 Byggtid

Langerbalksbron kan prefabriceras, vilket ger en kort byggtid. Vad gäller samverkansbroar kan stålbalkarna prefabriceras medan stöd och broplatta gjuts på plats. Arbetstiden tros inte variera med två eller ett stöd. Betongbalkbron förväntas ta längre tid då hela bron kräver både byggnation av gjutform och gjutning på plats.

7.3.4 Inspektion

Det lager som träkonstruktioner kläs in i, för att skydda mot fukt och möjliggöra uttorkning, kan medföra svårigheter vid inspektion. Bågen hos langerbalken måste kunna kontrolleras för fuktangrepp vilket innebär att en krananordning krävs. Även hörn på konstruktionen måste granskas då det finns risk för fuktansamling i dessa.

I en samverkansbro är balkarna synliga vilket möjliggör en enkel inspektion. Ur inspektionssynpunkt går det inte att utgöra en skillnad mellan ett mittstöd och två mellanstöd, det samma gäller för betongbroar. Betongbroar har fullgod inspektionsmöjlighet men denna inspektion är något mer omfattande.

7.3.5 Reparation

En träbro har låga reparationskostnader. Den skyddande beklädnaden är enkelt att byta ut. Bärande element kan vara omständliga att byta, men den avsedda livslängden på 80 år innebär att elementen inte ska behöva bytas ut inom denna tid.

Stålbalkarna hos en samverkansbro kan enkelt underhållsmålas för att skydda mot rost om stålet är exponerat. Om rost ändå påträffas kan svetsning utföras utan större komplikationer.

Betong behöver inte vara dyrt att reparera, det kan dock bli omständligt.

7.3.6 Kostnad

Trä har en låg densitet vilket gör materialet billigt att transportera, även livscykelkostnaden är låg. Till inköpspris är trä dyrare än betong men är billigare att reparera. Stål är dyrt, men billigt att underhålla och reparera.

Två mellanstöd betyder oftast högre grundläggningskostnader och mer kostnader för reparationer, men i det aktuella fallet är grundläggningsförhållandena så pass goda att skillnaden inte anses väsentlig.

7.3.7 Produktion

Langerbalksbron av trä kan prefabriceras men det är komplicerat att producera och installera de aktuella elementen. Broplattan ska spännas och det blir dessutom flera skarvar.

Samverkansbrons stålbalkar kan prefabriceras och sedan kan en betongplatta gjas relativt enkelt. Dock kan armering ställa till problem då den kan vara krånglig att placera ut och bidra till svårigheter vid vibrering av betongen. Detta gäller även för hela betongbroar, där tillkommer också komplikationer med att producera sneda stöd.

7.3.8 Lokalt material

Betong finns nära till hands, bara i Ulricehamn finns flertalet leverantörer. Leverans av träelement kan exempelvis komma från Moelven Töreboda AB. Stål kan exempelvis levereras från SSAB i Luleå eller från Baltikum.

7.3.9 Laster

Is- och vindlaster tillkommer på langerbalksbrons båge. Detta koncept har dock låg egenvikt vilket ger bron en låg totallast.

Balkbroarna påverkas inte likvärt av vind- och islaster, dock har balkbroarna en större egentyngd. Betong har lägre densitet än stål men volymen av betongkonstruktionen blir avgörande och ger betongbalkbron en större egentyngd än samverkansbron.

7.3.10 Arbetsmiljö

Tillfälliga konstruktioner, såsom betongkonstruktioners gjutform, kan innebära en ökad risk för byggarbetarna.

De prefabricerade elementen till langerbalksbron har fler kritiska moment vid montering.

Spänning av limträbalkarna och efterspanning av armering är ett riskfyllt moment. (Arbetsmiljöverket, 2013)

Ett mittstöd kan innebära en försämrad arbetsmiljö under inspektion och reparation, men inte avsevärt jämfört med två mellanstöd.

7.3.11 Återvinning

Trä kan återanvändas och energiåtervinnas. Samverkansbrons stål kan materialåtervinnas och återanvändas. Betong kan enbart användas som krossmaterial.

7.3.12 Poängsättning av brokoncept

Samtliga brokoncept har poängsatts i hur väl de uppfyller kriterierna formulerade i Tabell 2. 1 poäng är otillfredsställande, 2 poäng är marginellt okej, 3 poäng är fullgod, 4 poäng är bra och 5 poäng är väldigt bra. Respektive kriteriums prioriteringsordning har multiplicerats in i slutpoängen, se Figur 20.

	Faktor	Langerbalk med limträ		Samverkan mittstöd		Samverkan 2 mellanstöd		Betong mittstöd		Betong snedbening	
		Betyg	Viktad	Betyg	Viktad	Betyg	Viktad	Betyg	Viktad	Betyg	Viktad
Estetik	7 %	4	0,26	2	0,13	2	0,13	2	0,13	4	0,26
Säkerhet	18 %	3	0,54	3	0,54	4	0,72	3	0,54	4	0,72
Byggtid	8 %	5	0,41	4	0,33	4	0,33	3	0,25	3	0,25
Inspektion	16 %	3	0,49	4	0,66	4	0,66	3	0,49	3	0,49
Reparation	16 %	4	0,66	5	0,82	5	0,82	4	0,66	4	0,66
Kostnad	11 %	4	0,46	4	0,46	3	0,34	4	0,46	3	0,34
Produktion	7 %	4	0,26	5	0,33	5	0,33	4	0,26	3	0,20
Lokalt material	3 %	4	0,13	5	0,16	5	0,16	4	0,13	3	0,10
Laster	2 %	4	0,07	4	0,07	4	0,07	3	0,05	3	0,05
Arbetsmiljö	16 %	3	0,49	4	0,66	4	0,66	3	0,49	3	0,49
Återvinning	11 %	5	0,57	4	0,46	4	0,46	3	0,34	3	0,34
		Σ	4,34	Σ	4,61	Σ	4,67	Σ	3,80	Σ	3,90

Figur 20 Illustrerar poängsättning av koncepten som tillsammans med viktningsfaktorerna ger ett viktat betyg som summeras till en totalsumma. Samverkansbro med två mellanstöd anses därmed mest lämplig.

Av studerade koncept utmärker sig de båda samverkanskoncepten med högre poäng. Den jämförelsevis lika poängen och det faktum att poängsättningen är en egen bedömning gör att en noggrannare granskning av koncepten utförts innan ett slutgiltigt koncept fastställts.

7.4 Granskning av samverkanskoncept -stödplacering

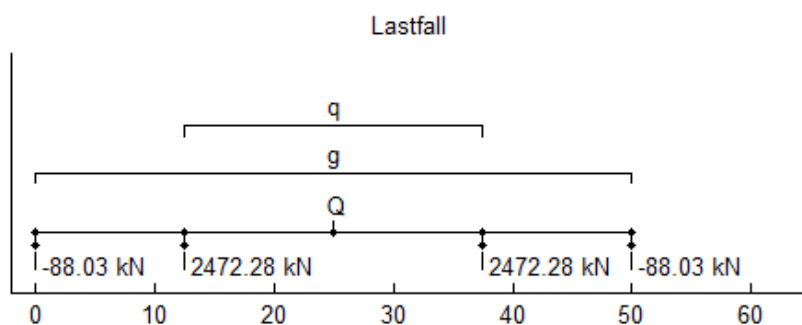
Den betydande skillnaden mellan koncepten är antal stöd och dess placering. Med två mellanstöd finns, vid korta sidospänn och påford dimensionerande trafiklast, risk för lyft vid ändstöd. Denna risk föreligger inte hos ett koncept med mittstöd.

Vid noggrann analys av landfästen beräknas teoretisk spännvidd till 50 m, se Bilaga D. Huvudspannet vid två mellanstöd kan begränsas till 25 m med hänsyn till total vägbredd hos väg 40. Sidospann bör utformas med en längd om cirka 60-70 % av huvudspannet för att minimera risk för lyft¹, vilket medför att sidospann bör vara minst 15 m.

Efter överslagsberäkningar har det fastställts att de tidigare föreslagna sidospannen om 10 m resulterar i lyft. För att åtgärda problemet krävs större sidospann, högre egenvikt eller en tilläggslast fördelat över sidospannen för att motverka negativ reaktionskraft.

Om stödplaceringen ändras så att huvudspannet för konceptet blir 25 m kan sidospannen förlängas till 12,5 m. Detta är den maximala längd på sidospann som detta koncept tillåter eftersom väg 40 kräver visst utrymme. Efter beräkning av dimensionerande trafiklast, se Bilaga E kapitel 4.2, och med denna placering av stöd erhålls fortfarande lyft, se Figur 21, varvid andra åtgärder krävs för att konceptet ska vara genomförbart.

En ökad egenvikt medför ökad konstruktionshöjd och att fördela en tilläggslast över sidospannen anses oekonomiskt. Dessa åtgärder bedöms därför som olämpliga, varvid konceptet med två mellanstöd avfärdas. Valt koncept är därmed en samverkansbro med mittstöd.



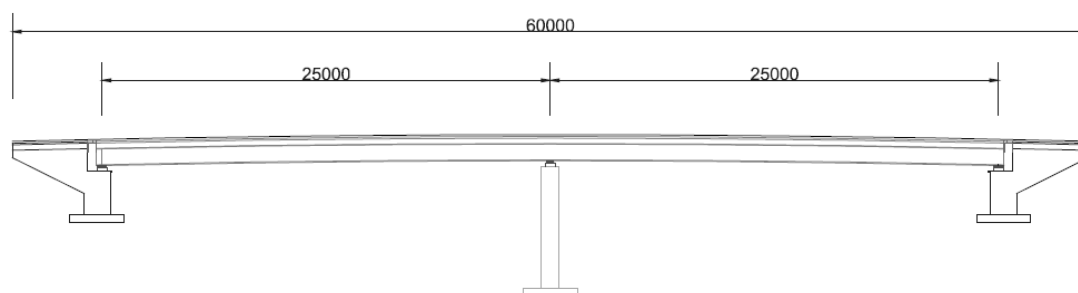
Figur 21 Stödreaktioner i kN för bro med 12,5 m sidospann och 25 m huvudspann. De negativa reaktionskrafterna vid ändstöden visar att lyft sker.

¹ Joosef Leppänen (Universitetslektor, Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola). Personlig kontakt den 6 mars 2014.

8 Slutgiltigt koncept – Samverkansbro med mittstöd

Det slutgiltiga koncept som har arbetats fram är en samverkansbro med mittstöd se Figur 22. Spännvidden för bron är 50 m fördelat på två spann. Bron klassas som balkbro och består av två I-balkar av stål som huvudbärverk med stabiliserande tvärbalkar. Själva broplattan består av betong med både tvär- och längsgående armering. Överbyggnaden vilar på ett mittstöd och två landfästen, båda av betong.

Nedan beskrivs detaljer mer ingående. Vidare beskrivs produktionsgången för konceptet och slutligen det konceptspecifika underhållet.



Figur 22 Elevationsvy av slutligt koncept komplett med mittstöd och landfästen.

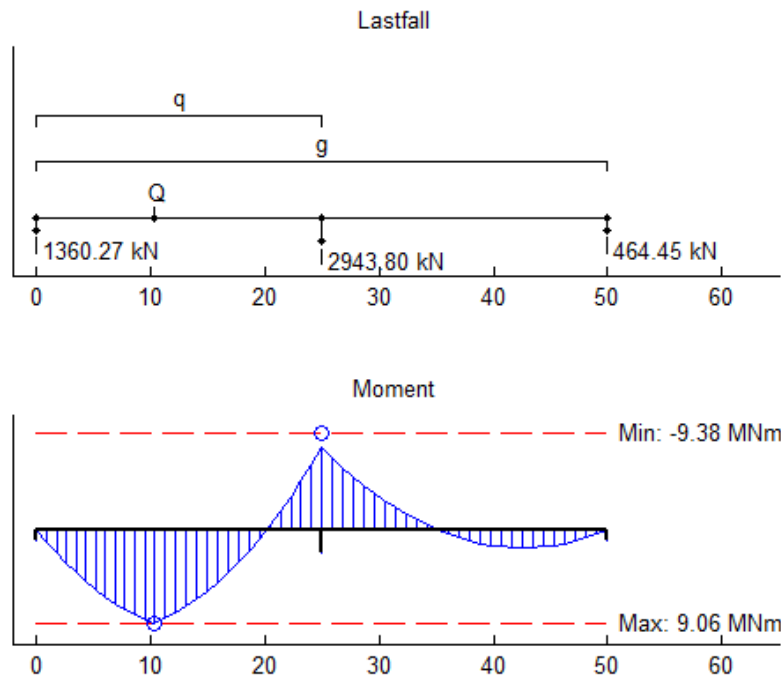
8.1 Utformning av slutgiltigt brokoncept

Här beskrivs de slutliga resultaten från gjorda beräkningar. Beräkningar har gjorts för överbyggnaden samt landfästen, där både brottgräns- och bruksgränstillstånd har kontrollerats.

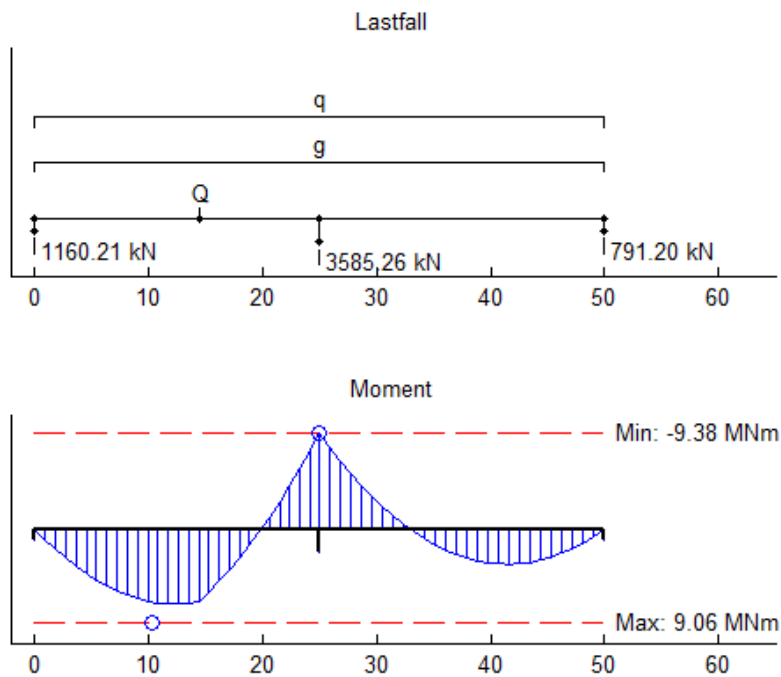
8.1.1 Framtagning av dimensionerande lastfall

Dimensionerande moment och tvärkraft har tagits fram både för längsgående laster samt tvärgående laster. I båda fallen har punkt- och utbredda trafiklaster bestämts för det mest ogynnsamma fallet för en I-balk. Utifrån dessa laster har moment- och tvärkraftsfördelning tagits fram i två fall; ett för värsta moment över stöd och ett för värsta moment i fält.

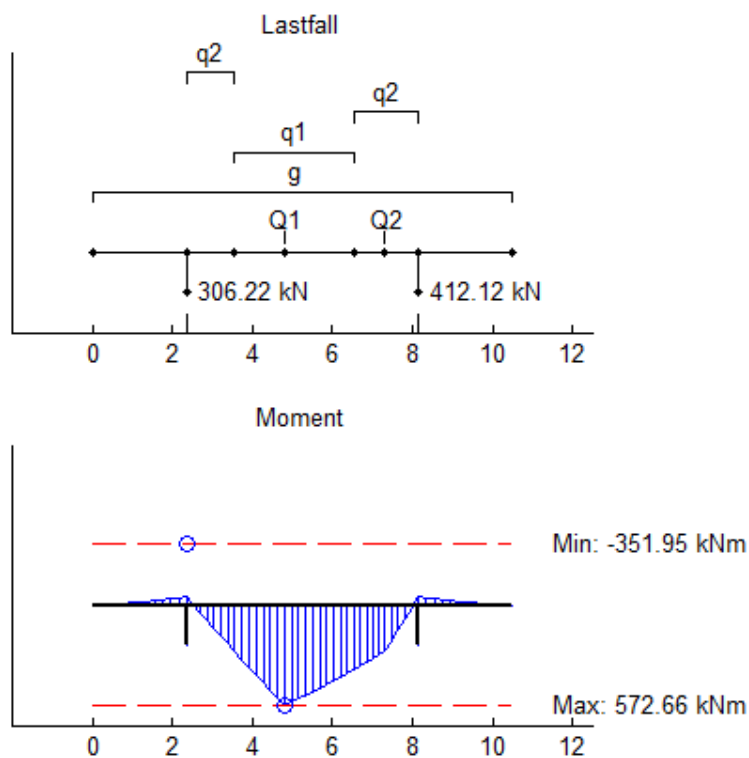
CALFEM-simuleringar har utförts för att kunna kontrollera alla tänkbara lastfall och hitta de mest ogynnsamma. Resultatet från dessa simuleringar sammanställs i Figur 23 och Figur 24 för längsled samt Figur 25 och Figur 26 för tvärlängd som visar för vilken lastplacering det största momentet uppstår i fält och över stöd. Den övre delen av figurerna visar lastplaceringen och stödreaktionskrafterna, den undre delen illustreras momentdiagrammet för denna lastplacering.



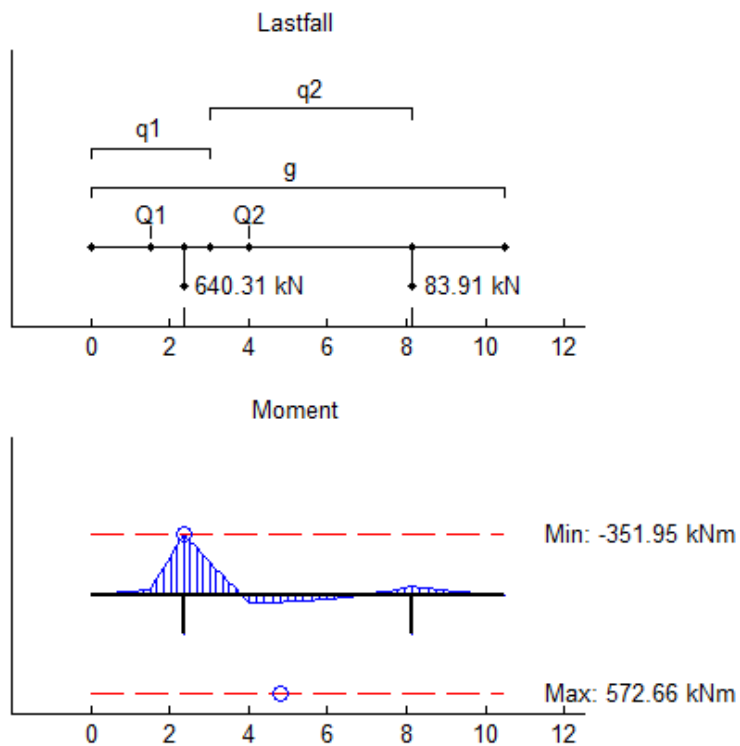
Figur 23 Längsled, maximalt fältmoment. Q motsvarar en trafiklast i punktform, g egentygngden av konstruktionen och q en utbredd trafiklast. Notera att den utbredda trafiklasten q enbart beräknas i ett fack eftersom den vore gynnsam vid utbredning över båda facken. Den blå cirkeln i nedre vänstra hörnet markerar det största momentet.



Figur 24 Längsled, maximalt stödmoment. I detta fall är en utbredd last över båda facken det mest ogynnsamma.



Figur 25 Tvärled, maximalt fältmoment. Q_1 och Q_2 är trafiklaster i punktform, g egentynghden på konstruktionen och q_1 och q_2 är utbredda trafiklaster.



Figur 26 Tvärled, maximalt stödmoment.

Cykel- och gångbanan dimensioneras för att klara samma trafiklaster som körfälten för att en framtida ökning av biltrafiken ska kunna tillgodoses.

8.1.2 Dimensionerande laster

I Tabell 3 och Tabell 4 listas alla dimensionerande laster för både längsled och tvärled.

Tabell 3 Dimensionerande laster i brottgränstillstånd.

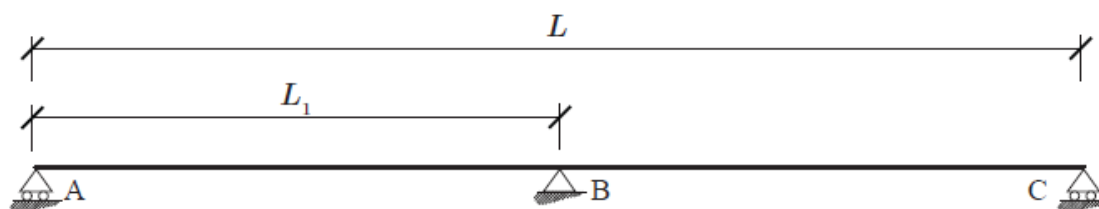
Brottgränstillstånd	Längsled	Tvärled
Tvärkraft	3,2 MN	220,4 kN
Moment (fält)	12,8 MNm	586,4 kNm
Moment (stöd)	-12,6 MNm	-366,0 kNm

Tabell 4 Dimensionerande laster i bruksgränstillstånd.

Bruksgränstillstånd		Kombination		
		Karakteristisk	Frekvent	Kvasipermanent
Längsled	Moment (fält)	9,1 MNm	6,8 MNm	2,8 MNm
	Moment (stöd)	-9,4 MNm	-7,4 MNm	-4,9 MNm
Tvärled	Moment (fält)	390,0 kNm	283,7 kNm	-3,4 kNm
	Moment (stöd)	-252,8 kNm	-194,6 kNm	-44,2 kNm

8.1.3 Brons bärförmåga - längsled

I längsled har bron modellerats som en fritt upplagd balk på ett mellanliggande stöd, se Figur 27.

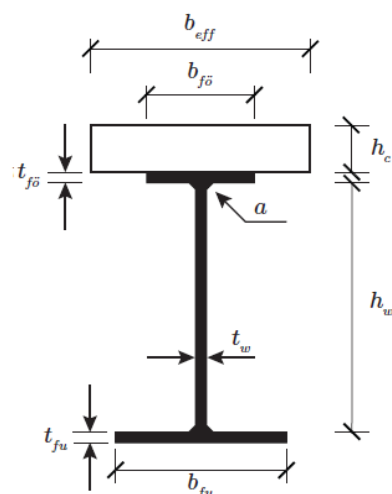


Figur 27 Modellen som använts för beräkningar i längsled. L är centrumavstånd mellan ändstöd och L_1 är teoretisk spännvidd för ett fack.

Tvärkrafter och momentkrafter i längsled tas upp av huvudbalkarna i samverkan med betongen. Det som behövs för att klara krafterna är huvudbalkar med dimensioner enligt Tabell 5.

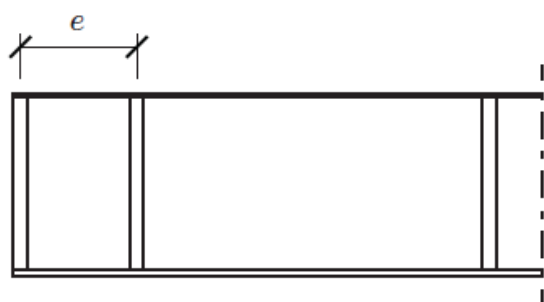
Tabell 5 Mått på I-balkens tvärsnitt.

Stålkvalitet	S420 N/NL
Tjocklek på överfläns	26 mm
Tjocklek på underfläns	50 mm
Tjocklek på livplåt	20 mm
Bredd på överfläns	400 mm
Bredd på underfläns	740 mm
Höjd på liv	880 mm
a-mått halssvets	17 mm



Figur 28 Balktvärsnittet med betong

För att förhindra att livplåten bucklar krävs det avstyvningsplåtar i ändarna av huvudbalkarna. Dessa plåtar är 700 mm höga och 4 mm tjocka och placeras ut med 500 mm cc-avstånd mellan dem, se Figur 29. Totalt kommer 8 plåtar fästas, 4 på respektive huvudbalk. Plåtarna fästs på utsidan av huvudbalkarna så att tvärbalkar kan monteras utan problem.



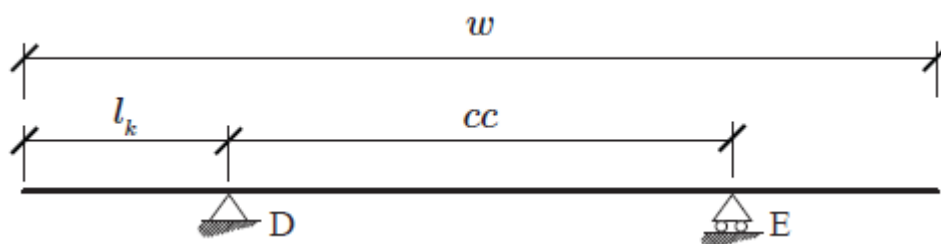
Figur 29 Visar avstyvningsplåtarnas placering där e är cc-avståndet.

Armering läggs in vid stöd där betongen är dragen. Den armering som läggs in i längsled är av typ B500B med en diameter på 16 mm. Det krävs två lager med 81 stänger i varje lager på den effektiva bredden. För exakta uträkningar, se Bilaga F kapitel 11 och för inläggningsstruktur, se Bilaga G.

8.1.4 Brons bärförmåga - tvärled

I tvärled har de två huvudbalkarna tolkats som stöd och tvärsnittet har modellerats som en fritt upplagt balk med två utkragande delar se Figur 30. De framräknade

krafterna som ligger till grund för armeringsinläggningen i tvärled kan ses i Tabell 3. För exakta uträkningar, se Bilaga F kapitel 12.



Figur 30 Modellen som använts för beräkningar i tvärled. w är den totala brobredden utan kantbalk, l_k är längden för utkragande del och cc är avståndet mellan huvudbalkar.

Det har visats tillräckligt att lägga in armeringsjärn av typ B500B, samtlig armering med 16mm i diameter. Över stöd läggs ett lager dragarmering i överkant in med 26 st. stänger per längsmeter. I fält läggs två lager in som dragarmering i underkant med 21 st. järn i varje samt 26 st. järn som tryckarmering i överkant. För att kunna fästa övrig armering kommer minst 4 st. järn löpa längs hela bron i underkant per längsmeter, se Bilaga G.

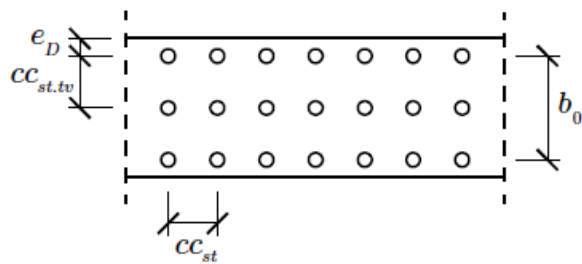
8.1.5 Utformning av studs

Studsens gör det möjligt att ta hand om de tvärkrafter som uppstår i längsled. Beräkningarna ger oss minsta dimensioner på studs enligt Tabell 6.

Tabell 6 Dimension på studs.

Skaftdiameter	24 mm
Skafthöjd	65 mm
Diameter skafthuvud	38 mm
Höjd skafthuvud	10 mm
Avstånd mellan studs i längsled (cc_{st})	142 mm
Avstånd mellan studs i tvärled ($cc_{st.tv}$)	150 mm
Kantavstånd (e_D)	50 mm

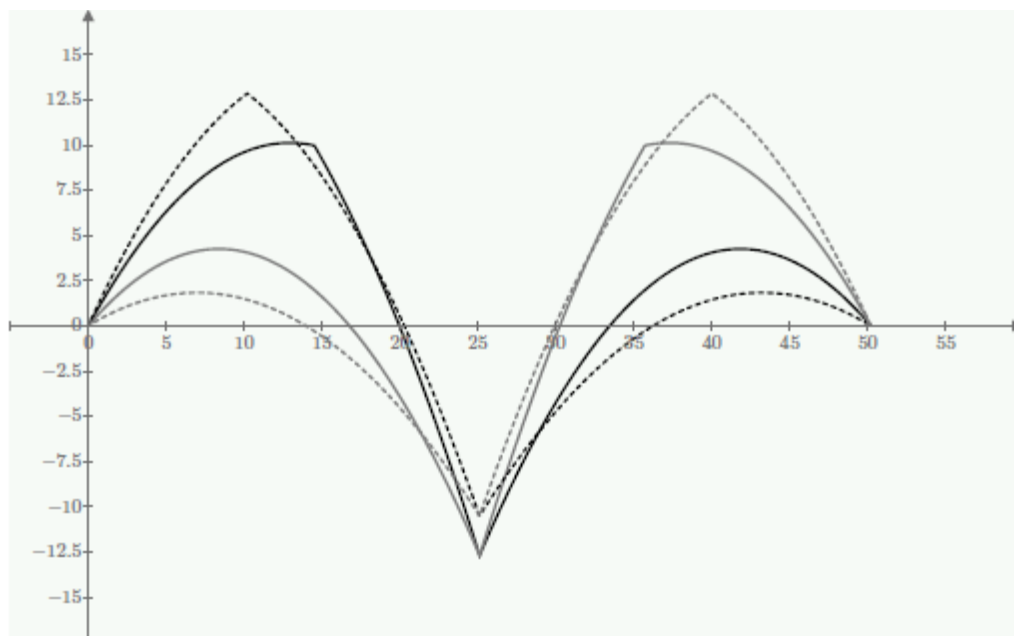
Studsens svetsas fast på huvudbalkarna i rader om 3, se Figur 31. I längsled uppfyller inte placeringen kraven på minst 144 mm mellan studs. En optimering av egentygden innebär en minskning av tvärkraft och avståndet mellan studs kommer då vara tillräcklig.



Figur 31 Studsens placering på båda huvudbalkarna. Här studeras en meterstrimma.

8.1.6 Kontroll av svets- och skruvförband

Båda huvudbalkarna skarvas på 2 ställen. Valet av skarvpunkt är den punkt där det största moment som kan uppstå är som minst, se Figur 32. Vid 18,4 m är snittmomentet 3,233 MNm och snittkraften 1,972 MN, se Bilaga E kapitel 9.



Figur 32 Momentkurvor för olika lastfall. Vid 18,4 m respektive 31,6 m återfinns det minsta momentet.

Förbandet har beräknats för att klara dessa krafter och utformningen listas i Tabell 7.

Tabell 7 Skarvplåtens dimension.

Stålkvalitet	S420 N/NL
Plåtbredd	0,7 m
Plåtlängd	4,075 m
Plåttjocklek	35 mm

2 m av plåten ligger på svetsdelen, 2,07 m på bultsidan och således 5 mm mellanrum mellan huvudbalken. Den svetsade delen av balken helsvetsas runt om med ett a-mått på 12 mm och den bultade delen bultas med 40 st. M24 bultar med en längd på 120 mm.

Dimensionerna på hela förbandet är stora och ett lämpligare alternativ är att stumsvetsa balkarna vid skarvarna. Eftersom svetsar, vid rätt utförande och efterbehandling, får en högre hållfasthet än stålmaterialiet på huvudbalkarna kan denna metod användas, för detta koncept, utan vidare beräkningar.

8.1.7 Utformning av landfästen

Vid broändan utformas landfästet som agerar övergångskonstruktion mellan mark och bro samt för att stödja upp konstruktionen vid dess ändar. Landfästena kommer bestå av frontmur och vingmurar, se Figur 33. Frontmuren har kontrollerats mot aktuella krav från Trafikverket och gällande Eurokoder. Vingmuren behandlas inte.

Frontmuren har kontrollerats utifrån det jordtryck som skapas från fyllnadsmaterial mot frontmur. Laster som kommer ner i frontmur via lager har försumrats då dessa skulle ge ökad kapacitet mot jordtryck på frontmuren.

Dimensionerande moment och tvärkraft utifrån jordtryck som frontmur har kontrolleras för framgång av Tabell 8.

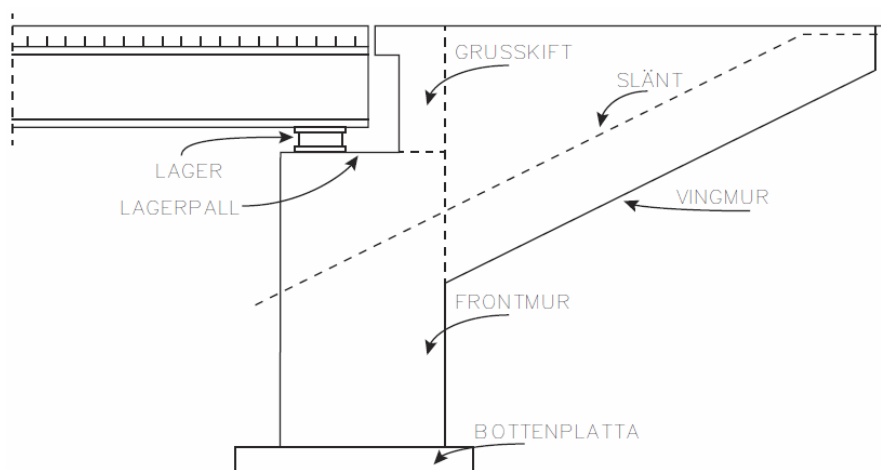
Tabell 8 Laster för beräkningar av landfästen.

Dimensionerande laster	Grusskift	Frontmur
Moment	152,4 kNm	1038 kNm
Tvärkraft	107,8 kN	324,4 kN

Dimensionerna har beräknats i Bilaga F kapitel 25 och sammanställs i Tabell 9.

Tabell 9 Utformning av landfästena.

Detalj	Utförande
Grusskift	Höjd 1,746 m, bredd 0,25 m.
Frontmur	Höjd 4,402 m, bredd 1,475 m.
Armering i grusskift	10 stänger/breddmeter samt tvärkraftsarmering med s-avstånd 125 mm.
Armering i frontmur	16 stänger/breddmeter samt tvärkraftsarmering med s-avstånd 125 mm.



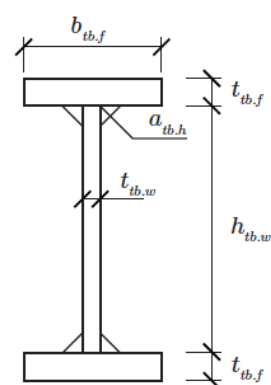
Figur 33 Principiellt landfäste med dess ingående delar.

8.1.8 Tvärbalkar med hänsyn till lagerbyte

Trafikverket har som krav att lagren ska bytas minst en gång under bron livslängd. Vid byte måste bron lyftas upp och lagren frigöras och därför svetsas tvärbalkar fast mellan huvudbalkarna, vid mittstöd och landfästen. Balkarna placeras så att balklivet sammanfaller med mittpunkten på lagren. Tvärbalkarna utformas för att klara trycket från lyftande domkraft vid lagerbyte, se Tabell 10, och kontrollberäkningar återfinns i Bilaga E kapitel 17.

Tabell 10 Dimensioner på tvärbalkar vid lager.

Stålkvalitet	S460 N/NL
Tjocklek på överfläns	45 mm
Tjocklek på underfläns	45 mm
Tjocklek på liv	35 mm
Bredd på överfläns	400 mm
Bredd på underfläns	400 mm
Höjd på liv	410 mm
a-mått halssvetsar (stumsvets)	26 mm



Figur 34 Tvärsnittet för tvärbalkar.

Mitt på tvärbalken, sett i längsled, behövs även en fördelningsplatta som kan fördela trycket från domkraften när bron väl ska lyftas. Denna platta har dimensionen 0,25

m*0,1 m. Tjockleken antas vid 25 mm vara tillräcklig. Plattan fästs inte permanent utan är något som måste tillhandahållas av personer som utför själva lyftet.

För att stabilisera konstruktionen vid själva byggfasen krävs även tvärbalkar mellan de kontrollberäknade lyfttvärbalkarna. Eftersom dessa tvärbalkar enbart behövs vid upplyftet under byggtiden samt för stöd innan betongplattan härdat kan dessa utformas i mindre dimensioner än tvärbalkarna vid lagren.

8.1.9 Betongens sprickbredd

Sprickbreddsberäkning har gjorts både i längsled och tvärled, för att få en ytliggare kontroll på att armeringsmängden i tvärsnittet är tillräckligt. Kravet på sprickbredd ges av brons tekniska livslängd och dess exponeringsklass och är då given till 0,2 mm, se Bilaga F kapitel 23.

Sprickbredden i längsled uppgår till 0,184 mm, se Bilaga F kapitel 23.

Sprickbredden i tvärled uppgår till 0,192 mm, se Bilaga F kapitel 23.

8.1.10 Kontroll av spänningar i konstruktionen

Spänningar i dragarmering, tryckt betong och stålprofilen får inte överskrida spänningskravens övre gränser och har därför kontrolleras i de värsta snitten i både längsled och tvärled. Armeringens spänning får inte överskrida 400 MPa, betongens spänning får inte överskrida 22,5 MPa för långtidslaster och stålprofilen bör inte överskrida flytspänningen på profilen som är 390 MPa, se Bilaga F kapitel 22.

Längsled: Dragarmering kontrolleras över stöd då det är där värsta snittet fås. Armeringen får då en största spänning på 251,4 MPa, se Bilaga F kapitel 22.

Längsled: Betongen kontrolleras enbart i fält då det är där den är tryckt. Betongen får då en största spänning på 4,3 MPa, se Bilaga F kapitel 22.

Längsled: Stålprofilen kontrolleras över stöd då det är där värsta snittet fås. Stålprofilen får då en största spänning på 315,2 MPa, se Bilaga F kapitel 22.

Tvärled: Drag- respektive tryckarmeringen kontrolleras i fält då det är där värsta snittet fås. Armeringen får då en största spänningen på 212,8 MPa respektive 285,3 MPa, se Bilaga F kapitel 22.

Tvärled: Betongen kontrolleras enbart kontrolleras i fält då det är där den är tryckt. Betongen får då en spänning på 16,7 MPa, se Bilaga F kapitel 22.

8.1.11 Överbyggnadens nedböjning

Kravet på nedböjning från Trafikverket är för denna bro 62,75 mm. Dock måste fria höjden mellan överbyggnaden och vägen minst vara 4,7 m vilket resulterat i ett lägre nedböjningskrav på 49 mm.

Beräkningar ger oss att nedböjningen ligger någonstans mellan 35,1 mm och 40,9 mm. Anledningen till att ett exakt svar inte erhållits är för att beräkningar gjorts med konstant böjstyvhet. Den lägre siffran svarar mot beräkningar gjorda med en icke uppsprucken betong, det vill säga betong stadium I. Den andra siffran svarar mot beräkningar utförda med ett helt uppsprucket betongtvärsnitt, det vill säga betong stadium II. Det verkliga fallet är att betongen kommer vara delvis uppsprucken och således kommer nedböjningen ligga någonstans inom framräknat intervall. Beräkningarna är därför på den säkra sidan och återfinns i Bilaga F kapitel 24.

8.2 Övriga detaljer för slutgiltigt brokoncept

Under detta kapitel listas utformning på de detaljer för konceptet som enbart grovt överslagsberäknats, men som ändå är av stor vikt för att konstruktionen ska fungera.

8.2.1 Bottenplattor för stöd och landfästen

Bottenplattor behövs under skivstöd samt vid landfästen. Laster förs ned från skivstöd och landfästen via bottenplattan ned till marken.

8.2.2 Utformning av skivstöd

Som mittstöd gjuts ett skivstöd. Utformas stödet med en bredd på 1,2 m, höjd på 6,6 m och en längd på 6,5 m kan det anses tillräckligt, både med hänsyn till tillgängligt utrymme och till hållfasthetskrav, se Bilaga H. Skivstödet placeras mellan vägbanorna på väg 40. Stor del av lasterna förs ned via detta skivstöd och resterande del via landfästena. Detta stöd är enligt ovan förslag överdimensionerat och torde vid eventuell olycka, exempelvis påkörning, ha gott om bärande kapacitet kvar.

8.2.3 Kantbalkar och broräcken

Kantbalkarna har antagits till 0,5 m*0,5 m och egenvikten från dessa har tagits med i beräkningar. Eftersom kantbalkarna i detta fall enbart finns till för infästning av vägräcken har inga beräkningar utförts på dessa. Vägräckena har inte heller kontrollberäknats men utformas enligt den tekniska beskrivningen, se Bilaga B.

8.2.4 Modell och placering av stödlager

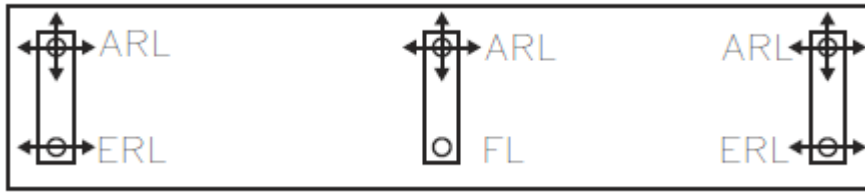
För att hantera horisontella laster som vind-, broms- och accelerationskrafter används ensidigt rörliga lager (ERL), allsidigt rörliga lager (ARL) och ett fasta lager (FL), se Figur 35.

Vindlasten antas påverka överbyggnaden minimalt och marginellt i mittstöd, landfästen och bottenplattan vilka antas vara tillräcklig dimensionerade för hantering av vind. För att bron inte ska kunna rotera runt det fasta lagret placeras två ensidigt rörliga lager vid landfästena, för att låsa bron.

Broms- och accelerationslaster verkar parallellt med körriktningen. Det fasta lagret vid mittstödet kommer ta upp dessa horisontella laster.

Storleken på lagren beror på vilken maximal last som förs ned från bron. Vid mittstöd uppgår denna last till 3,2 MN och vid landfästena är dimensionerande last 1,9 MN. Lager som klarar dessa laster är (Mageba Group, 2013):

- Två allsidigt rörliga lager modell Mageba TA 2.5 vid landfästen.
- Ett allsidigt rörligt lager modell Mageba TA 3.5 vid mittstöd.
- Två ensidigt rörliga lager modell Mageba TE 2.5a vid landfästen.
- Ett fast lager modell Mageba TF 3.5 vid mittstöd.

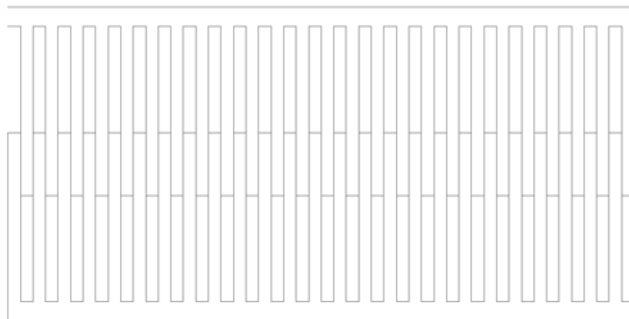


Figur 35 Lagertyper och placering. ARL = allsidigt rörligt lager, ERL = ensidigt rörligt lager, FL = fast lager

8.2.5 Övergångskonstruktion mellan landfäste och farbana

Med föreslagna lagertyper och placering tillåts bron att röra sig i vägens längsriktning, se Figur 35. Dessa rörelser uppstår huvudsakligen på grund av längdutvidgning vid temperaturvariationer. Därför behövs det någon form av övergångskonstruktion mellan landfästena och betongfarbanan som tillåter dessa rörelser. Öppningen på övergångskonstruktioner får inte vara för stor då det kan skapa obehag och skador på trafik som färdas på vägen. Sett i tvärled ska denna konstruktion vara lite längre än vad bron är bred för att förhindra att fukt kan samlas i själva brobanan.

En möjlig utformning av övergångskonstruktionen är en så kallad fingerkonstruktion. Den maximala temperaturutvidgningen av bron uppgår till 17 cm, se Bilaga I, varpå övergången dimensioneras för en rörelse på 17 cm. Nedan visas en skiss på hur övergången ska se ut, se Figur 36. Fingrarna är 2 cm breda och överlappar varandra med 10 cm för att inte obehag ska uppstå för varken fordons-, cykel- eller gångtrafik.



Figur 36 Del av övergångskonstruktionen med två fingerplåtar. Konstruktionen tillåts röra sig 17 cm.

8.2.6 Avrinning – plana och vertikala ytor

Det antas att broutformning samt bombering ger tillräcklig lutning för vattenavrinning. Detaljer för att samla upp och transportera bort vattnet till dagvattensystem ska utformas enligt den tekniska beskrivningen. Ett förslag är att gjuta in brunnar i kantbalken vid landlästena. Eftersom bron i verkligheten både kommer vara bomberad och med tvärfall kommer vattnet att rinna längs med vägkanten ned till dessa brunnar. Från dessa brunnar kan vattnet sedan ledas ner via stuprör till dikeskanterna.

8.2.7 Påkörningsportal – för att garantera fri höjd

En styv påkörningsportal monteras på lämpligt avstånd från bron, med fördel i kombination med vägskyltar. Denna konstruktion uppfyller de krav som ställs för att vid samverkanskonstruktioner tillåta en fri höjd på 4,7 m.

8.3 Underhåll av slutgiltigt brokoncept

I detta avsnitt sammanfattas de inspektioner och underhåll som kommer krävas för valt koncept.

Brobanan består av armerad betong och både betongen och armeringen kommer allteftersom ta skada och behöva bytas ut eller förstärkas. Inspektioner kommer genomföras både visuellt och genom mätningar för att säkerhetsställa att korrosion i armering inte uppstått. Vid mätningarna kontrolleras bland annat kloridhalter, karbonatisering och pH-värde. Den visuella inspektionen undersöker förekomsten av våta fläckar och saltutslag. För betongen kontrolleras även sprickor för att bekräfta att sprickbreddskrav inte överskrids. Detta för att förhindra att föroreningar tar sig in i sprickorna och skadar betongen och armeringen. Kontroll av sprickor är aktuellt för valt brokoncept då denna är slakarmerad vilket gör att sprickor lättare uppträder än vid exempelvis spännarmerad betong. Vid misstanke om korrosion kommer hål borraras för att kunna exponera och visuellt bedöma om armering behöver bytas ut. Skadad eller dålig betong ersätts med ny betong eller murbruk.

För stålbalkarna kommer inspektioner främst genomföras för att kontrollera att korrosion inte uppstår. För att skydda det exponerade stålet kommer det målas med rostskydd, ommålning av stålet kommer ske inom ett givet intervall eller när det finns ett tydligt behov.

Utöver brobanan och balkar ska även vissa detaljer vara möjliga att inspektera och underhålla. Utrymme måste finnas för att lager ska kunna inspekteras och bytas vid behov. Yt- och grundavlopp inspekteras regelbundet för att kontrollera att igentäppning inte har skett. Även kantbalkar måste inspekteras för att undersöka huruvida de tagit skada. Eventuella skador kan minimeras om skyddsimpregnering används.

Vattenansamling på horisontella ytor och avrinning på vertikala ytor är problematiskt. Detta kommer undvikas genom att utforma lutande ytor samt använda droppnäsor. Droppnäsor kommer exempelvis finnas vid lagerpallar för att undvika avrinning längs frontmur på landfäste.

Bron kommer att tvättas på över och undersida för att avlägsna föroreningar, framförallt salter som fastnar på bron. Betong- och stålytor på bron kommer att impregneras med 6 till 10 års mellanrum.

8.3.1 Risker vid underhåll av slutgiltigt koncept

Förutsatt att underhåll och inspektioner utförs regelbundet kan brons funktion garanteras för hela den tekniska livslängden. De största riskerna gällande inspektioner och underhåll för det slutliga brokonceptet påverkas därför till största del av trafiken på väg 40 samt väg 1721. Vid större inspektioner och underhåll kommer hjälpmedel i form av liftar att krävas för handnära inspektioner på undersida bro. Detta medför att ena körfältet på väg 40 stängas av så att liftar kan placeras direkt under bron utan påkörningsrisk. Vid inspektion och underhåll av skivstödet kan det krävas att körfältet närmast mittstöd, i vardera riktning, stängs av för att öka säkerheten. Vid omfattande

underhåll kan omledning av väg 40 krävas för att underlätta och påskynda underhållsarbetet. På väg 1721 kan avstängning i ena riktningen krävas för att asfalt och betong ska kunna inspekteras och underhållas utan större risk för underhållsarbetare.

8.4 Produktion av slutgiltigt brokoncept

I detta avsnitt beskrivs produktionsgången för valt koncept.

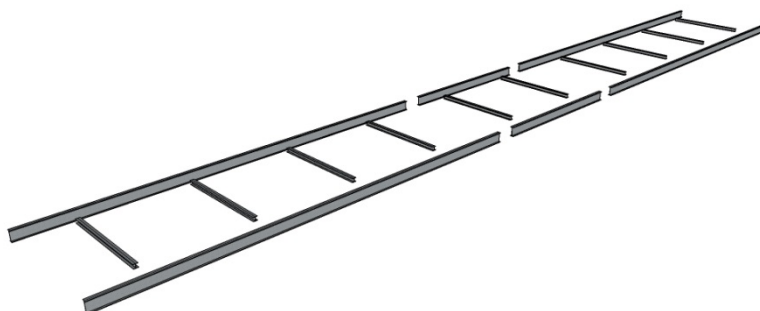
Det första steget är att ordna lämpliga upplagsytor för material och baracker åt byggarbetarna. Därefter följer schaktarbeten; ytor jämnas till och urschaktning utförs inför grundläggning. Urschaktningen ska vara minst 0,5 m djup och därefter fylls och packas schaktet med krossmaterial. Detta görs på totalt tre platser, mittstöd samt landfästen. Grundläggning sker ovanpå krossmaterialet då bottenplattor gjuts. För detta byggs temporära gjutformar, varefter armering läggs ut och slutligen gjuts bottenplattan i torrhet.

När bottenplattor har härdat tillräckligt kan temporära formar för stöd samt landfästen byggas. Därefter läggs armering ut och sedan gjuts skivstöd samt landfästen. Dessa steg kräver en hel del temporära byggställningar. Några av dessa ställningar kan lämnas kvar för senare behov, exempelvis svetsning av huvudbalkarna.

När landfästen har härdat fylls dessa upp med fyllningsmaterial. Detta sker med förstärkningslagermaterial samt krossad sprängsten. Fyllningen ska utföras upp till terrassnivå för anslutande väg och upp till underkant för släntkappor.

Lager monteras sedan på stödet och landfästena.

Stålbalkarna med I-profil samt tvärbalkarna prefabriceras på fabrik och fraktas till Hössnamotet med lastbil. I-balkarna tillverkas i sex delar, fyra på 18,4 m och två på 13,2 m. Dessa delar monteras sedan ihop på byggplatsen två och två med tvärbalkarna, för att det bildas tre stycken sektioner, se Figur 37. Sektionerna lyfts sedan upp på stöden med hjälp av kranbilar. Med god planering kan balkarna vara redo att lyftas upp så fort lagren har monterats. Sedan förbinds sektionerna med tillräckligt antal svetsar och kranbilarna behöver därmed inte användas under resterande svetsprocess.



Figur 37 Visar I-balkar och tvärbalkar levererade från fabrik. Dessa svetsas ihop till två sektioner på 18,4 m respektive en sektion på 13,2 m innan de lyfts upp på stöden.

Temporära gjutformar för brobanan monteras direkt på I-balkarna varefter armering läggs ut och gjutning utförs.

Broplattans betongvolym är $50,2 \cdot 10,5 \cdot 0,3 = 158,13 \text{ m}^3$. En större betongbil rymmer $7,5 \text{ m}^3$ betong vilket betyder ungefär 21 körningar. Med antagande att närliggande betongstation har minst fyra stora bilar till förfogande bör gjutningen av broplattan kunna utföras under en etapp.

När broplattan har härdat monteras räcken och avvattningsystem och slutligen förses bron med vägbeläggning.

8.4.1 Risker vid produktion av slutgiltigt koncept

Vid produktion utgör fall från hög höjd en stor risk. Det krävs skyddsanordningar när nivåskillnaden är två meter eller mer. Andra risker vid produktion är de lyft som genomförs då stålbalkssektionerna ska placeras. Användning av olika verktyg och maskiner medför också alltid en viss risk.

Kritiska etapper under själva bygget av konceptet är vid upplyftet och placeringen av balkarna på stöden. Spänningarna som uppstår på grund av lyftet får inte vara högre än normkraven. Genom att lyfta balkarna i de yttre fjärdedelspunkterna på huvudbalkarna säkerställs ett säkert lyft, se Bilaga F kapitel 18.

Nästa kritiska etapp är dagarna efter gjutningen är utförd och betongen ännu inte härdat färdigt. Då råder ingen samverkan mellan stålet och betongen. Detta betyder således att stålet själv ska klara av att bära all last som uppstår på grund av egenvikter utav betong, formar och stål. Kontrollberäkningar visar att detta inte någon fara och att även tung gjututrustning som gjutvagn kan användas, se Bilaga F kapitel 18.

9 Diskussion

Att ta fram ett brokoncept är en iterativ process som kräver många val under arbetets gång. Det är ett öppet problem som saknar en entydig lösning, utan flera lösningar är möjliga. Resultatet påverkas i hög grad av de olika val som gjorts och kan därför få en stor variation även om grundförutsättningarna är de samma. Att under arbetets gång vara öppen för nya förslag och idéer och därmed inte låsa sig vid en lösning på problemet är nästan en förutsättning för att optimera resultatet.

Nedan diskuteras först framtagningen av brokonceptet och där efter hur kontrollberäkningarna utförts med några reflektioner. Slutligen nämns och kommenteras de mest väsentliga källorna i arbetet.

9.1 Framtagningen av slutgiltigt brokoncept

Val av brokoncept styrs till stor del av tidigare erfarenhet och kunskap från liknande projekt. Har ett lyckat projekt genomförts är det lätt att liknande projekt i framtiden utförs med samma metod. Då erfarenhet och kunskap inom brobyggnad saknats vid arbetets start har därför framtagning och val av koncept avvikit från detta tillvägagångssätt. Det som framförallt avviker är den stora genomgången av brotyper, brobyggnadsmaterial och brounderhåll. Denna genomgång kan anses onödigt stor då exempelvis ett antal brotyper hade kunnat uteslutas redan i ett tidigt skede. I detta arbete kan dock den stora genomgången anses lämplig då kunskapen angående brotyper, brobyggnadsmaterial och brounderhåll krävts för att möjliggöra ett kvalificerat val av brokoncept.

För att jämföra de olika brokoncepten formulerades utvärderingskriterier. Kriterierna är baserade på litteraturstudien och anses rimliga i sitt sammanhang. De har formulerats som jämförbara kriterier och kan därmed visa på aktuella skillnader mellan olika koncept. Gemensamt ska de vara täckande för att uppnå ett slutresultat. Det kan eventuellt finnas ytterligare kriterier som skulle påverka valet av slutgiltigt brokoncept. Ett av dessa kan vara den tidigare nämnda expertisen och erfarenheten av specifik brotyp inom ett företag. Dock är detta ett kriterium som är svårt att mäta, dessutom återfinns den aktuella expertisen inte i gruppen vilket gör kriteriet irrelevant i detta sammanhang.

Viktningen som gjorts av de framtagna kriterierna har som syfte att formulera vilka kriterier som är mer eller mindre viktiga i detta projekt. Det bör understrykas att viktningen enbart baserats på gruppens egna värderingar samt de erfarenheter och kunskaper som inskaffats under arbetets gång. Beroende på aktör och projekt skulle däremot viktningen kunna se annorlunda ut, prioritering skiljer sig mellan exempelvis entreprenör, beställare och förvaltare. Om förvaltaren är Trafikverket skulle kriteriet underhåll väga tungt då det i framtiden är de själva som står för underhållet och reparationerna av bron. Vidare om bron ska utgöra ett landmärke för trakten kommer troligtvis beställaren i form av exempelvis Göteborgs stad även ställa höga krav på estetik. Däremot för entreprenören är det ofta kostnaden som styr vid uppfyllning av kriterier utöver det som ställs som minsta krav. Att ta hänsyn till aktörernas intressen har i detta fall valts bort då möjligheten att vara friare i det intuitiva skedet och att se möjligheter istället för problem prioriterats högre.

Värt att nämnas gällande den slutgiltiga poängsättningen är att de fem granskade koncepten får relativt höga och likvärdiga betyg i utvärderingen. Detta kan förklaras genom det litteraturstudiebaserade urvalet, där de koncept som inte uppfyller

förutsättningarna sorterats bort redan i ett tidigt skede. Huruvida ett brokoncept uppfyller kriterierna bättre än ett annat är svårt att avgöra då krav finns att alla broar ska kunna uppfylla exempelvis en säker arbetsmiljö. Det har ändå varit möjligt att se en skillnad i uppfyllnad av kriterierna, utöver lägsta krav, och detta är vad valet av slutgiltigt brokoncept baseras på.

I och med tillämpningen av Conceptual Design förutsätts totalpoängen spegla den genomförda litteraturstudien men förankringen i konkreta beräkningar saknas. Detta utgör en stor brist i denna metod och detta ledde till valet att frånga resultatet från Conceptual Design. Kompletteringen med övergripande kontrollberäkningar ledde till ett annat slutresultat. Det kan anses olämpligt att frånga den valda utredningsmetoden, men den kritiska granskningen av det egna arbetet har genom en iterativ process utvecklat ett mer lämpligt och genomförbart koncept.

9.2 Kontrollberäkning och förenklingar

De beräkningar som utförts under arbetets gång har enbart syftat till att kontrollera om brokonceptet, samverkansbro med mittstöd, är genomförbart. Utnyttjandegrader har beräknats men inte optimerats och därmed är bron kontrollberäknad och inte dimensionerad.

Eurokoder har legat till grund för beräkningarna och för att underlätta arbetet har vissa förenklingar gjorts. Nämnvärt är att bron i verkligheten har en vertikalsradie på 1200 m men i beräkningar antas bron rak, ett vanligt och rimligt antagande i detta stadium av beräkningar. Sedan kan det konstateras att alla broar utsätts för vindlast, men beroende av överbyggnadens utformning och valet av stöd skiljer sig storleken på denna påliggande last. Då beräkningarna skett för en samverkansbro med mittstöd, som i detta fall är ett skivstöd, anses det rimligt att bortse från denna last. Slutligen beräknas brons trafiklast enbart med lastmodell 1, LM1. Det finns ytterligare modeller att tillgå för mer exakta beräkningar, men för övergripande kontroll är dessa inte nödvändiga.

Egenvikt tillsammans med trafiklast styr till stor del vilka dimensioner som krävs för att bron ska hålla. Flera av de kontrollberäknade dimensionerna kan anses ovanligt stora. Detta förklaras med att beräkningarna utförts med konstant tvärsnitt längs hela bron. Vid noggrannare optimering är det möjligt att minska egenvikten och därmed tvärsnittets dimensioner. Ett sätt att minska egenvikten är att vota betongen, ett annat är att minska stålbalkarnas dimension genom att använda sig av varierande flänsbredder. Det bör även tilläggas att tvärbalkarna, som kontrollberäknats för att klara lyft vid lagerbyte, inte är medräknade i egenvikten. Då enbart kontrollberäkningar gjorts och inte dimensionering kan tvärbalkarnas egentygnd försummas.

Beräkningsresultaten har utvärderats kontinuerligt under arbetets gång med hänsyn till rimlighet. Vissa dimensioner ligger i överkant för vad som får anses som rimligt men bedöms ändå att ligga inom gränsen. Det kan diskuteras om tillräckliga kunskaper finns för att bedöma resultatens rimlighet men i de fall där osäkerhet funnits har granskning skett i samråd med kunniga inom området.

Som tidigare nämnts är framtagningen av brokoncept en iterativ process och detta visade sig tydligt vid kontrollberäkningen. Dimensionerna på exempelvis I-balkarna har fått ändras och omprövas för att vara tillräckliga i kontrollerade avseenden. Till en början valdes en livhöjd på 1 m, denna fick dock sänkas då den totala konstruktionshöjden visade sig bli för stor. Livhöjden sänktes till 0,9 meter men fick

sänkas ytterligare efter att nedböjningskraven studerats. Samma iterativa process gäller även för andra kontrollerade dimensioner så som flänsar och armering.

En viktig lärdom i detta arbete har varit problemet med lyft vid ändstöd. Reflektion över att den risken fanns skedde först vid granskning av det första konceptet, samverkansbro med två mellanstöd. Om denna kunskap erhållits tidigare hade uteslutning av detta koncept och säkerligen även langerbalkskonceptet kunnat ske tidigare i arbetet.

9.3 Tillförlitlighet och aktualitet hos källor

Arbetet baseras på läroböcker, krav och riktlinjer, Eurokoder, publikationer samt rapporter. I början av rapporten, litteraturstudien, är det till störst del läroböcker, publikationer och rapporter som beaktas. Beräkningsdelen däremot använder sig nästan helt uteslutande av Eurokoder. Nedan redogörs för några av de väsentligaste källorna.

Studien av brobyggnads material förlitar sig på läroböcker inom ämnet. Dessa källor anses objektiva i sin beskrivning av de aktuella byggnadsmaterialen.

Kapitlet om brotyper och underhåll förlitar sig nästan helt på Vägverkets publikationer och rapporter. Detta kan diskuteras då det ofta är av intresse använda sig av flera källor, exempelvis andra publikationer och forskningsresultat, för att kunna ge mer aktuell och bredare information om ämnet. Då syftet med kapitlet om brotyper var att ge en överskådlig bild samt att beskriva grundläggande egenskaper hos de vanligaste brotyperna ansågs Vägverkets publikationer tillräckliga och aktuella, även fast de är några år gamla. Publikationerna anses även tillförlitliga då Vägverket, idag Trafikverket, är en trovärdig aktör inom brobyggnadssammanhang i Sverige.

Det bör nämnas att detaljunderhåll baseras till stor del på ett examensarbete från KTH. Men då examensarbetet baserats på forskning från KTH samt Vägverkets publikationer anses källan ändå pålitlig.

Slutligen baseras hela kontrollberäkningsdelen på Eurokoder med nationella bilagor. Då Eurokoderna och bilagorna är de regler och krav som gäller för konstruktionsberäkningar i Sverige anses dessa relevanta då arbetet studerat en bro som ska uppföras i Sverige.

10 Slutsats

Efter framtagning och definiering av slutgiltigt brokoncept dras slutsatsen att en samverkansbro med mittstöd visar sig vara ett lämpligt alternativ för överbyggandet av väg 40 vid Hössnamotet.

Arbetet fokuserar på konceptdefiniering och beräkningar av brons överbyggnad och landfästen. Den litteraturstudie som genomförts har varit omfattande, men resulterar i sin helhet i ett definierat brokoncept som faktiskt är möjligt att tillämpa. Beräkningarna har genomförts iterativt och geometrin är därmed anpassat för att uppfylla de krav som specificerats i den tekniska beskrivningen för platsen. Fler beräkningar bör utföras för att få fram ett komplett koncept, men sett till syfte och avgränsningar kan slutsatsen dras att rapporten svarar på de egna frågeställningarna.

Resultatet speglar ingen viss intressents (entreprenörs, beställares, förvaltares) önskemål om vilka av brons kriterier som bör väga tyngst. Detta arbete ämnar vikta enligt egna värderingar och lärdomar från litteraturstudien och i detta är resultatet representativt.

11 Referenser

- Ahlberg, S.O. (2001) *Våra broar - en kulturskatt*. Vägverket.
- Arbetsmiljöverket (2013) *Säkrare bygg- och anläggningsarbete*. ADI 539. Stockholm: Arbetsmiljöverket.
- Axelsson, K. & Elfgren, L. (2014) Bro: Historia. I *Nationalencyklopedin*. <http://www.ne.se>.
- Burström, P.-G. (2007) *Byggnadsmaterial: uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Andra upplagan. Lund: Studentlitteratur AB.
- Chang, P.-C. & Swenson, A. (2014) Building construction: Timber and metal construction. I *Encyclopædia Britannica Online*. <http://www.britannica.com>.
- Domone, P. & Illston, J. (2010) *Construction materials: their nature and behavior*. Fjärde upplagan. New York: Spoon press.
- Truss. (2014) I *Encyclopædia Britannica Online*. <http://www.britannica.com>.
- Fredén, J. & Olsson, F. (2012) *Utförande och upphandling av brounderhåll-En studie av Stockholms stads broar*. Stockholm: Royal Institute of Technology (KTH) Department of Civil and Architectural Engineering.
- Khan, M.A. (2010) *Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair*. The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Mageba Group (2013) Mageba <http://www.mageba-group.com/data/docs/en/3132/DATASHEET-RESTON-POT-ch-en.pdf>. (19 maj 2014).
- Martinsons (2014a) *Bågbroar: Projekteringsguide*. <http://www.martinsons.se/>. (20 februari 2014).
- Martinsons (2014b) *Plattbroar*. <http://www.martinsons.se>. (13 februari 2014).
- Mohammad, A.-E., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P. (2013) *Bärande konstruktioner - Del 1*. Sjätte upplagan. Göteborg: Avdelningen för konstruktionsteknik.
- National Park Service (1976) *Trusses: a study by the Historic American Engineering Record*. Poster. Washington, D.C.: the Montgomery C. Meigs original chapter of the Society for Industrial Archeology, National Museum of History and Technology, Smithsonian Institution.
- Valvbro. (2014) I *Nationalencyklopedin*. <http://www.ne.se>.
- Park, S.H. (1984) *Bridge rehabilitation and replacement: bridge repair practice*. Trenton, NJ: S.H. Park.
- Shirley-Smith, S.H., Billington, D.P. & Billington, P.N. (2014) Bridge: Timber truss bridges. I *Encyclopædia Britannica Online*. <http://www.britannica.com>.
- Skanska Sverige AB (2007) *Byggvarudeklaration BVD 3*. Sundsvall: Skanska Sverige AB.
- SMHI (2014) *Dataserier med normalvärden för perioden 1961-1990*. <http://www.smhi.se/klimatdata/meteorologi/nederbord>. (1 mars 2014).
- Structurae (2014a) *Lupu Bridge*. <http://structurae.net>. (10 februari 2014).

Structurae (2014b) *Wanxian Bridge*. <http://structurae.net>. (10 februari 2014).

Swedish Standards Institute (2003) *Eurokod 1: SS-EN 1991-1-3*. Stockholm: SIS Förlag AB.

Swedish Standards Institute (2005) *Eurokod 1: SS-EN 1991-1-4*. Stockholm: SIS Förlag AB.

Swedish Standards Institute (2009a) *Eurokod 4: SS-EN 1994-2:2005*. Stockholm: SIS Förlag AB.

Swedish Standards Institute (2009b) *Eurokod 5: SS-EN 1995-1-1:2004*. Stockholm: SIS Förlag AB.

Svenskt Trä (2014a) *Miljödeklaration*. <http://www.svensktlimtra.se>. (1 mars 2014).

Svenskt Trä (2014b) *TräGuiden: Bågbroar*. <http://www.traguiden.se>. (10 februari 2014).

Svenskt Trä (2014c) *TräGuiden: Inspektion och underhåll*. <http://www.traguiden.se>. (20 februari 2014).

Svenskt Trä (2014d) *TräGuiden: Träbroar – historisk återblick*. <http://www.traguiden.se>. (25 februari 2014).

Svenskt Trä (2014e) *TräGuiden: Plattbroar*. <http://www.traguiden.se>. (10 februari 2014).

Svenskt Trä (2014f) *TräGuiden: Projektering*. <http://www.traguiden.se>. (25 februari 2014).

Trafikverket (2011a) *Optimal skötsel av stålbroar*. <http://www.trafikverket.se>. (23 februari 2014).

Trafikverket (2011b) *Trafikverkets föreskrifter om ändring i Vägverkets föreskrifter (VVFS 2004:43) om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder*. TRVFS 2011:12. Borlänge: Trafikverket.

Trafikverket (2011c) *TRVK Bro 11*. TRV publ nr 2011:085. Borlänge: Trafikverket.

Trafikverket (2012a) *Teknisk Beskrivning Byggnadsverk: 15-1762-1 Bro över allmän väg*. Bygghandling. Göteborg: Trafikverket.

Trafikverket (2012b) *Drift och underhåll av broar och tunnlar | Trafikverket*. [Youtube]. <http://www.youtube.com/watch?v=XmGSLWD65nc>. (25 februari 2014).

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

Trafikverket (2014) *Vägtrafikflödeskartan*. <http://vtf.trafikverket.se>. (1 mars 2014).

Vägverket (1996) *Broprojektering - En handbok*. Publ 1996:63. Borlänge: Vägverket.

Vägverket (1998) *Allmän teknisk beskrivning för broar - Förebyggande Underhåll*. Publ 1998:102. Borlänge: Vägverket.

Vägverket (2004) *Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar Bro 2004*. Publikation 2004:56. Borlänge: Vägverket.

Vägverket (2008) *Kodförteckning och beskrivning av Brotyper*. Rev 2012. Borlänge: Vägverket.

Vägverket (2010) *VVK Brounderhåll*. Publikation 2010:20. Borlänge: Vägverket.

Vägverket (2014) *Verksamhetens krav - Inspektion*.
https://batman.vv.se/batInfo/handbok31/00VK_Inspektion.htm. (20 februari 2014).

Zhao, J.J. & Tonnas, D.E. (2012) *Bridge Engineering: Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges*. Tredje upplagan. New York: McGraw-Hill Education.

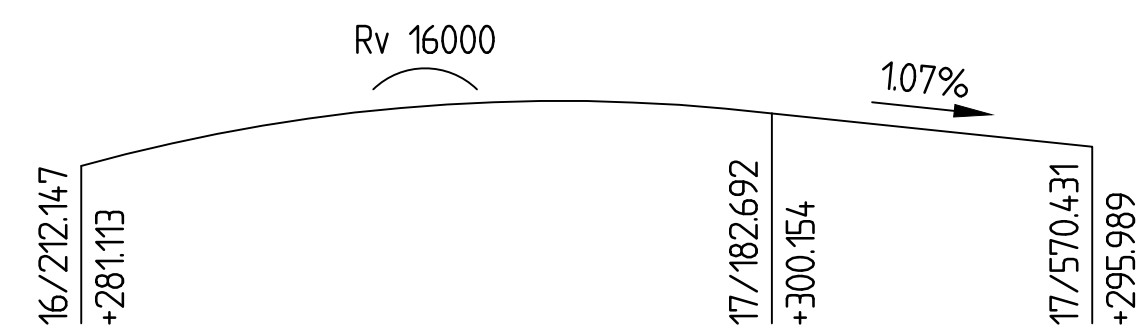
Bilaga A Förslagsritning

<u>HÖJDSYSTEM</u>	RT 70
<u>KOORDINATSYSTEM</u>	RT 90 5 gon V 0.-1.
<u>HÖJDFIX</u>	ENLIGT MÄTPÄRM
<u>POLYGONPUNKTER</u>	ENLIGT MÄTPÄRM
<u>NORMER, FÖRESKRIFTER OCH BESKRIVNINGAR</u>	BRON SKALL DIMENSIONERAS OCH UTFÖRAS ENLIGT TK BRO (PUBL 2009:27) OCH TK GEO (PUBL 2009:46) SAMT TEKNISK BESKRIVNING BYGGNADSVÄRK 3K110003 UPPRÄTTAD AV COWI AB, DATERAD 2012-09-15.

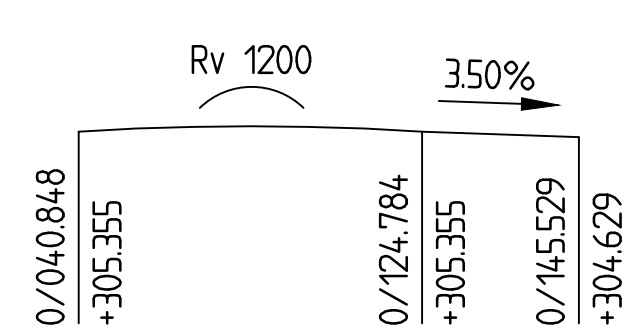
FL/RL AVSER FAST RESPEKTIVE RÖRLIGT LAGER
1) AVSER KONSOL FÖR BELYSNINGSSTOLPE

LEDNINGAR ENLIGT RITNING 300W5112
YTSKIKT ENLIGT RITNING 300L1912
BELYSNING ENLIGT RITNING 301E6312

→ → → → → NY DRÄNERINGSLEDNING
⊗ DAGVATTENBRUNN



PUNKT	SEKTION	X	Y	ANM.
1	16/132.182	6409272.348	93990.111	R=3700
2	17/927.677	6408717.778	95679.337	



PUNKT	SEKTION	X	Y	ANM.
1	0/000.000	6408751.037	94970.959	RL
2	0/169.122	6408906.623	95037.260	



REV	ANT	ÄNDRINGEN AVSER	GÖDE	DATUM	VV DATUM	VV INOMNUMMER
BYGGHANDLING			FÖRFÖRÄGNGINGSUNDERLAG			
 TRAFIKVERKET			VÄG 40 BORÅS-ULRICEHAMN DELEN DÄLLEBO - HESTER ETAPP 3 BRÖ ÖVER ALLMÄN VÄG I HÖSSNAMOTET, Ö ULRICEHAMN			
			KM 17/250 FÖRSLAGSRITNING			
Cowi AB Skrävgårdsgatan 1 BOX 12076 Göteborg			010-850 10 00 www.cowi.se			
UPPDRAGSSÄNSVARIG A BERGHOLZ		UPPDRAGSSNUMMER 161925		PLAN, ELEVATION		
KONSTR C KIVILÖÖ	GRANSK, M BÄCKSTRÖM	KONSTRUKTIONSR 15-1762-1		FORMAT A1	SKALA ENLIGT FIGUR	
GÖTEBORÖ A BERGHOLZ		2012-09-15		OBJEKT NR 85436030	RITNINGSR 347K2001	REV

Bilaga B Teknisk beskrivning

TRAFIKVERKET
PROJEKT VÄG 40 DÅLLEBO-ULRICEHAMN
DELEN DÅLLEBO-HESTER, ETAPP 3
VÄSTRA GÖTALANDS LÄN

TEKNISK BESKRIVNING BYGGNADSVERK
avseende
15-1762-1
BRO ÖVER ALLMÄN VÄG I HÖSSNAMOTET, Ö ULRICEHAMN, KM 17/240

OBJEKTNR 85 43 60 30

CHAOSNR 3K110002

Handlingen upprättad 2012-09-15

Handlingen reviderad: 2013-05-03

Innehåll

OBJEKT- OCH DOKUMENTDATA	Objektdata	5
	Dokumentdata	5
REGLER FÖR DENNA BESKRIVNING		6
	Dokumentutformning	6
	Avsnitt	6
	Rubriker enligt Dispositionen	6
	Typer av konstruktioner	6
	Kravhierarkier	7
	Förteckning över okodade underrubriker	7
B. TRAFIK		8
	B1. Vägtrafik	8
C. BEFINTLIG MARK, MILJÖ OCH KONSTRUKTIONER		9
	C1. Befintlig mark och miljö	9
	C1. Befintlig mark och miljö/ Topografiska förhållanden	9
	C1. Befintlig mark och miljö/ Geotekniska förhållanden	9
	C1. Befintlig mark och miljö/ Bergtekniska förhållanden	10
	C1. Befintlig mark och miljö/ Geohydrologiska förhållanden	10
D. VÄGANLÄGGNING		11
	DB. Vägkonstruktion	13
	DB2. Underbyggnad/ Vägbro	13
	DC. Vägbro	14
	DC1. Bärverk i vägbro	14
	DC12. Balk/ Kantbalk	14
	DC13c. Upplagsanordningar	14
	DC13cb. Lager	14
	DC2. Grundläggning av vägbro/ schaktning	15
	DC2. Grundläggning av vägbro/ fyllning	15
	DC2. Grundläggning av vägbro/ bottenplatta	16
	DC3. Komplettering i vägbro	16
	DC31. Beläggning	16
	DC33. Beläggning/ Slitlager	16
	DC31. Beläggning/ Bindlager	17
	DC31. Beläggning/ Kantstöd	17
	DC33. Tätskikt, skyddslager	17
	DC33. Tätskikt, skyddslager/ Tätskikt	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Fog med fogmassa	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Länkplattor	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Avvägningsdubb	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Loddubbar	17
	DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Konsol för belysningsstolpe	18
	DC4. Slänt eller kon	18
	DC41. Slänt	18
	DC42. Kon	18
	DE. Avvattningssystem	18
	DE1. Dagvattensystem	18

DE2. Dränvattensystem	19
DE21. Dränvattenledning/ Grundavlopp i bro	19
DF. Trafikskyddsanordning	19
DF2. Räcke	19
DF21. Sidoräcke	19
DF21. Sidoräcke/ Broräcke	19
DK. Elsystem och telesystem	20
DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsrör i betongkonstruktion	20
X. DOKUMENTATION	21
X. Dokumentation/ Digital dokumenthantering	21
XB. Projekteringshandling	21
XB. Projekteringshandling/ Design basis	21
XC. Arbetshandling	21
XC. Arbetshandling/ Vägbro	21
XD. Relationshandling	22
XD. Relationshandling/ Vägbro	23

OBJEKT- OCH DOKUMENTDATAObjektdata

Vägnummer: Väg 40

Vägnamn: Väg 40 Borås - Ulricehamn

Objektnamn: Delen Dällebo – Hester, Etapp 3

Objektnummer: 85 43 60 30

Kommun: Ulricehamns Kommun

Län: Västra Götaland

Dokumentdata

Titel: Teknisk Beskrivning Byggnadsverk
15-1762-1 Bro över allmän väg

Dokumentslag: 3K110003, Bygghandling

Utgivningsdatum: 2012-09-15

Utgivare: Trafikverket

Kontaktperson: Gunnar Jellbin

Konsulter: COWI AB

Carl Kiviloo Broprojektör

Lennart Johansson Geotekniker

REGLER FÖR DENNA BESKRIVNING

Dokumentutformning

Avsnitt

För denna OTB gäller att den innehåller rubriker under avsnitten:

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

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

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

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

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

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

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

Rubriker enligt Dispositionen

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

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

Typer av konstruktioner

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

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

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

Kravhierarkier

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

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

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

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

Förteckning över okodade underrubriker

Under okodade underrubriker anges krav indelade enligt följande.

De okodade underrubrikerna är:

- Omfattning
- Funktion
- Teknisk lösning
- Kontroll

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

Under "Funktion" hanteras följande:

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

Under "Teknisk lösning" hanteras följande:

- Material
- Vara
- Konstruktion
- Utförande
- Märkning

Under "Kontroll" hanteras följande:

- Provning (inklusive mätning)
- Beräkning
- Besiktning

B. TRAFIK

B1. Vägtrafik

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

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

C. BEFINTLIG MARK, MILJÖ OCH KONSTRUKTIONER

Omfattning

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

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

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

Funktion

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

Kontroll

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

C1. Befintlig mark och miljö

Se plan och tvärsektioner på ritning nummer 3 47 G 1101, 3 47 G 1201, 3 47 G 1301 och 3 47 G 1302.

C1. Befintlig mark och miljö/ Topografiska förhållanden

Omfattning

Terrängen består uteslutande av skogslandskap. Norr om bron förekommer ett våtmarksområde. Markytan sjunker mot öster från ca +303 (ca 30 m väster om blivande bron) till ca +297,6 (ca 30 m öster om blivande bron).

C1. Befintlig mark och miljö/ Geotekniska förhållanden

Omfattning

Djupet till berg varierar mellan 3,5 och 5,5 m. Överst består jordlagren av ett tunt mulljordslager (ca 0,1 m) som vilar på ungefär 1-1,5 m siltig sand eller sand. Därunder förekommer ca 3-5 m av morän på berg. Moränen bedöms vara mycket blockigt. Ca 30 m nordost om bron förekommer ett ca 0,5-0,8 m tjockt torvlager. Förekomst av torv är då inte möjligt i läget för brostöd.

Teknisk lösning

Schakt för väg kommer att utföras enligt TB/väg.

C1. Befintlig mark och miljö/ Bergtekniska förhållanden

Omfattning

Området är jordtäckt och berg i dagen har ej påträffats. Djup till berg är ≥ 2 m.

Berg i dagen har påträffats vid c:a km 16/050 och vid c:a km 16/400. Två kärnborrhål är borrade längs sträckan. KBH 9 (väg) är ansatt i c:a km 16/080, c:a 20 m vänster om vägmitt. Det är borrarat mot N30°Ö och lutat 60° från horisontalplanet. KBH 10 (väg) är ansatt i km c:a 16/860, c:a 20 m höger om vägmitt. Kärnborrhålet är utfört vertikalt.

Berget utgörs av en gråröd-röd granit. Enligt kärnkarteringen består berget av en röd glimmerfattig medelkornig något gnejsig granit, ställvis grovkristallin, med inslag av amfibolit och pegmatit. Foliationen lutar enligt kärnkarteringen svagt till medelbrant mot väst till sydväst, d.v.s. ut mot vägen på dess vänstra sida. SGU anger en foliation stupande mot sydsydväst, brant vid c:a km 15/900, avtagande till flack vid c:a km 16/800.

Sprickor är enligt ytkarteringen branta-vertikala och går i nordöst-sydväst, d.v.s. tvärs planerad väglinje. Enligt kärnkarteringen följer sprickorna oftast foliationen, d.v.s. lutar svagt till medelbrant ut mot planerad väg på dess vänstra sida. Det förekommer även branta sprickor. Uppkrossade partier förekommer.

Den dimensionerande hållfastheten i planerad bergschakt bedöms ligga på 2 MPa.

C1. Befintlig mark och miljö/ Geohydrologiska förhållanden

Omfattning

Grundvattenyta ligger vid nivå ca +296,4 (d.v.s. ca 0,5 m under befintligt markytan) ca 150 m norr om blivande bron och vid nivå ca +296,5 (d.v.s. ca 0,3 m ovan befintlig markytan) ca 100 m söder om blivande bron. Norr om bron ligger ett våtmarksområde och strax norr om bron har en fri vattenyta i några skruvprovtagningshål (B108, B113, B118, B117) observerats vid nivå ca +298 - +298,9.

D. VÄGANLÄGGNING

Omfattning

Denna tekniska beskrivning byggnadsverk omfattar 15-1762-1 Bro över allmän väg i Hössnamotet, Ö Ulricehamn.

Kontroll

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

Funktion

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

Vid dimensionering ska VVFS 2003:140 "Vägverkets föreskrifter om tekniska egenskapskrav vid byggande på vägar och gator (vägregler)" och VVFS 2010:18 "Vägverkets föreskrifter om bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator" följas i kombination med VVFS 2011:12 "Vägverkets föreskrifter om tillämpning av europeiska beräkningsstandarder".

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

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

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

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

Entreprenadarbeten ska bedrivas så att fornminnen inte skadas.

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

Kontroll. Funktion

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

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

Teknisk lösning

Avvikelse från förfrågningsunderlagets profilhöjder får inte ske.

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

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

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

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

Material ska vara:

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

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske i byggskedet enligt av entreprenören upprättat kontrollprogram

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

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

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

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

Teknisk lösning. Märkning

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

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

Märkning ska placeras synlig.

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

Märkkulörer ska vara enligt SS 03 14 11.

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

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

Kontroll. Teknisk lösning. Märkning

Kontroll ska ske genom besiktning.

DB. Vägkonstruktion

DB2. Underbyggnad/ Vägbro

Teknisk lösning

Fyllning mot bro skall utföras enligt AMA CEB.52 med förstärkningslagermaterial enligt DCB.211 och krossad sprängsten enligt CEB.521, samt enligt TK Geo, tabell 7.3-1. Fyllning mot bro ska utföras upp till terrassnivå för anslutande väg, och upp till underkant för släntkappor.

Fyllning skall ske med försiktighet så att betongkonstruktioner inte skadas.

Aktuell vägöverbyggnad framgår av normalsektionsritning.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske genom besiktning och provning.

DC. Vägbro

Funktion

Funktionskrav utöver VV publikation 2009:27 TK Bro framgår av geometriska krav för fria utrymmen enligt förslagsritning 3 47 K 2001.

Formgivningsvillkor framgår av förslagsritning.

Bron ska ha en dimensionerad teknisk livslängd på 80 år.

Broarbetet påverkas inte av allmän trafik.

Kontroll. Funktion

Grundläggningsarbetena skall kontrolleras i Geoteknisk kategori GK2.

Teknisk lösning

Gjutfog får inte placeras i synliga ytor på vingmurar, sidoskärmar eller ändstöd.

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

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

DC1. Bärverk i vägbro

Teknisk lösning

För kantbalk skall basmåttet vara minst 50 mm. Måttet ska innehållas även vid droppnäsor. För övriga byggnadsverksdelar skall basmåttet vara minst 40 mm.

Minsta differens mellan basmått skall vara 10 mm.

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

DC12. Balk/ Kantbalk

Teknisk lösning

Kantbalkens bredd ska vara 500 mm. Vid kantbalksände fasas kantbalk 100 mm i plan på 200 mm längd på sida som vetter mot överliggande väg enligt förslagsritning 3 47 K 2002.

Kantbalken utformas som förhöjd och med rundning i underkant enligt förslagsritning 3 47 K 2002.

DC13c. Upplagsanordningar

DC13cb. Lager

Teknisk lösning

Bron ska utföras med topflager. Lager ska vara CE-märkta.

DC2. Grundläggning av vägbro/ schaktning

Funktion

Krav på vibrationer mm framgår av Handling 13.2 Riskanalys Mark- och Bergschaktningsarbete.

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom mätning.

Teknisk lösning

Schaktningsarbetena skall utföras enligt AMA Anläggning 07 kod CBB.51.

Bergschakt ska utföras enligt AMA Anläggning 07 kap CBC.5121 och kap CBC tabell CBC/2 bergschaktningstolerans 2.

Endast elektroniska sprängkapslar får användas.

Schaktnings- och fyllningsarbeten för bottenplattor ska ske i torrhet.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska utföras genom besiktning.

DC2. Grundläggning av vägbro/ fyllning

Teknisk lösning

Grundläggning av bron ska ske på $\geq 0,5$ m packad fyllning av krossmaterial på friktionsmaterial (siltig sand).

Allt eventuellt organiskt material ska schaktas bort innan fyllning av krossmaterial.

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

Material	Egenskap	Karaktäristiskt värde
Packad fyllning (krossmaterial)	Tunghet (Tabell 5.2-1) Friktionsvinkel (Tabell 5.2-4) E-modul (Tabell 5.2-3)	$\gamma_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{mk} = 21,0 \text{ kN/m}^3$ $\Phi'_k = 45^\circ$ $E_k = 50 \text{ MPa}$
Friktionsmaterial (siltig sand)	Tunghet (Tabell 5.2-1) Friktionsvinkel (Tabell 5.2-4) E-modul (Tabell 5.2-3)	$\gamma_k = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{mk} = 20,0 \text{ kN/m}^3$ $\Phi'_k = 32^\circ$ $E_k = 20 \text{ MPa}$

DC2. Grundläggning av vägbro/ bottenplatta

Teknisk lösning

Gjutningsarbete för bottenplattor ska förutsättas ske i torrhet.

Bottenplattas överyta ska ges en lutning av minst 2 % mot fri kant.

Gjutning godtas utförd mot vattenavvisande papp eller plastfolie.

DC3. Komplettering i vägbro

Teknisk lösning

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

Klotterskydd av typ ”offerskydd” ska anbringas på synliga betongytor på ändstöd och vingar. Klotterskyddet ska vara utprovat tillsammans med valt ytbehandlingspreparat.

DC31. Beläggning

DC33. Beläggning/ Slitlager

Teknisk lösning

Bron ska förses med permanent slitlager om 40 mm enligt normalsektion 3 15 T 0404.

Bron ska försees med beläggning för GC-väg med 120 mm AGF och 40 mm slitlager enligt normalsektion 3 15 T 0401.

DC31. Beläggning/ Bindlager

Teknisk lösning

Kombinerat skydds- och bindlager utförs med 50 mm PGJA.

DC31. Beläggning/ Kantstöd

Teknisk lösning

Kantstöd limmas på PGJA.

DC33. Tätskikt, skyddslager

DC33. Tätskikt, skyddslager/ Tätskikt

Teknisk lösning

Bron försees med tätskikt av isoleringsmatta på MMA-primer.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Fog med fogmassa

Teknisk lösning

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

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Länkplattor

Teknisk lösning

Bron ska försees med länkplattor.

Länkplattor utförs enligt förslagsritning. Länkplattornas tjocklek ska vara minst 370 mm.

Översida upplagsklack utförs i samma lutning som länkplatta. Undersida upplagsklack utförs i lutning 2:1.

Länkplatta försees inte med tätskikt och skall ha ett täckande betongskikt av minst 50 mm och försees över skarv med isoleringsmatta som dras ut minst 300 mm åt ömse håll om skarven.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Avvägningsdubb

Teknisk lösning

Bron ska försees med avvägningsdubbar enligt TK Bro.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Loddubbar

Teknisk lösning

Mellanstöd ska försees med loddubbar enligt TK Bro.

DC38. Diverse kompletteringar i vägbro/ Konsol för belysningsstolpe

Teknisk lösning

Bron ska förses med konsoler för belysningsstolpe i princip enligt bilaga 2, vägverkets ritning 589:2S-b, och med placering enligt förslagsritning 3 47 K 2001.

Montage av ingjutningsgods för belysningsstolpe, enligt TB Väg/MF Väg DEF.33, ingår i broarbetet.

DC4. Slänt eller kon

Omfattning

Fyllning för slänt och kon ingår i broarbetet, men inte ytskikt enligt nedan.

DC41. Slänt

Teknisk lösning

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

Slänter i anslutning till bron får inte utföras brantare än i lutning 1:2.

DC42. Kon

Teknisk lösning

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

Koner i anslutning till bron får inte utföras brantare än i lutning 1:2.

DE. Avvattningssystem

DE1. Dagvattensystem

Funktion

Dagvattensystemet ska kunna leda bort och ta hand om vatten från vägyta och brobana. Vattnen från vägkropp, sidoområde och omgivande yta samt dräneringsvatten ska avledas så att stabilitet och säkerhet mot skred eller uppflytning inte försämras samt att sättningar och negativ påverkan på miljön inte uppstår.

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

Kontroll. Funktion

Kontroll ska ske genom besiktning och mätning.

Teknisk lösning

Bron förses med 2 ytavlopp. Ytavloppet placeras enligt förslagsritning 3 47 K 2001.

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

DE2. Dränvattensystem

Omfattning

Dränvattensystem avleder dräneringsvatten och omfattar dräneringsledningar och dräneringsbrunnar.

Funktion

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

Kontroll. Funktion

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

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

DE21. Dränvattenledning/ Grundavlopp i bro

Teknisk lösning

Grundavlopp enligt VV ritning 584:6 S-g, rev A och 584:6 S-m samt anordnas längs de norra kantbalkarna. Grundavloppsrör och trätt skall utföras av syrafast rostfritt stål enligt SS-EN 10 088 i kvalitet lägst 1.4436.

DF. Trafikskyddsanordning

DF2. Räcke

DF21. Sidoräcke

Omfattning

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

DF21. Sidoräcke/ Broräcke

Omfattning

Räcke på bro ska omfatta räcke fram till och med skarv vid broände inklusive leverans av broräckesavslut enligt förslagsritning.

Teknisk lösning

Broräcken ska utföras enligt förslagsritning och TK Bro.

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

Räcke ska utföras i kapacitetsklass H2, skaderiskklass A alternativt B och med arbetsbredd W3.

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

På broar med kantbalk ska räckesståndare skruvas fast.

Broräcken och anslutande vägräcken ska utföras med samma typ av navföljare och tillhöra samma CE-märkta räckesfamilj. Med räckesfamilj avses samma fabrikat och modellserie.

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

Fotplåtar ska inte undergjudas.

Skruvarna förses med grafitfett eller vax.

Räckesskruvar får inte komma i kontakt med kantbalkens armering.

Montage av broräcket ingår i broarbetet och montage av broräckesavslutningar ingår i vägarbetet.

Räckesmaterial och broräckesavslutningar kommer att tillhandahållas från sidoentreprenör för etapp 2 på anvisad plats efter avrop enligt AFC.361.

Tillhandahållna broräcken kommer att vara Varmförzinkning Z rörprofil B4-1 respektive B4-4.

Ingjuteningsgods för montage av tillhandahållet broräcke ingår i broarbetet.

Kontroll. Teknisk lösning

Kontroll ska ske genom besiktning och mätning.

DK. Elsystem och telesystem

DK. Elsystem och telesystem/ Kabelskyddsrör i betongkonstruktion

Teknisk lösning

Överbyggnaden förses med ett längsgående SRN PVC $\phi 50$ med placering enligt förslagsritning 3 47 K 2001 och 3 47 K 2002. Rör ska vara försett med galvaniserad dragtråd.

X. DOKUMENTATION

X. Dokumentation/ Digital dokumenthantering

Se handling 11.1 TB Väg, YC.

XB. Projekteringshandling

XB. Projekteringshandling/ Design basis

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

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

XC. Arbetshandling

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

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

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

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

Arbetshandlingar ska levereras digitalt.

XC. Arbetshandling/ Vägbro

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

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

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

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

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

Kopior av märkta handlingar fördelas av entreprenören enligt följande:

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

XD. Relationshandling

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

Alla relationshandlingar som produceras i projektet ska levereras till beställarens projekthanteringssystem och i dess struktur. Relationshandlingar ska vara daterade, granskade och godkända av ansvarig person hos entreprenören. Relationshandlingar ingår i entreprenaden och ska godkännas av beställaren. Krav på leveranstid för relationshandlingar anges i Entreprenadkontraktet § 7.2.

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

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

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

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

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

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

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

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

Skalenliga ritningar ska förses med grafisk skala.

Handling ska vara i format enligt A-serien.

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

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

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

Material som kan orsaka skada vid oriktig behandling ska dokumenteras.

Relationshandlingar i original är beställarens egendom.

Relationshandlingar i original ska vara arkivbeständiga.

Planritningar ska vara försedda med koordinatbestämt rutnät.

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

XD. Relationshandling/ Vägbro

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

Relationshandlingar ska bestå av:

- arbetsritningar i original (ovikta)
- under byggskedet tillkommande geotekniska utredningar, beräkningar, beskrivningar och ritningar
- betonggjutningsjournaler
- eventuella avvikelserapporter
- förteckning över aktuella handlingar
- ifyllda kontrollplaner för tilläggskontroll
- mätprotokoll avseende lagerinställningar, lod- och avvagningsdubbar
- provningsintyg
- arbetsbeskrivningar upprättade av entreprenören
- verifikat och certifikat enligt SS-EN standard alternativt YE i handling 11.1, TB Väg

På original exemplet av sammanställningsritningen ska redovisas

- använd typ av tillsatsmedel i betong
- förteckning över av beställaren godtagna handlingar
- lagerinställningar
- sammansättning av injekteringsbruk med uppgift om cementfabrikat, tillsatsmedel, dosering samt $v_{ct_{ekv}}$

- typ av och beteckning på lager inklusive antal per stöd
- uppmätta värden vid inmätning av lod- och avvagningsdubbar
- vid grundläggning på berg, höjder för bottenplattas underkant.

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

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

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

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

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

Mätprotokollen avseende inmätning av lod- och avvagningsdubbar ska utöver mätresultaten innehålla datum för mätningen, lufttemperaturen vid mätningen, mätmetod samt uppgift om vilken fixpunkt som använts. Inmätningen ska utföras enligt BJB.22 i handling 11.1, TB Väg.

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

Bilaga C

Maximal konstruktionshöjd

Bilaga C Maximal konstruktionshöjd

Underliggande väg 40 går i lutning i linje mot bron, vilket gör att den västra sidan av bron ligger högst. Vägen ligger i kurva, se Fig. 1, och är därför utformad med skevning.

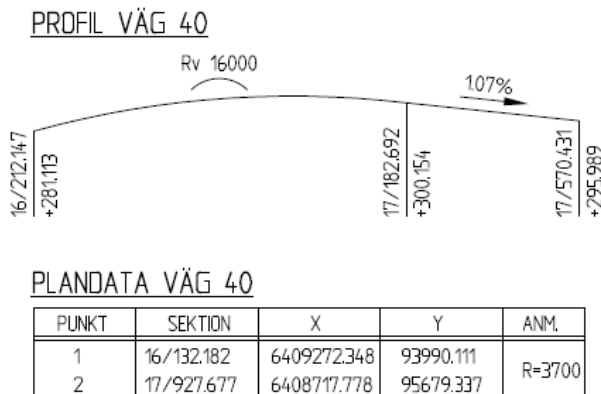


Fig. 1 Profil för väg 40.

Ur fig 1 fås:

Lutning hos väg 40: $i_{40} := -1.07\%$

Koordinater vid lutningens första sektion: $x_{40.i} := 17182.692 \text{ m}$

$z_{40.i} := 300.154 \text{ m}$

Väg 1721 går i en rätlinjig vertikalradie över väg 40, se Fig 2, och är därför utformad med bombering.

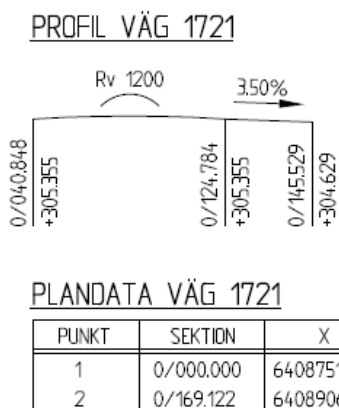


Fig. 2 Profil för väg 1721.

Ur fig 2 fås:

Vertikalradie väg 1721: $R_{1721} := 1200 \text{ m}$

Koordinater för sektioner vid tangentpunkter: $x_{TP1} := 40.848 \text{ m}$ $z_{TP1} := 305.355 \text{ m}$

$x_{TP2} := 124.784 \text{ m}$ $z_{TP2} := 305.355 \text{ m}$

Sektion för radiens högsta punkt:

$$x_{topp} := x_{TP2} - x_{TP1}$$

$$x_{topp} = 83.936 \text{ m}$$

Detta ger att det finns fyra kritiska punkter som behöver kontrolleras för att fastställa maximal konstruktionshöjd, se Fig. 3.

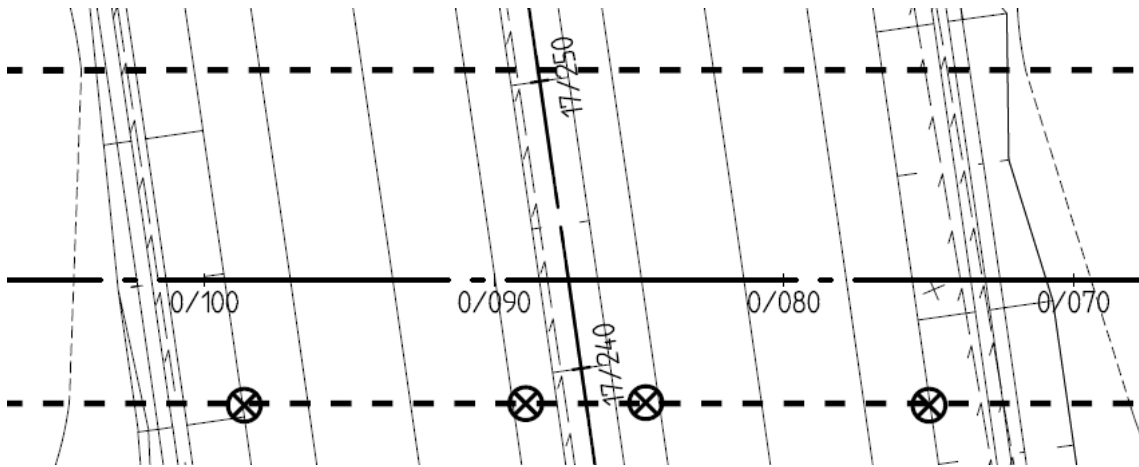


Fig. 3 Kritiska punkter ligger på södra sidan av bron.

Sektioner längs väg 40 och väg 1721 mäts ut på ritning, från höger, och fastställs till:

x_{40}	x_{1721}
(m)	(m)
17230	74.8
17238.6	84.6
17239	88.8
17240.4	98.6

Höjdskillnad längs en vertikalkurva kan approximativt beräknas som:

$$\Delta z(x) := \frac{x^2}{2 \cdot R_{1721}}$$

Den högst belägna punkten på vertikalkurvan beräknas till:

$$\text{Avstånd från första tangentpunkt till maxpunkt: } \Delta x := x_{topp} - x_{TP1}$$

$$\text{Höjdkoordinat i maxpunkt på vertikalkurva: } z_{topp} := z_{TP1} + \Delta z(\Delta x)$$

$$z_{topp} = 306.129 \text{ m}$$

Definiering av funktion för beräkning av höjd i godtycklig sektion längs väg 1721:

$$z_{1721}(x) := z_{topp} - \Delta z(x_{topp} - x)$$

Definiering av funktion för beräkning av höjd i godtycklig sektion längs väg 40:

$$z_{40}(x) := z_{40.i} + i_{40} \cdot (x - x_{40.i})$$

Skevning av väg 40 sker i nedåtlutning mot norr:

$$i_{40.y} := 2.5\%$$

Avstånd mellan PPL och kritiska punkter:

$$\begin{array}{ll} y_{40} & \\ \underline{(m)} & \\ 9.75 & \text{(södra väggkant)} \\ 0 & \\ 0 & \text{(vid PPL)} \\ -9.75 & \text{(norra väggkant)} \end{array}$$

Höjd hos väg 40 i kritiska punkter beräknas nu enligt:

$$z_{40} := z_{40}(x_{40}) + y_{40} \cdot i_{40.y} \quad z_{40} = \begin{bmatrix} 299.892 \\ 299.556 \\ 299.552 \\ 299.293 \end{bmatrix} m$$

Västra hörnet av bron ligger pga. bomberingen på en lägre nivå än PPL:

$$\text{Lutning hos bombering:} \quad i_{1721.y} := 2.5\%$$

$$\text{Avstånd mellan PPL och kritiska punkter:} \quad y_{1721} := 3.75 \text{ m}$$

Höjd hos väg 1721 i kritiska punkter beräknas nu enligt:

$$z_{1721} := z_{1721}(x_{1721}) - y_{1721} \cdot i_{1721.y} \quad z_{1721} = \begin{bmatrix} 306 \\ 306.035 \\ 306.025 \\ 305.945 \end{bmatrix} m$$

Krav på fri höjd för

$$\text{tung överbyggnad:} \quad h_{fri.tung} := 4.7 \text{ m}$$

$$\text{lätt överbyggnad:} \quad h_{fri.lätt} := 5.2 \text{ m}$$

Tillgänglig konstruktionshöjd längs bron beräknas nu enligt:

$$\text{tung överbyggnad:} \quad h_{tung} := z_{1721} - z_{40} - h_{fri.tung} \quad h_{tung} = \begin{bmatrix} 1.408 \\ 1.779 \\ 1.773 \\ 1.952 \end{bmatrix} m$$

$$\text{lätt överbyggnad:} \quad h_{lätt} := z_{1721} - z_{40} - h_{fri.lätt} \quad h_{lätt} = \begin{bmatrix} 0.908 \\ 1.279 \\ 1.273 \\ 1.452 \end{bmatrix} \text{ m}$$

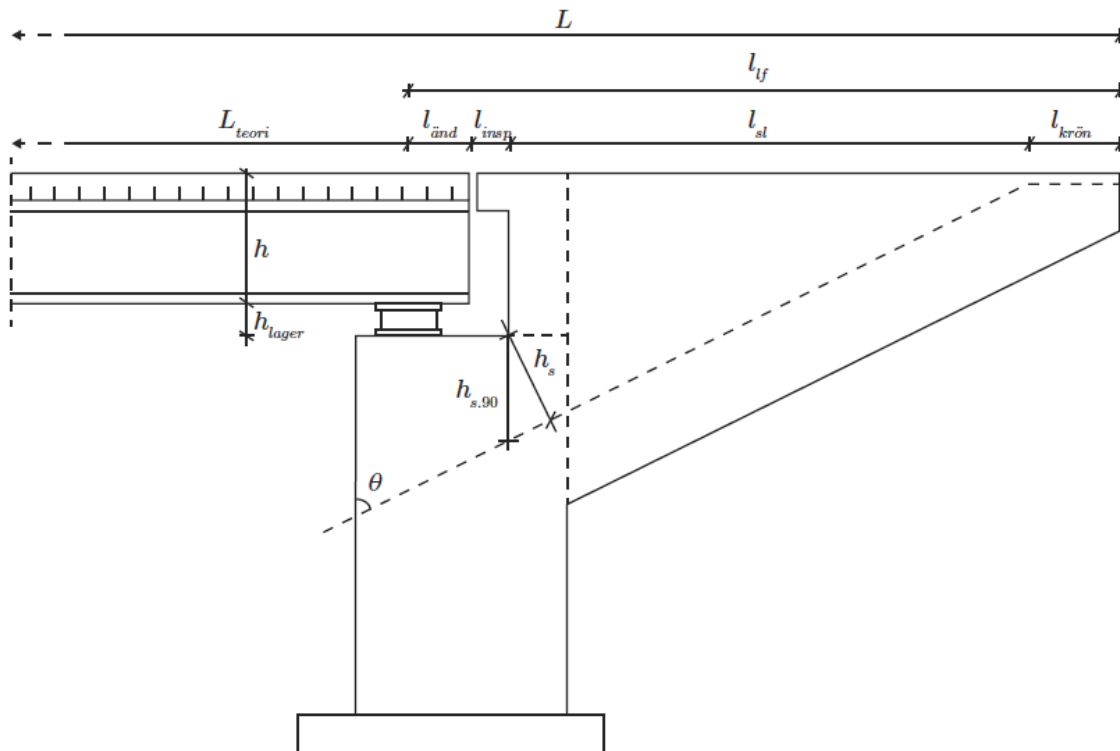
Dimensionerande kritisk punkt blir vid södra väggkanten och maximal konstruktionshöjd blir:

$$\text{för tung överbyggnad:} \quad h_{tung} := \min(h_{tung}) \quad h_{tung} = 1.408 \text{ m}$$

$$\text{för lätt överbyggnad:} \quad h_{lätt} := \min(h_{lätt}) \quad h_{lätt} = 0.908 \text{ m}$$

Bilaga D Längd av landfäste

Bilaga D Längd av landfäste



1. Allmänt

1.1 Indata

Total brolängd:	$L := 60 \text{ m}$	
Konstruktionshöjd:	$h := 1351 \text{ mm}$	(huvudbärverk)
Lagerhöjd:	$h_{lager} := 300 \text{ mm}$	
Avstånd grusskift vinkelrätt mot slänt:	$h_s := 200 \text{ mm}$	
Avstånd upplag till balkände:	$l_{änd} := 295 \text{ mm}$	
Inspektionsavstånd balkände-grusskift:	$l_{insp} := 500 \text{ mm}$	
Krav överlapp landfäste/bankens krön:	$l_{krön} := 500 \text{ mm}$	

2. Beräkning av frontmurshöjd.

Släntlutning:	$\theta := \text{atan}\left(\frac{1}{2}\right)$	$\theta = 26.565 \text{ deg}$
Horisontellt avstånd lagerpall-slänt:	$h_{s.90} := \frac{h_s}{\sin(90 \text{ deg} - \theta)}$	$h_{s.90} = 0.224 \text{ m}$

$$\text{Total höjd:} \quad h_{tot} := h_{s,90} + h + h_{lager} \quad h_{tot} = 1.875 \text{ m}$$

$$\text{Längd lager-broände:} \quad l_{lf} := 2 \cdot h_{tot} + l_{änd} + l_{insp} + l_{krön} \quad l_{lf} = 5.044 \text{ m}$$

$$\text{Längd väljs till:} \quad l_{lf} := 5 \text{ m}$$

$$\textbf{Teoretisk brolängd:} \quad L_{teori} := L - 2 \cdot l_{lf} \quad L_{teori} = 50 \text{ m}$$

$$l_{terrass} := 1275 \text{ mm} \quad \text{Längd på terrass på landfäste}$$

$$h_{till} := 1.5 \text{ m} \quad \text{Djuptillägg under släntytan, TRVK Bro}$$

$$h_{slänt} := \frac{l_{terrass}}{\tan(\theta)} = 2.55 \text{ m} \quad \text{Höjd från släntytan upp till det horisontellt avstånd lagerpall}$$

$$H_{tot} := h_{tot} + h_{slänt} + h_{till} + h_{s,90} = (6.148 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{Total höjd på frontmuren}$$

Bilaga E Dimensionerande tvärkraft och moment

Innehållsförteckning

1. Allmänt	1
2. Materialparametrar	4
3. Transversell last	5
4. Tvärkraft- och momentberäkning för karakteristisk last	12
5. Lastkombinering	43
6. Tvärkraft- och momentfördelning för dimensionerande last	49
7. Kontroll lyft av överbyggnad vid upplag	78
8. Bestämning av lämplig skarvplacering	79

Bilaga E Dimensionerande tvärkraft och moment

1. Allmänt

1.1 Indata

$L := 50 \text{ m}$ (centrumavstånd ändupplag)

$L_1 := 25 \text{ m}$ (teoretisk spännvidd per fack)

En schematisk modell av konstruktionen i elevation visas i Fig. 1

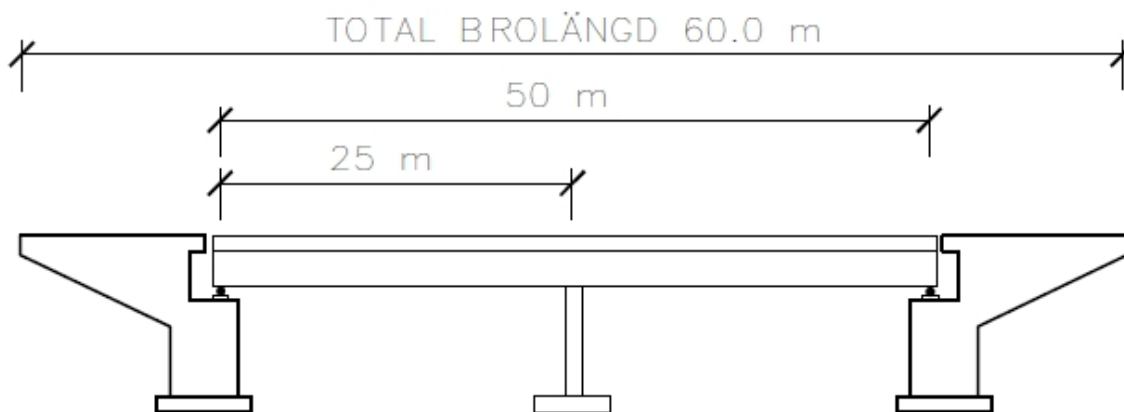


Fig. 1 Schematisk modell i elevation

$w := 10.5 \text{ m}$ (total brobredd)

$l_k := 2.35 \text{ m}$ (avstånd I-balk till insida räcke)

$cc := 5.8 \text{ m}$ (centrumavstånd I-balkar)

En schematisk modell av brobanan visas i Fig. 2

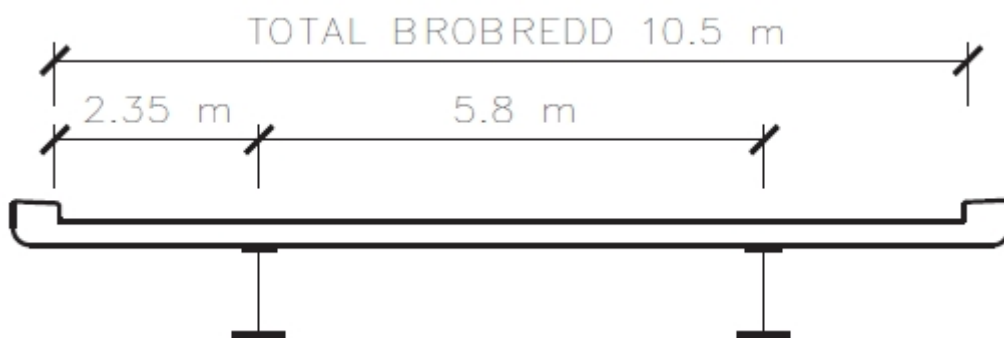


Fig. 2 Schematisk modell över tvärsektion

1.2 Förenklingar

Följande förenklingar har gjorts:

- Inverkan av vertikalradie om 1 200 m försummas, dvs. konstruktionen antas rak.
- Bron kontrolleras för lastmodell 1.

1.3 Beräkningsmodeller

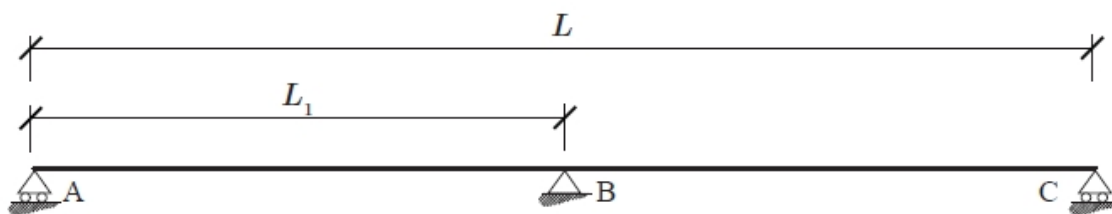


Fig. 3 Beräkningsmodell längsled med identifiering av brostöd A, B och C.

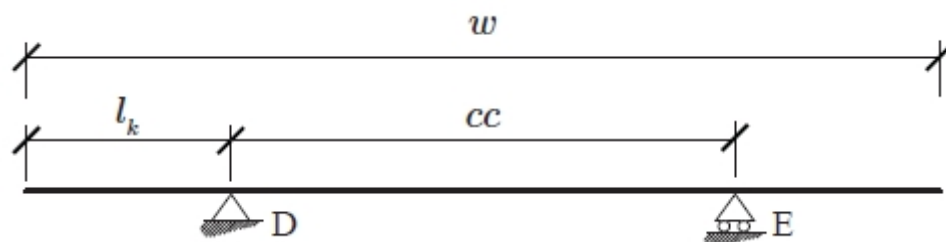


Fig. 4 Beräkningsmodell tvärlöd för brobanan med identifiering av I-balkar D och E.

1.4 Samverkanstvärsnitt

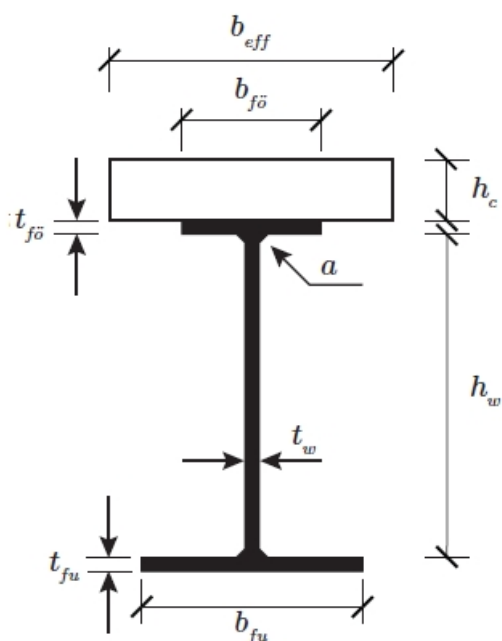


Fig. 5 Tvärsnitt av samverkanskonstruktion

Stålprofil

$a := 13 \text{ mm}$	(a-mått)
$t_{f\bar{o}} := 26 \text{ mm}$	(tjocklek, övre fläns)
$b_{f\bar{o}} := 400 \text{ mm}$	(bredd, övre fläns)
$t_w := 20 \text{ mm}$	(livtjocklek)
$h_w := 880 \text{ mm}$	(livhöjd)
$t_{fu} := 50 \text{ mm}$	(tjocklek, undre fläns)
$b_{fu} := 740 \text{ mm}$	(bredd, undre fläns)

Betong

$h_c := 300 \text{ mm}$	(flänstjocklek)
-------------------------	-----------------

1.5 Beläggning

(G.3.2.9 TRVR Bro 11)

Väljer typbeläggning 2IIIA (5+50+40=95) med hänsyn till krav enligt teknisk beskrivning

$t_{be} := 95 \text{ mm}$	(tjocklek beläggning)
---------------------------	-----------------------

1.6 Kantbalk

Dimensioner för kantbalk antas

$b_{kb} := 0.5 \text{ m}$	(enligt teknisk beskrivning)
---------------------------	------------------------------

$$h_{kb} := 0.5 \text{ m}$$

1.7 Areor

$A_a := t_{f\bar{o}} \cdot b_{f\bar{o}} + t_w \cdot h_w + t_{fu} \cdot b_{fu} = 0.065 \text{ m}^2$	(avser en stålbalk)
$A_c := w \cdot h_c = 3.15 \text{ m}^2$	(avser hela betongplattan)
$A_{c.kb} := b_{kb} \cdot h_{kb} = 0.25 \text{ m}^2$	(avser en kantbalk)
$A_{be} := w \cdot t_{be} = 0.998 \text{ m}^2$	(avser hela beläggningen)

1.8 Säkerhetsklass

(10-11 § TRVFS 2011:12)

Konstruktionen hänförs säkerhetsklass 3, vilket ger

$$\gamma_d := 1.0$$

1.9 Exponeringsklass

De exponeringsklasser för bron som anses aktuella är (SS-EN 206-1):

XC4	Korrosion på betongytor som utsätts för cyklisk fukt, på grund av karbonatisering.
XD1	Korrosion på betongytor som utsätts för luftburna klorider.
XD3	Korrosion på betongytor som utsätts för stänk av klorider, exempelvis vägsalt.
XF2	Tö och isangrepp på vertikala ytor ej i direktkontakt med klorider, exempelvis vägsalt.
XF4	Tö och isangrepp på ytor i zon för stänk av klorider, exempelvis vägsalt.
XM2	Måttligt slitage av betongyta.

Val av exponeringsklass (Tabell 4.1 SS-EN 1992-1-1)

Överbyggnad:	XD1, XF4
Kantbalk:	XD3, XF4
Landfäste:	XD1, XF4

1.10 Bärverksklass

(Tabell 4.3N SS-EN 1992-1-1)

Överbyggnad:	S5
Kantbalk:	S5
Landfäste:	S5

2. Materialparametrar

2.1 Tunghet

(Bilaga A SS-EN 1991-1-1)

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{stål})$$

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{armerad betong})$$

$$\gamma_{be} := 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{asfaltsbeläggning})$$

$$\gamma_{rä} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{antaget värde, per broräcke})$$

3. Transversell last

Avser de laster som verkar transversellt mot brobanan mellan ändstöden.

3.1 Permanent last

För armerad betong och beläggning beräknas egenvikter för halva konstruktionen, då det är denna del som en balk ska bära.

Egenvikt stål

$$g_{k.s} := \gamma_s \cdot A_a = 5.005 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{avser en balk})$$

Egenvikt armerad betong

$$g_{k.tv.c} := \gamma_c \cdot h_c = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{tvärgående})$$

$$g_{k.lä.c} := \gamma_c \cdot \frac{A_c}{2} = 39.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{längsgående, avser halva betongplattan})$$

$$g_{k.tv.kb} := \gamma_c \cdot h_{kb} = 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{avser en kantbalk, tvärgående})$$

$$g_{k.lä.kb} := \gamma_c \cdot A_{c.kb} = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{avser en kantbalk, längsgående})$$

Egenvikt beläggning

$$g_{k.tv.be} := \gamma_{be} \cdot t_{be} = 2.185 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{tvärgående})$$

$$g_{k.lä.be} := \gamma_{be} \cdot \frac{A_{be}}{2} = 11.471 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{längsgående, avser halva beläggningen})$$

Egenvikt räcke

$$g_{k.rä} := \gamma_{rä} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{avser ett räcke})$$

Summering egenvikt längsled

$$g_{k.lä} := g_{k.s} + g_{k.lä.c} + g_{k.lä.kb} + g_{k.lä.be} + g_{k.rä} = 62.601 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hjälpvariabler för användning i formler

$$G_0 := 0 \text{ N}$$

$$g_0 := 0 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

3.2 Variabel last

Lastmodell 1 antas dimensionerande, därmed beaktas endast dess inverkan på konstruktionen.

3.2.1 Trafiklast

Indelning i lastfält

(Tabell 4.1 SS-EN 1991-2)

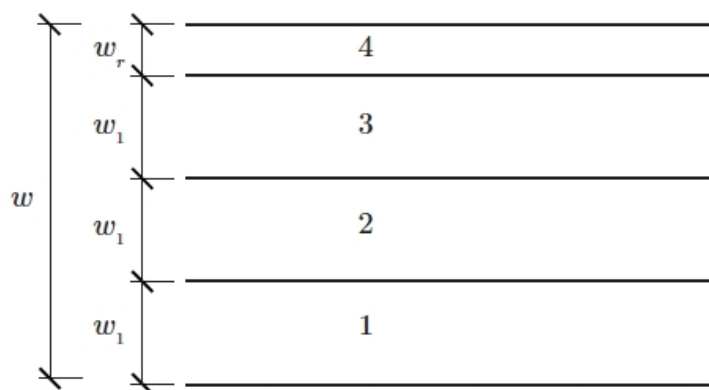


Fig. 6 Numrering av lastfält

$6 \text{ m} \leq w$ ger

$w_1 := 3 \text{ m}$ (lastfältsbredd)

$n_1 := 3$ (antal lastfält)

$w_r := w - w_1 \cdot n_1 = 1.5 \text{ m}$ (återstående yta)

Last per lastfält enligt lastmodell 1

(4.3.2 SS-EN 1991-2, Tabell 7.1 TRVFS 2011:12)

Karakteristiska lastvärden ges av Tabell 4.2 SS-EN 1991-2

	<u>Axellast</u>	<u>Utbredd last</u>
Lastfält 1	$Q_{1k} := 300 \text{ kN}$	$q_{1k} := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfält 2	$Q_{2k} := 200 \text{ kN}$	$q_{2k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Lastfält 3	$Q_{3k} := 100 \text{ kN}$	$q_{3k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Återstående yta	$Q_{4k} := 0 \text{ kN}$	$q_{4k} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Anpassningsfaktorer hämtas ur Tabell 7.1 TRVFS 2011:12

	<u>Axellast</u>	<u>Utbredd last</u>
Lastfält 1	$\alpha_{Q1} := 0.9$	$\alpha_{q1} := 0.7$
Lastfält 2	$\alpha_{Q2} := 0.9$	$\alpha_{q2} := 1.0$
Lastfält 3	$\alpha_{Q3} := 0$	$\alpha_{q3} := 1.0$
Återstående yta	$\alpha_{Q4} := 0$	$\alpha_{q4} := 1.0$

I varje lastfält ska två axellaster placeras med 1,2 m mellanrum.

Karakteristisk trafiklast i längsled

För beräkningar i längsled kan båda axellasterna placeras i samma punkt då $L_1 > 10 \text{ m}$ (4.3.2 (6)b SS-EN 1991-2)

Beräkning av trafiklast enligt ekvation (4.1) och (4.2), SS-EN 1991-2

Lastfält 1

Axellast: $Q_{l\ddot{a}.1k.t} := 2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 540 \text{ kN}$

Utbredd last: $q_{l\ddot{a}.1k.t} := \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastfält 2

Axellast: $Q_{l\ddot{a}.2k.t} := 2 \cdot \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 360 \text{ kN}$

Utbredd last: $q_{l\ddot{a}.2k.t} := \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastfält 3

Axellast: $Q_{l\ddot{a}.3k.t} := 2 \cdot \alpha_{Q3} \cdot Q_{3k} = 0 \text{ N}$

Utbredd last: $q_{l\ddot{a}.3k.t} := \alpha_{q3} \cdot q_{3k} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Återstående lastfält

Axellast: $Q_{l\ddot{a}.4k.t} := 2 \cdot \alpha_{Q4} \cdot Q_{4k} = 0 \text{ N}$

Utbredd last: $q_{l\ddot{a}.4k.t} := \alpha_{q4} \cdot q_{4k} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Karakteristisk trafiklast i tvärled

För beräkningar i tvärled studeras en längdmeter, varvid endast en av axellasterna ryms inom meterstrimman.

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

Beräkning av trafiklaster enligt ekvation (4.1) och (4.2), SS-EN 1991-2

Lastfält 1

$$\text{Axellast:} \quad Q_{\text{tv.1k.t}} := \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 270 \text{ kN}$$

$$\text{Utbredd last:} \quad q_{\text{tv.1k.t}} := \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot D = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfält 2

$$\text{Axellast:} \quad Q_{\text{tv.2k.t}} := \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 180 \text{ kN}$$

$$\text{Utbredd last:} \quad q_{\text{tv.2k.t}} := \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot D = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfält 3

$$\text{Axellast:} \quad Q_{\text{tv.3k.t}} := \alpha_{Q3} \cdot Q_{3k} = 0 \text{ N}$$

$$\text{Utbredd last:} \quad q_{\text{tv.3k.t}} := \alpha_{q3} \cdot q_{3k} \cdot D = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Återstående lastfält

$$\text{Axellast:} \quad Q_{\text{tv.4k.t}} := \alpha_{Q4} \cdot Q_{4k} = 0 \text{ N}$$

$$\text{Utbredd last:} \quad q_{\text{tv.4k.t}} := \alpha_{q4} \cdot q_{4k} \cdot D = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastspridning av punktlaster

Då tvärledsberäkningar endast studerar en meterstrimma kan punktlaster storlek reduceras då de sprids på en längre sträcka än den som studeras.

För tvärkraftsberäkningar (D2.2.1.6 TRVR Bro 11)

$$b_{\text{last}} := 0.4 \text{ m} \quad (\text{hjulets lastbredd})$$

$$b_e := \max \left(7 \cdot h_c + b_{\text{last}} + t_{\text{be}}, 10 \cdot h_c + 1.3 \cdot \left(\frac{b_{\text{last}}}{2} + \frac{h_c}{2} \right) \right)$$

$$\kappa_V := \frac{D}{b_e} = 0.289 \quad (\text{lastspridningsfaktor för tvärkraftsberäkningar})$$

Axellaster för lastfält 1 och 2 blir då

$$Q_{\text{tv.V.1k.t}} := Q_{\text{tv.1k.t}} \cdot \kappa_V = 78.148 \text{ kN} \quad (\text{lastfält 1})$$

$$Q_{\text{tv.V.2k.t}} := Q_{\text{tv.2k.t}} \cdot \kappa_V = 52.098 \text{ kN} \quad (\text{lastfält 2})$$

För momentberäkningar kan punktlaster enligt praxis spridas på avståndet mellan axellaster i längsled, dvs. på 1,2 m.

$$\kappa_M := \frac{D}{1.2 \text{ m}} = 0.833 \quad (\text{lastspridningsfaktor för momentberäkningar})$$

Axellaster för lastfält 1 och 2 blir då

$$Q_{\text{tv.M.1k.t}} := Q_{\text{tv.1k.t}} \cdot \kappa_M = 225 \text{ kN} \quad (\text{lastfält 1})$$

$$Q_{\text{tv.M.2k.t}} := Q_{\text{tv.2k.t}} \cdot \kappa_M = 150 \text{ kN} \quad (\text{lastfält 2})$$

Beräkning av filfaktorer

Axellasten fördelas i verkligheten på ett hjulpar men förenklas här till en punktlast som verkar i mitten av axeln, därmed kan den första lasten angripa som närmast 1,5 m från körbanans kant. Den andra lasten får som närmast placeras 2,5 m från denna last.

Det mest ogynnsamma fallet då en balk tar så stor del av trafiklasten som möjligt studeras, se Fig. 7. Last placeras så att balk D tar största delen av lasten, vilket även ger att denna balk dimensioneras i vidare beräkningar. Gynnsamma bidrag från lastfält 3 och återstående yta tas bort.

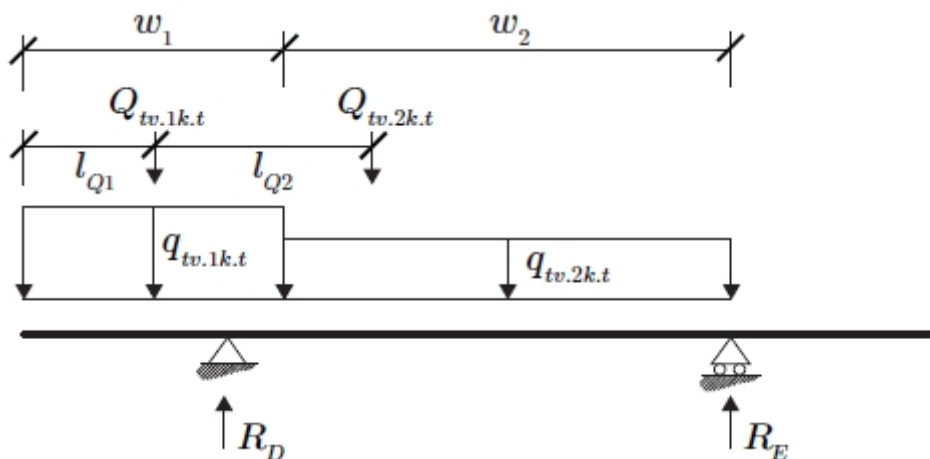


Fig. 7 Lastfall vid beräkning av filfaktorer

$$w_2 := l_k + cc - w_1$$

$$w_2 = 5.15 \text{ m}$$

$$l_{Q1} := \frac{w_1}{2}$$

$$l_{Q1} = 1.5 \text{ m}$$

$$l_{Q2} := 2.5 \text{ m}$$

(Figur 4.2.b SS-EN 1991-2)

Momentjämvikt ger

$$h_1 := w_2 - \left(l_{Q2} - \frac{w_1}{2} \right) \quad (\text{hjälpvariabel för hävarm})$$

$$\overset{E}{\curvearrowright} R_D := \frac{q_{tv.1k.t} \cdot w_1 \cdot \left(w_2 + \frac{w_1}{2} \right) + q_{tv.2k.t} \cdot \frac{w_2^2}{2} + Q_{tv.1k.t} \cdot \left(w_2 + \frac{w_1}{2} \right) + Q_{tv.2k.t} \cdot h_1}{cc}$$

$$R_D = 465.748 \text{ kN}$$

$$h_1 := w_1 - l_k + \frac{w_2}{2} \quad (\text{hjälpvariabel för hävarm})$$

$$h_2 := l_k - \frac{w_1}{2} \quad (\text{hjälpvariabel för hävarm})$$

$$\overset{D}{\curvearrowright} R_E := \frac{q_{tv.1k.t} \cdot \left(\frac{(w_1 - l_k)^2}{2} - \frac{l_k^2}{2} \right) + q_{tv.2k.t} \cdot w_2 \cdot h_1 - Q_{tv.1k.t} \cdot h_2 + Q_{tv.2k.t} \cdot (l_{Q2} - h_2)}{cc}$$

$$R_E = 16.027 \text{ kN}$$

Kontroll jämvikt

$$\Sigma R := R_E + R_D$$

$$\Sigma Q := Q_{tv.1k.t} + Q_{tv.2k.t} + q_{tv.1k.t} \cdot w_1 + q_{tv.2k.t} \cdot w_2$$

$$\Sigma R = 481.775 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q = 481.775 \text{ kN}$$

$$\Sigma R = \Sigma Q \quad \text{OK!}$$

Filfaktorn beskriver hur stor del av lasten som förs ner genom respektive balk.

$$f_D := \frac{R_D}{\Sigma Q} = 0.967$$

$$f_E := \frac{R_E}{\Sigma Q} = 0.033$$

Som förväntat förs mest last ner genom balk D, varvid denna faktor används för att bestämma trafiklastens storlek för beräkningar i längsled

$$Q_{k.lä.t} := f_D \cdot (Q_{lä.1k.t} + Q_{lä.2k.t}) = 870.06 \text{ kN}$$

$$q_{k.lä.t} := f_D \cdot (q_{lä.1k.t} \cdot w_1 + q_{lä.2k.t} \cdot w_2) = 30.718 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Hjälpvariabler för användning i formler

$$Q_0 := 0 \text{ N}$$

$$q_0 := 0 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

4. Tvärkraft- och momentberäkningar för karakteristisk last

4.1 Längsled

För att beräkna reaktionskrafter och moment för varje enskild last tas allmänna uttryck för godtyckliga laster fram för jämnt utbredd last och en punktlast med godtycklig angreppspunkt i det vänstra facket, se Fig. 8

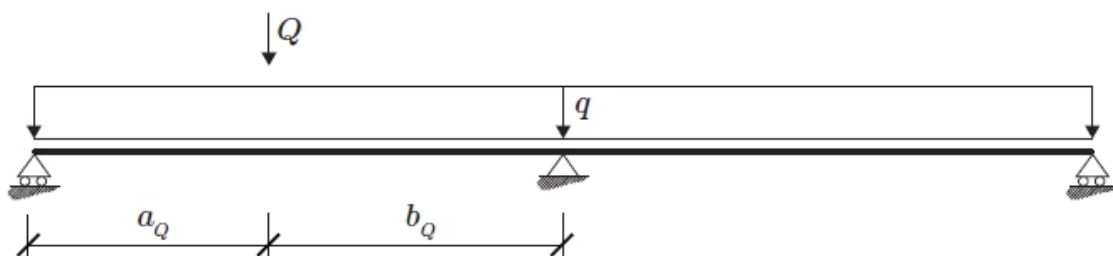


Fig. 8 Allmänt lastfall för godtyckliga laster

För att bestämma tvärkraft och moment används vinkeländringsmetoden, snitt i mittstöd ger reaktionslaster och moment enligt Fig. 9. Vi delar upp den utbredda lasten för att möjliggöra placering av utbredd last i endast ett fack.

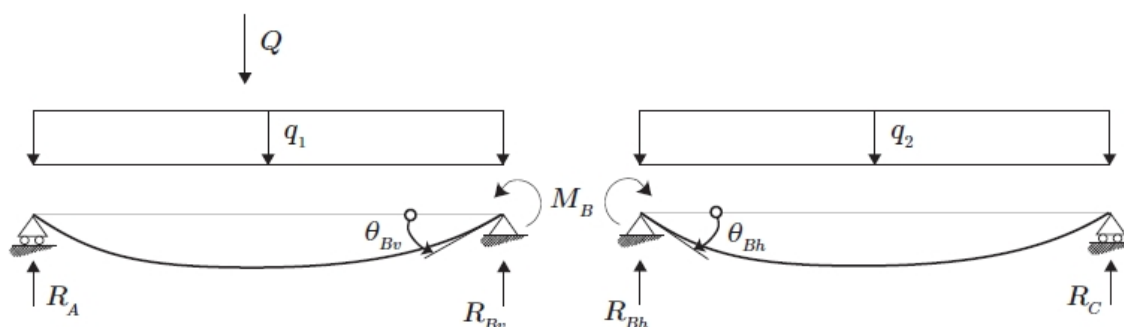


Fig. 9 Snitt vid mittstöd med vinkeländringsmetoden

För en kontinuerlig balk gäller

$$\theta_{Bv} = -\theta_{Bh} \quad (1)$$

Ur elementfall erhålls

(4.2 Byggformler och tabeller)

$$\theta_{Bv} = \frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{q_1 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} + \frac{Q \cdot a_Q \cdot L_1}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) \quad (2a)$$

$$\theta_{Bh} = \frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{q_2 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} \quad (2b)$$

Insättning av (2a-b) i (1) ger att

$$\frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{q_1 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} + \frac{Q \cdot a_Q \cdot L_1}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) = - \left(\frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{q_2 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} \right) \quad (3)$$

Moment i mittstöd löses nu ut ur (3) enligt

$$\frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{q_1 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} + \frac{Q \cdot a_Q \cdot L_1}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) = - \frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} - \frac{q_2 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} \quad \text{ger att}$$

$$\frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{M_B \cdot L_1}{3 \cdot E \cdot I} = - \frac{q_1 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} - \frac{q_2 \cdot L_1^3}{24 \cdot E \cdot I} - \frac{Q \cdot a_Q \cdot L_1}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) \quad \text{ger att}$$

$$\frac{2 \cdot M_B \cdot L_1}{3} = - \frac{q_1 \cdot L_1^3}{24} - \frac{q_2 \cdot L_1^3}{24} - \frac{Q \cdot a_Q \cdot L_1}{6} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) \quad \text{ger att}$$

$$\frac{2 \cdot M_B}{3} = - (q_1 + q_2) \cdot \frac{L_1^2}{24} - \frac{Q \cdot a_Q}{6} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) \quad \text{ger att}$$

$$M_B = - (q_1 + q_2) \cdot \frac{L_1^2}{16} - Q \cdot \frac{a_Q}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) \quad (4)$$

Med moment över mittstöd bestämt, bestäms reaktionskrafter.

Ur elementarfall erhålls

(4.2 Byggformler och tabeller)

$$R_A = \frac{M_B}{L_1} + \frac{q_1 \cdot L_1}{2} + \frac{Q \cdot b_Q}{L_1} \quad (5a)$$

$$R_{Bv} = - \frac{M_B}{L_1} + \frac{q_1 \cdot L_1}{2} + \frac{Q \cdot a_Q}{L_1} \quad (5b)$$

$$R_{Bh} = - \frac{M_B}{L_1} + \frac{q_2 \cdot L_1}{2} \quad (5c)$$

$$R_C = \frac{M_B}{L_1} + \frac{q_2 \cdot L_1}{2} \quad (5d)$$

Uttryck för tvärkraft- och momentfördelning

Snitt inom $0 \leq x < a_Q$ visas i Fig. 10

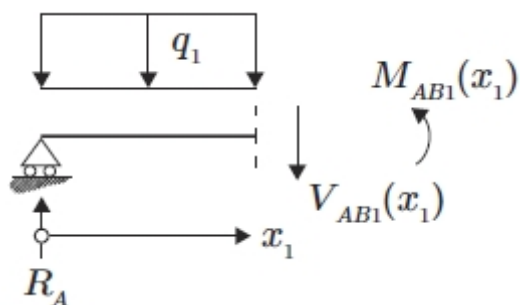


Fig. 10 Godtyckligt snitt innan punktlast i fack AB

Jämvikt i Fig. 10 ger

$$\uparrow V_{AB1}(x_1) = R_A - q_1 \cdot x_1 \quad (6a)$$

$$\curvearrowright M_{AB1}(x_1) = R_A \cdot x_1 - q_1 \cdot \frac{x_1^2}{2} \quad (6b)$$

Snitt inom $a_Q \leq x < L_1$ visas i Fig. 11

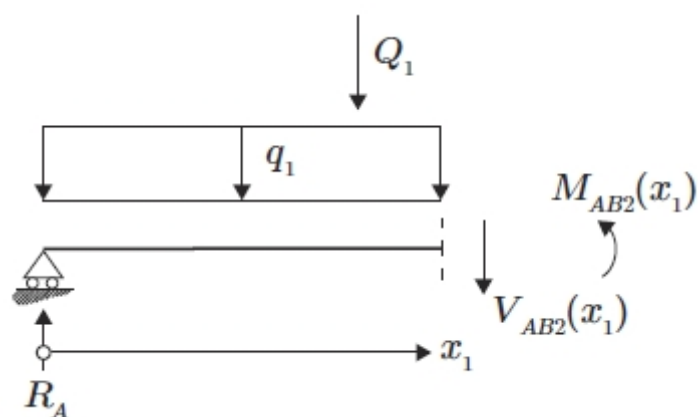


Fig. 11 Godtyckligt snitt efter punktlast i fack AB

Jämvikt i Fig. 11 ger

$$\uparrow V_{AB2}(x_1) = R_A - q_1 \cdot x_1 - Q \quad (6c)$$

$$\curvearrowright M_{AB2}(x_1) = R_A \cdot x_1 - q_1 \cdot \frac{x_1^2}{2} - Q \cdot (x_1 - a_Q) \quad (6d)$$

Snitt inom $L_1 < x \leq L$ visas i Fig. 12

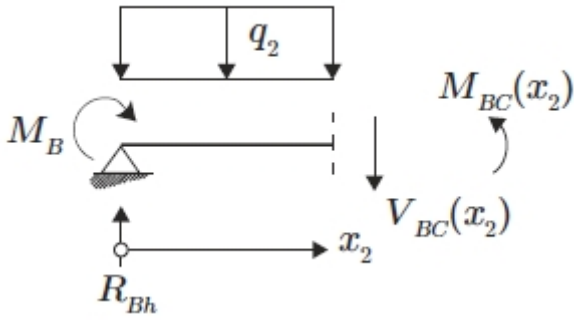


Fig. 12 Godtyckligt snitt innan punktlast i fack BC

Jämvikt i Fig. 12 ger

$$\uparrow V_{BC}(x_2) = R_{Bh} - q_2 \cdot x_2 \quad (6e)$$

$$\curvearrowright M_{BC}(x_2) = M_B + R_{Bh} \cdot x_2 - q_2 \cdot \frac{x_2^2}{2} \quad (6f)$$

Ekvation (4) och (5a,d) ger att

$$M_B(q_1, q_2, Q, a_Q) := -(q_1 + q_2) \cdot \frac{L_1^2}{16} - Q \cdot \frac{a_Q}{4} \cdot \left(1 - \frac{a_Q^2}{L_1^2}\right) \quad (7a)$$

$$R_A(M_B, q_1, Q, b_Q) := \frac{M_B}{L_1} + \frac{q_1 \cdot L_1}{2} + \frac{Q \cdot b_Q}{L_1} \quad (7b)$$

$$R_{Bv}(M_B, q_1, Q, a_Q) := -\frac{M_B}{L_1} + \frac{q_1 \cdot L_1}{2} + \frac{Q \cdot a_Q}{L_1} \quad (7c)$$

$$R_{Bh}(M_B, q_2) := -\frac{M_B}{L_1} + \frac{q_2 \cdot L_1}{2} \quad (7d)$$

Ekvation (6a-d) sammanställs enligt nedan för beräkning av tvärkraft och moment i fack AB.

$$V_{I\ddot{a}}(x, R_A, q_1, Q, a_Q) := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \quad \left\| R_A - q_1 \cdot x \right\| \\ \text{if } a_Q \leq x \leq L_1 \\ \quad \left\| R_A - q_1 \cdot x - Q \right\| \end{array} \right.$$

$$M_{I\ddot{a}}(x, R_A, q_1, Q, a_Q) := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \quad \left\| R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2} \right\| \\ \text{if } a_Q \leq x \leq L_1 \\ \quad \left\| R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2} - Q \cdot (x - a_Q) \right\| \end{array} \right.$$

4.1.1 Lastfall 1: maximalt stödmoment

Från datorsimulering i CALFEM där punktlast tillåts vandra över bron med 0,1 m steg fastställs lastens värsta position med beteckningar enligt Fig. 8 till

$$a_Q := 14.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Permanent last (egentyngd inkl. beläggning, kantbalkar, räcken, stålbalkar)

$$M_{B.1.g} := M_B(g_{k.lä}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q) = -4.891 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.1.g} := R_A(M_{B.1.g}, g_{k.lä}, Q_0, b_Q) = 0.587 \text{ MN}$$

$$x_0 := \frac{L_1}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{lä}(x_0, R_{A.1.g}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q), x_0) \quad x_{\max.f} = 9.375 \text{ m}$$

$$M_{lä.f.1.g} := M_{lä}(x_{\max.f}, R_{A.1.g}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q) = 2.751 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, punktlast (trafik)

$$M_{B.1.Q} := M_B(q_0, q_0, Q_{k.lä.t}, a_Q) = -2.093 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.1.Q} := R_A(M_{B.1.Q}, q_0, Q_{k.lä.t}, b_Q) = 285.185 \text{ kN}$$

Tvärkraften konstant över bron, dvs maximalt fältmoment erhålls vid punktlast

$$M_{lä.f.1.Q} := M_{lä}(a_Q, R_{A.1.Q}, q_0, Q_{k.lä.t}, a_Q) = 4.107 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, utbredd last (trafik)

$$M_{B.1.q} := M_B(q_{k.lä.t}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q) = -2.4 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.1.q} := R_A(M_{B.1.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, b_Q) = 0.288 \text{ MN}$$

$$x_0 := \frac{L_1}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{lä}(x_0, R_{A.1.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q), x_0) \quad x_{\max.f} = 9.375 \text{ m}$$

$$M_{lä.f.1.q} := M_{lä}(x_{\max.f}, R_{A.1.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q) = 1.35 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

4.1.2 Lastfall 2: maximalt fältmoment

Från datorsimulering i CALFEM där punktlast tillåts vandra över bron med 0,1 m steg fastställs lastens värsta position med beteckningar enligt Fig. 8 till

$$a_Q := 10.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Permanent last (egentyngd inkl. beläggning, kantbalkar, räcken, stålbalkar)

$$M_{B.2.g} := M_B(g_{k.lä}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q) = -4.891 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.2.g} := R_A(M_{B.2.g}, g_{k.lä}, Q_0, b_Q) = 0.587 \text{ MN}$$

$$x_0 := \frac{L_1}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{lä}(x_0, R_{A.2.g}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q), x_0) \quad x_{\max.f} = 9.375 \text{ m}$$

$$M_{lä.f.2.g} := M_{lä}(x_{\max.f}, R_{A.2.g}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q) = 2.751 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, punktlast (trafik)

$$M_{B.2.Q} := M_B(q_0, q_0, Q_{k.lä.t}, a_Q) = -1.871 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.2.Q} := R_A(M_{B.2.Q}, q_0, Q_{k.lä.t}, b_Q) = 0.433 \text{ MN}$$

Tvärkraften konstant över bron, dvs maximalt fältmoment erhålls vid punktlast

$$M_{lä.f.2.Q} := M_{lä}(a_Q, R_{A.2.Q}, q_0, Q_{k.lä.t}, a_Q) = 4.506 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, utbredd last (trafik)

$$M_{B.2.q} := M_B(q_{k.lä.t}, q_0, Q_0, a_Q) = -1.2 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.2.q} := R_A(M_{B.2.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, b_Q) = 0.336 \text{ MN}$$

$$x_0 := \frac{L_1}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{lä}(x_0, R_{A.2.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q), x_0) \quad x_{\max.f} = 10.938 \text{ m}$$

$$M_{lä.f.2.q} := M_{lä}(x_{\max.f}, R_{A.2.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q) = 1.837 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

4.1.3 Lastfall 3: maximal tvärkraft

Maximal tvärkraft erhålls då den utbredda lasten placeras i båda fack samtidigt som punktlasten angriper precis intill mittstöd, med beteckningar enligt Fig. 8 sätts

$$a_Q := 24.99 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Största tvärkraft kommer erhållas vid stöd B.

Permanent last (egentyngd inkl. beläggning, kantbalkar, räcken, stålbalkar)

$$M_{B.3.g} := M_B(g_{k.lä}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q) = -4.891 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Bv.3.g} := R_{Bv}(M_{B.3.g}, g_{k.lä}, Q_0, a_Q) = 0.978 \text{ MN}$$

$$R_{Bh.3.g} := R_{Bh}(M_{B.3.g}, g_{k.lä}) = 0.978 \text{ MN}$$

$$V_{B.3.g} := \max(R_{Bv.3.g}, R_{Bh.3.g}) = 0.978 \text{ MN}$$

Variabel last, punktlast (trafik)

$$M_{B.3.Q} := M_B(q_0, q_0, Q_{k.lä.t}, a_Q) = -0.004 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Bv.3.Q} := R_{Bv}(M_{B.3.Q}, q_0, Q_{k.lä.t}, a_Q) = 0.87 \text{ MN}$$

$$R_{Bh.3.Q} := R_{Bh}(M_{B.3.Q}, q_0) = (1.739 \cdot 10^{-4}) \text{ MN}$$

$$V_{B.3.Q} := \max(R_{Bv.3.Q}, R_{Bh.3.Q}) = 0.87 \text{ MN}$$

Variabel last, utbredd last (trafik)

$$M_{B.3.q} := M_B(q_{k.lä.t}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q) = -2.4 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Bv.3.q} := R_{Bv}(M_{B.3.q}, q_{k.lä.t}, Q_0, a_Q) = 0.48 \text{ MN}$$

$$R_{Bh.3.q} := R_{Bh}(M_{B.3.q}, q_{k.lä.t}) = 0.48 \text{ MN}$$

$$V_{B.3.q} := \max(R_{Bv.3.q}, R_{Bh.3.q}) = 0.48 \text{ MN}$$

4.2 Tvärled

Fig. 13 visar de egenvikter som beaktas på den studerade meterstrimman.

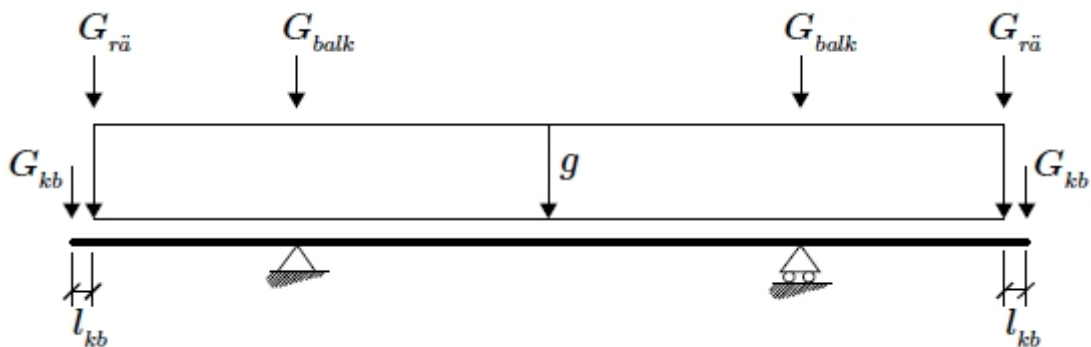


Fig. 13 Egenvikter som verkar på en längdmeter

Varje kantbalk reduceras till en punktlast som placeras i mitten av kantbalkens utbredning.

$$G_{k.tv.kb} := g_{k.tv.kb} \cdot D \cdot b_{kb} = 6.25 \text{ kN}$$

$$l_{kb} := \frac{b_{kb}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

En längdmeter studeras, vilket ger

$$G_{k.tv.rä} := g_{k.tv.rä} \cdot D = 0.5 \text{ kN} \quad (\text{per räck})$$

$$G_{k.tv.s} := g_{k.tv.s} \cdot D = 5.005 \text{ kN} \quad (\text{per stål balk})$$

$$g_{k.tv.g} := (g_{k.tv.be} + g_{k.tv.c}) \cdot D = 9.685 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{betongplatta och beläggning})$$

Vi studerar två lastfall, vilka ger maximalt stöd- respektive fältmoment.

4.2.1 Lastfall 1: maximalt stödmoment

Maximalt stödmoment erhålls vid placering av laster enligt Fig. 14

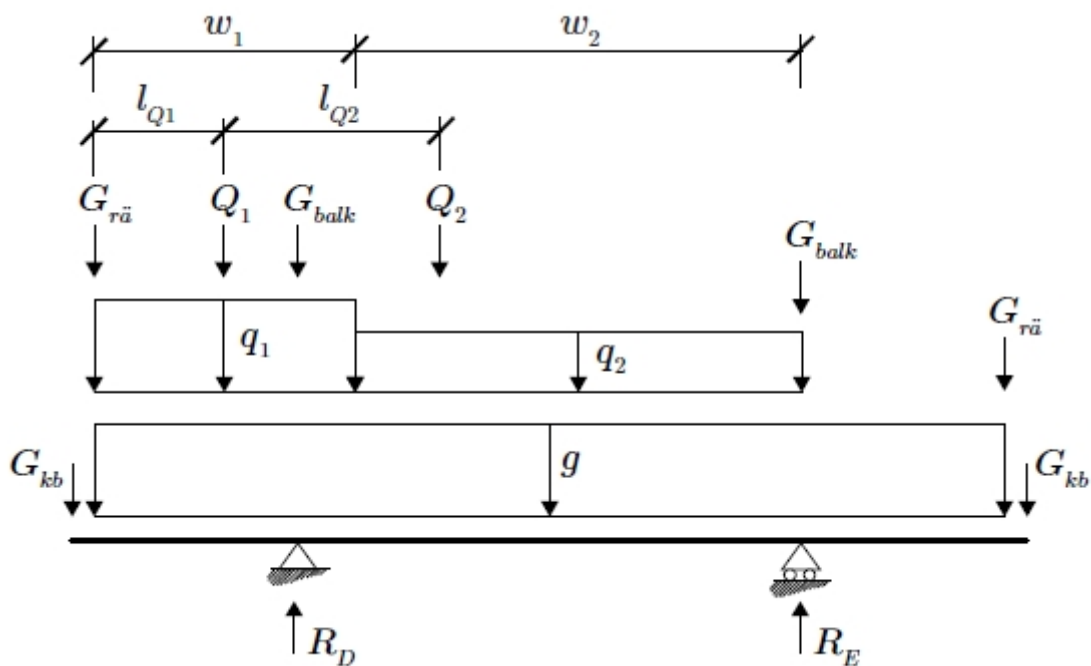


Fig. 14 Lastfall för vilket maximalt stödmoment erhålls

$$l_{Q1} := 1.5 \text{ m}$$

$$l_{Q2} := 2.5 \text{ m}$$

Snitt i D och E ger reaktionskrafter och stödmoment enligt Fig. 15

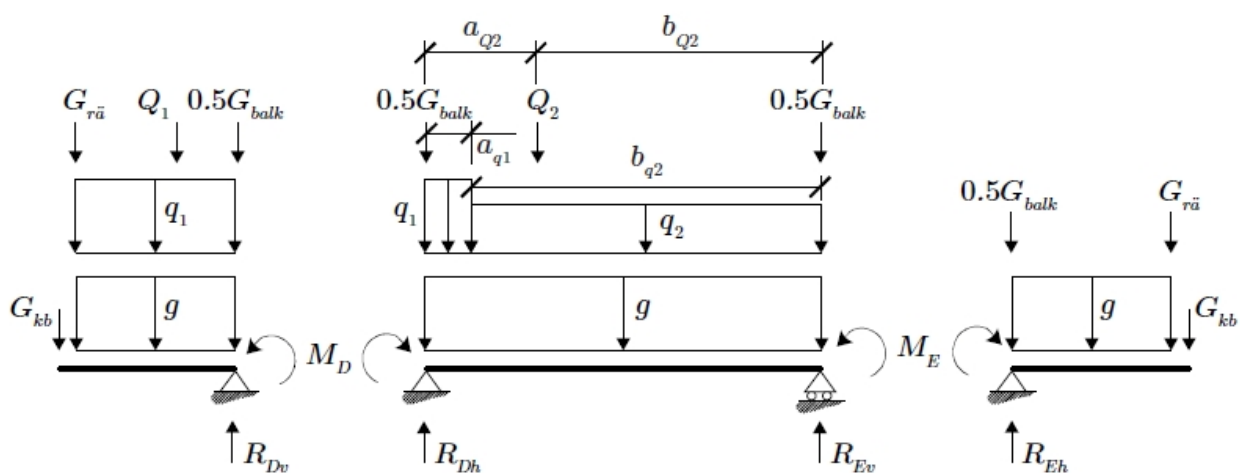


Fig. 15 Reaktionskrafter och stödmoment vid snitt i D och E

$$a_{Q2} := l_{Q1} + l_{Q2} - l_k = 1.65 \text{ m}$$

$$a_{q1} := w_1 - l_k = 0.65 \text{ m}$$

$$b_{q2} := w_2 = 5.15 \text{ m}$$

$$b_{Q2} := cc - a_{Q2} = 4.15 \text{ m}$$

Jämvikt i Fig. 15 ger

$$R_{Dv} = G_{kb} + (g + q_1) \cdot l_k + Q_1 + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä} \quad (8a)$$

$$M_D = -G_{kb} \cdot (l_{kb} + l_k) - g \cdot \frac{l_k^2}{2} - q_1 \cdot \frac{l_k^2}{2} - Q_1 \cdot (l_k - l_{Q1}) - G_{rä} \cdot l_k \quad (8b)$$

$$R_{Eh} = g \cdot l_k + G_{kb} + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä} \quad (8c)$$

$$M_E = -g \cdot \frac{l_k^2}{2} - G_{kb} \cdot (l_k + l_{kb}) - G_{rä} \cdot l_k \quad (8d)$$

Ur elementarfall fås

(4.2 Byggformler och tabeller)

$$R_{Dh} = \frac{M_E - M_D}{cc} + \frac{g \cdot cc}{2} + q_1 \cdot a_{q1} \cdot \left(1 - \frac{a_{q1}}{2 \cdot cc}\right) + \frac{q_2 \cdot b_{q2}^2}{2 \cdot cc} + Q_2 \cdot \frac{b_{Q2}}{cc} + \frac{G_{balk}}{2} \quad (8e)$$

$$R_{Ev} = \frac{M_D - M_E}{cc} + \frac{g \cdot cc}{2} + q_1 \cdot \frac{a_{q1}^2}{2 \cdot cc} + q_2 \cdot b_{q2} \cdot \left(1 - \frac{b_{q2}}{2 \cdot cc}\right) + Q_2 \cdot \frac{a_{Q2}}{cc} + \frac{G_{balk}}{2} \quad (8f)$$

Uttryck för tvärkraft- och momentfördelning

Snitt inom $0 \leq x < l_{kb}$ visas i Fig. 16

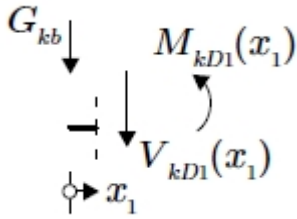


Fig. 16 Godtyckligt snitt innan broräcke

Jämvikt i Fig. 16 ger

$$\uparrow V_{kD1}(x_1) = -G_{kb} \quad (9a)$$

$$\curvearrowright M_{kD1}(x_1) = -G_{kb} \cdot x_1 \quad (9b)$$

Snitt inom $l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_{Q1}$ visas i Fig. 17

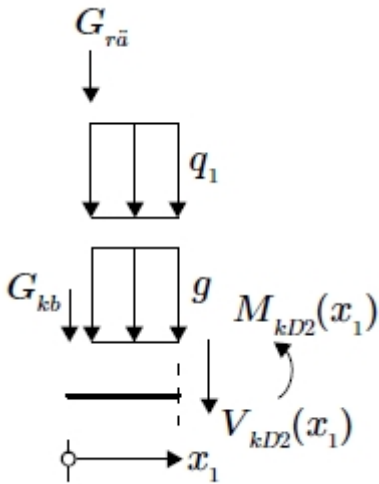


Fig. 17 Godtyckligt snitt innan punktlast Q1

Jämvikt i Fig. 17 ger

$$\uparrow V_{kD2}(x_1) = -G_{kb} - (g + q_1) \cdot (x_1 - l_{kb}) - G_{rä} \quad (9c)$$

$$\curvearrowright M_{kD2}(x_1) = -G_{kb} \cdot x_1 - (g + q_1) \cdot \frac{(x_1 - l_{kb})^2}{2} - G_{rä} \cdot (x_1 - l_{kb}) \quad (9d)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k$ visas i Fig. 18

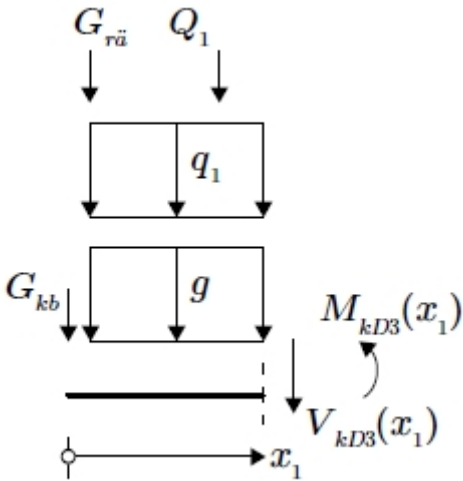


Fig. 18 Godtyckligt snitt innan balk D

Jämvikt i Fig. 18 ger

$$\uparrow V_{kD3}(x_1) = -G_{kb} - (g + q_1) \cdot (x_1 - l_{kb}) - Q_1 - G_{rä} \quad (9e)$$

$$\curvearrowright M_{kD3}(x_1) = -G_{kb} \cdot x_1 - (g + q_1) \cdot \frac{(x_1 - l_{kb})^2}{2} - Q_1 \cdot (x_1 - l_{kb} - l_{Q1}) - G_{rä} \cdot (x_1 - l_{kb}) \quad (9f)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{q1}$ visas i Fig. 19

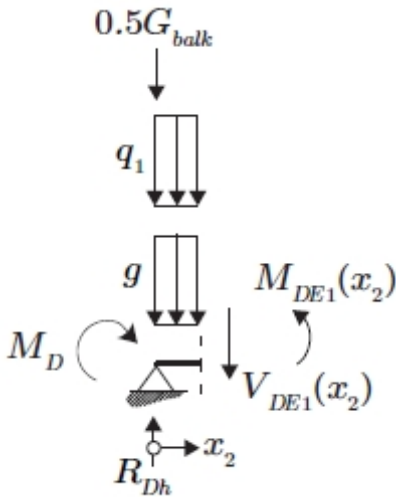


Fig. 19 Godtyckligt snitt innan ände utbredd last q1

Jämvikt i Fig. 19 ger

$$\uparrow V_{DE1}(x_2) = R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_2 - q_1 \cdot x_2 \quad (9g)$$

$$\curvearrowright M_{DE}(x_2) = M_D + R_{Dh} \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} \cdot x_2 - g \cdot \frac{x_2^2}{2} - q_1 \cdot \frac{x_2^2}{2} \quad (9h)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + a_{q1} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2}$ visas i Fig. 20

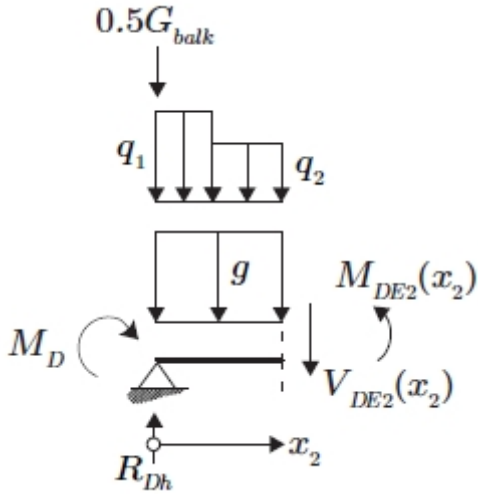


Fig. 20 Godtyckligt snitt innan punktlast Q2

Jämvikt i Fig. 20 ger

$$\uparrow V_{DE2}(x_2) = R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_2 - q_1 \cdot a_{q1} - q_2 \cdot (x_2 - a_{q1}) \quad (9i)$$

$$\begin{aligned} \curvearrowright M_{DE2}(x_2) = & M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 - g \cdot \frac{x_2^2}{2} - q_1 \cdot a_{q1} \cdot \left(x_2 - \frac{a_{q1}}{2} \right) \\ & - \left(q_2 \cdot (x_2 - a_{q1}) \cdot \left(a_{q1} + \frac{x_2 - a_{q1}}{2} \right) \right) \end{aligned} \quad (9j)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc$ visas i Fig. 21

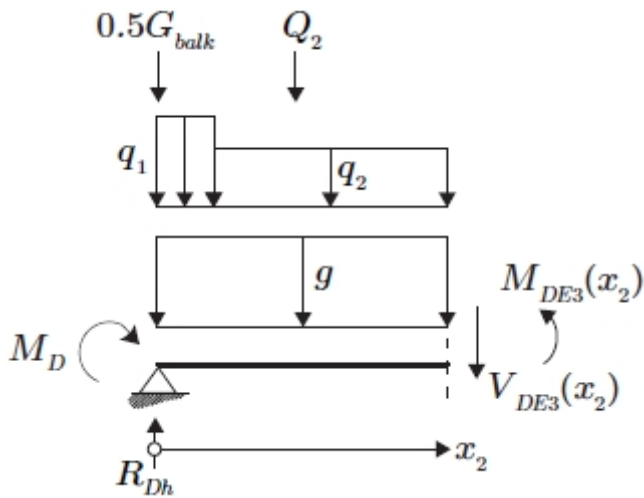


Fig. 21 Godtyckligt snitt innan balk E

Jämvikt i Fig. 21 ger

$$\uparrow V_{DE3}(x_2) = R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_2 - q_1 \cdot a_{q1} - q_2 \cdot (x_2 - a_{q1}) - Q_2 \quad (9k)$$

$$\begin{aligned}
 \curvearrowright M_{DE3}(x_2) = & M_D + R_{Dh} \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} \cdot x_2 - g \cdot \frac{x_2^2}{2} - q_1 \cdot a_{q1} \cdot \left(x_2 - \frac{a_{q1}}{2}\right) \\
 & - q_2 \cdot \frac{(x_2 - a_{q1})^2}{2} - Q_2 \cdot (x_2 - a_{Q2})
 \end{aligned} \tag{9l}$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + w$ visas i Fig. 22

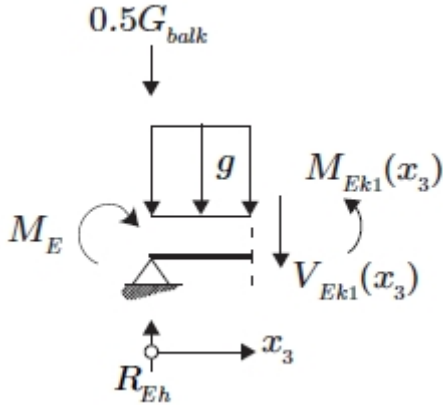


Fig. 22 Godtyckligt snitt innan broräcke

Jämvikt i Fig. 22 ger

$$\uparrow V_{Ek1}(x_3) = R_{Eh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_3 \tag{9m}$$

$$\curvearrowright M_{Ek1}(x_3) = M_E + R_{Eh} \cdot x_3 - \frac{G_{balk}}{2} \cdot x_3 - g \cdot \frac{x_3^2}{2} \tag{9n}$$

Snitt inom $l_{kb} + w \leq x < l_{kb} + w + l_{kb}$ visas i Fig. 23

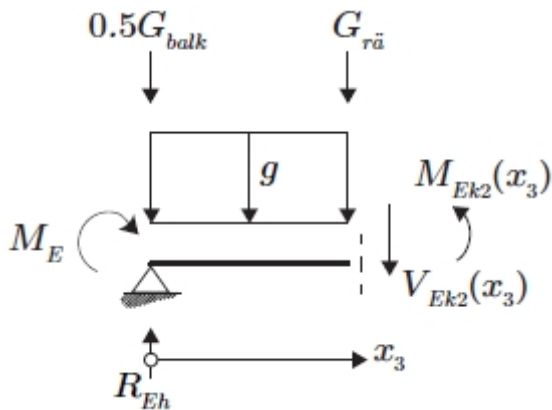


Fig. 23 Godtyckligt snitt innan ände kantbalk

Jämvikt i Fig. 23 ger

$$\uparrow V_{Ek2}(x_3) = R_{Eh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot l_k - G_{rä} \tag{9o}$$

$$\curvearrowright M_{Ek2}(x_3) = M_E + R_{Eh} \cdot x_3 - \frac{G_{balk}}{2} \cdot x_3 - g \cdot l_k \cdot \left(x_3 - \frac{l_k}{2}\right) - G_{rä} \cdot (x_3 - l_k) \tag{9p}$$

Ekvation (8a-f) ger att

$$R_{Dv.1}(g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}, q_1, Q_1) := G_{kb} + (g + q_1) \cdot l_k + Q_1 + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä}$$

$$M_{D.1}(g, G_{kb}, G_{rä}, q_1, Q_1) := -G_{kb} \cdot (l_{kb} + l_k) - g \cdot \frac{l_k^2}{2} - q_1 \cdot \frac{l_k^2}{2} - Q_1 \cdot (l_k - l_{Q1}) - G_{rä} \cdot l_k \quad (10a)$$

$$R_{Eh.1}(g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}) := g \cdot l_k + G_{kb} + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä} \quad (10b)$$

$$M_{E.1}(g, G_{kb}, G_{rä}) := -g \cdot \frac{l_k^2}{2} - G_{kb} \cdot (l_k + l_{kb}) - G_{rä} \cdot l_k \quad (10c)$$

$$R_{Dh.1}(M_D, M_E, g, q_1) := \frac{M_E - M_D}{cc} + \frac{g \cdot cc}{2} + q_1 \cdot a_{q1} \cdot \left(1 - \frac{a_{q1}}{2 \cdot cc}\right)$$

$$R_{Dh.1}(M_D, M_E, g, G_{balk}, q_1, q_2, Q_2) := R_{Dh.1}(M_D, M_E, g, q_1) + \frac{q_2 \cdot b_{q2}^2}{2 \cdot cc} + Q_2 \cdot \frac{b_{Q2}}{cc} + \frac{G_{balk}}{2} \quad (10d)$$

$$R_{Ev.1}(M_D, M_E, g, q_1, q_2) := \frac{M_D - M_E}{cc} + \frac{g \cdot cc}{2} + q_1 \cdot \frac{a_{q1}^2}{2 \cdot cc} + q_2 \cdot b_{q2} \cdot \left(1 - \frac{b_{q2}}{2 \cdot cc}\right)$$

$$R_{Ev.1}(M_D, M_E, g, G_{balk}, q_1, q_2, Q_2) := R_{Ev.1}(M_D, M_E, g, q_1, q_2) + Q_2 \cdot \frac{a_{Q2}}{cc} + \frac{G_{balk}}{2}$$

Eftersom maximalt stöd- och fältmoment erhålls innan balk E studeras inte den högra konsolen i detta skede. Ekvation (9a-l) ger att

$$V_{tv.1}(x, R_{Dh}, g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}, q_1, q_2, Q_1, Q_2) := \left\| \begin{array}{l} x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\ \text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\ \quad \left\| -G_{kb} \right\| \\ \text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_{Q1} \\ \quad \left\| -G_{kb} - (g + q_1) \cdot (x - l_{kb}) - G_{rä} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k \\ \quad \left\| -G_{kb} - (g + q_1) \cdot (x - l_{kb}) - Q_1 - G_{rä} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{q1} \\ \quad \left\| R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_2 - q_1 \cdot x_2 \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k + a_{q1} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} r \leftarrow R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_2 - q_1 \cdot a_{q1} \\ r - q_2 \cdot (x_2 - a_{q1}) \end{array} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x \leq l_{kb} + l_k + cc \\ \quad \left\| \begin{array}{l} r \leftarrow R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_2 - q_1 \cdot a_{q1} \\ r - q_2 \cdot (x_2 - a_{q1}) - Q_2 \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$

$$\begin{aligned}
M_{tv.1}(x, M_D, R_{Dh}, g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}, q_1, q_2, Q_1, Q_2) := & \\
& x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\
& \text{init} \leftarrow M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 \\
& \text{utb} \leftarrow g \cdot \frac{x_2^2}{2} + q_1 \cdot a_{q1} \cdot \left(x_2 - \frac{a_{q1}}{2} \right) \\
& \text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\
& \quad \parallel -G_{kb} \cdot x \\
& \text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_{Q1} \\
& \quad \parallel -G_{kb} \cdot x - (g + q_1) \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} - G_{rä} \cdot (x - l_{kb}) \\
& \text{if } l_{kb} + l_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k \\
& \quad \parallel r \leftarrow -G_{kb} \cdot x - (g + q_1) \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} \\
& \quad \parallel r - Q_1 \cdot (x - l_{kb} - l_{Q1}) - G_{rä} \cdot (x - l_{kb}) \\
& \text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{q1} \\
& \quad \parallel \text{init} - g \cdot \frac{x_2^2}{2} - q_1 \cdot \frac{x_2^2}{2} \\
& \text{if } l_{kb} + l_k + a_{q1} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\
& \quad \parallel r \leftarrow \text{init} - \text{utb} \\
& \quad \parallel r - q_2 \cdot (x_2 - a_{q1}) \cdot \left(a_{q1} + \frac{x_2 - a_{q1}}{2} \right) \\
& \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x \leq l_{kb} + l_k + cc \\
& \quad \parallel r \leftarrow \text{init} - \text{utb} - q_2 \cdot \frac{(x_2 - a_{q1})^2}{2} \\
& \quad \parallel r - Q_2 \cdot (x_2 - a_{Q2})
\end{aligned}$$

Permanent last (egentyngd inkl. beläggning, kantbalkar, räcken, stålbalkar)

$$M_{D.1.g} := M_{D.1}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.rä}, q_0, Q_0) = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.1.g} := M_{E.1}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.rä}) = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.1.g} := R_{Dh.1}(M_{D.1.g}, M_{E.1.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.s}, q_0, q_0, Q_0) = 30.589 \text{ kN}$$

$$x_0 := \frac{w}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{tv.1}(x_0, R_{Dh.1.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.s}, G_{k.tv.rä}, q_0, q_0, Q_0, Q_0), x_0) \quad x_{\max.f} = 5.5 \text{ m}$$

$$M_{tv.f.1.g} := M_{tv.1}(x_{\max.f}, M_{D.1.g}, R_{Dh.1.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.s}, G_{k.tv.rä}, q_0, q_0, Q_0, Q_0) = -3.442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, punktlast (trafik)

$$M_{D.1.Q} := M_{D.1}(g_0, G_0, G_0, q_0, Q_{tv.M.1k.t}) = -191.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.1.Q} := M_{E.1}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.1.Q} := R_{Dh.1}(M_{D.1.Q}, M_{E.1.Q}, g_0, G_0, q_0, q_0, Q_{tv.M.2k.t}) = 140.302 \text{ kN}$$

Tvärkraften konstant mellan punktlaster och stödreaktioner, dvs tvärkraften ändras vid punktlaster och stöd varvid maximalt fältmoment ges vid den Q2 ty fältmomentet är noll vid första punktlasten och maximalt stödmoment ges av stödreaktionen.

$$x_{Q2} := l_{kb} + l_{Q1} + l_{Q2}$$

$$M_{tv.f.1.Q} := M_{tv.1}(x_{Q2}, M_{D.1.Q}, R_{Dh.1.Q}, g_0, G_0, G_0, G_0, q_0, q_0, Q_{tv.M.1k.t}, Q_{tv.M.2k.t}) = 40.248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, utbredd last (trafik)

$$M_{D.1.q} := M_{D.1}(g_0, G_0, G_0, q_{tv.1k.t}, Q_0) = -17.396 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.1.q} := M_{E.1}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.1.q} := R_{Dh.1}(M_{D.1.q}, M_{E.1.q}, g_0, G_0, q_{tv.1k.t}, q_{tv.2k.t}, Q_0) = 12.581 \text{ kN}$$

Den utbredda lasten kommer endast ge ett maximalt stödmoment då momentkurvan alltid är negativ.

$$M_{tv.f.1.q} := 0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.2.2 Lastfall 2: maximalt fältmoment

Datorsimulering i CALFEM där utbredd trafiklast tillsammans med punktlaster tillåts vandra över mittspann med 0,1 m steg erhålls trafiklasternas värsta position enligt Fig. 24.

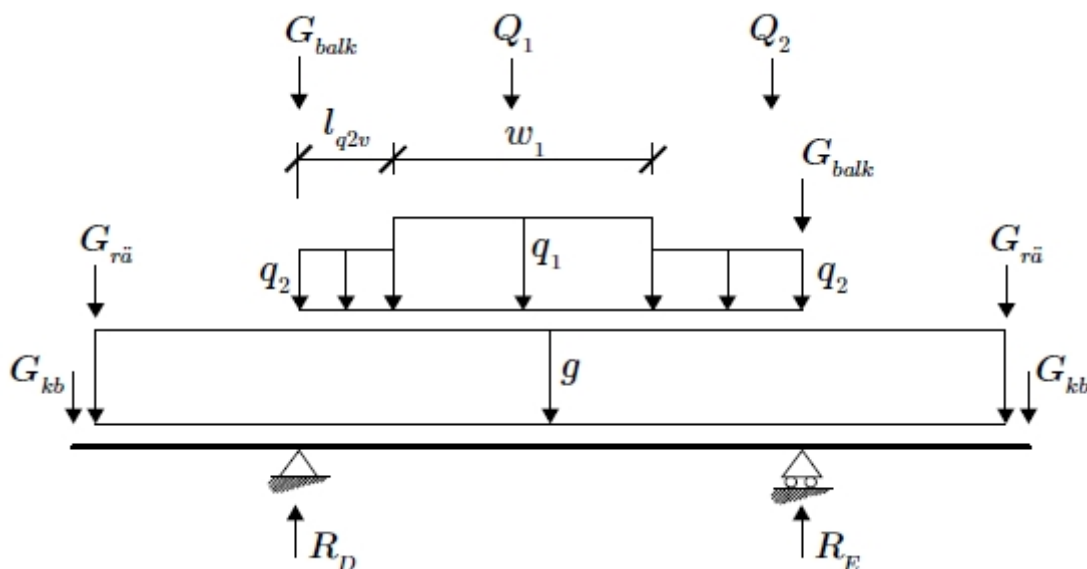


Fig. 24 Placering av laster för maximalt fältmoment

$$l_{q2v} := 1.2 \text{ m}$$

$$w_1 = 3 \text{ m}$$

Snitt vid D och E ger

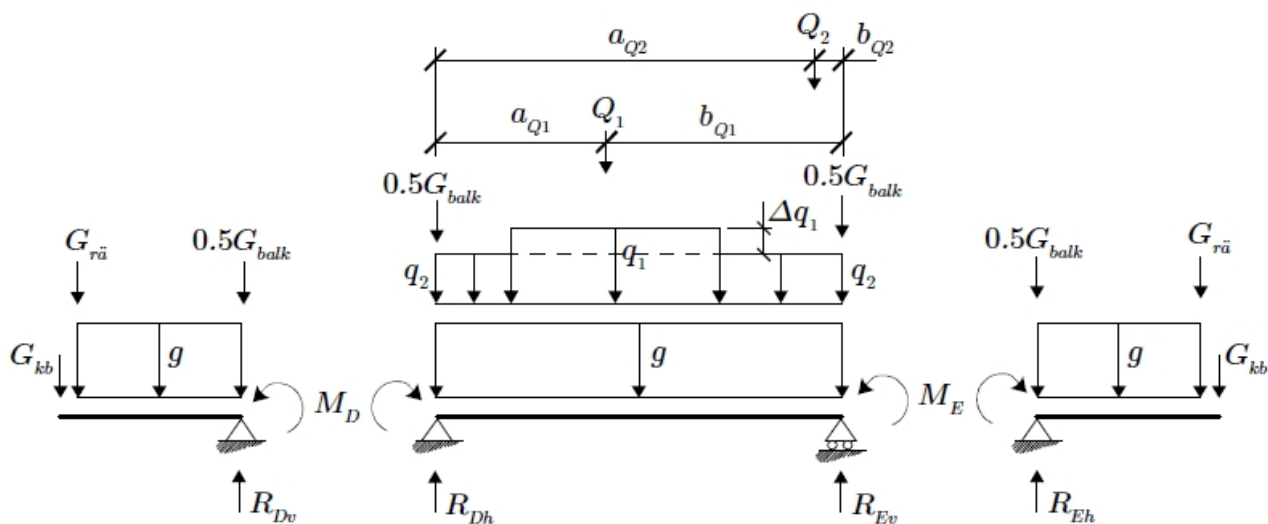


Fig. 25 Reaktionskrafter vid snitt i D och E

$$a_{Q1} := 2.45 \text{ m}$$

$$b_{Q1} := cc - a_{Q1} = 3.35 \text{ m}$$

$$a_{Q2} := a_{Q1} + l_{Q2} = 4.95 \text{ m}$$

$$b_{Q2} := cc - a_{Q2} = 0.85 \text{ m}$$

Vid beräkningar delar vi upp den utbredda lasten som en del, q_2 , utbredd över hela facket samt en del, Δq_1 , utbredd över en godtycklig sträcka. För det studerade fallet gäller

$$\Delta q_{tv.1k.t} := q_{tv.1k.t} - q_{tv.2k.t} = 3.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jämvikt ger

$$R_{Dv} = G_{kb} + g \cdot l_k + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä} \quad (11a)$$

$$M_D = -G_{kb} \cdot (l_{kb} + l_k) - g \cdot \frac{l_k^2}{2} - G_{rä} \cdot l_k \quad (11b)$$

$$R_{Eh} = G_{kb} + g \cdot l_k + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä} \quad (11c)$$

$$M_E = -G_{kb} \cdot (l_{kb} + l_k) - g \cdot \frac{l_k^2}{2} - G_{rä} \cdot l_k \quad (11d)$$

Ur elementarfall fås

(4.2 Byggformler och tabeller, Bilaga J)

$$R_{Dh} = \frac{M_E - M_D}{cc} + (g + q_2) \cdot \frac{cc}{2} + \Delta q_1 \cdot \frac{w_1 \cdot \left(cc - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right)}{cc} \quad (11e)$$

$$Q_1 \cdot \frac{b_{Q1}}{cc} + Q_2 \cdot \frac{b_{Q2}}{cc} + \frac{G_{balk}}{2}$$

$$R_{Ev} = \frac{M_D - M_E}{cc} + (g + q_2) \cdot \frac{cc}{2} + \Delta q_1 \cdot \frac{w_1 \cdot \left(l_{q2v} + \frac{w_1}{2} \right)}{cc} \quad (11f)$$

$$Q_1 \cdot \frac{a_{Q1}}{cc} + Q_2 \cdot \frac{a_{Q2}}{cc} + \frac{G_{balk}}{2}$$

Uttryck för tvärkraft- och momentfördelning

Snitt inom $0 \leq x < l_{kb}$ visas i Fig. 26

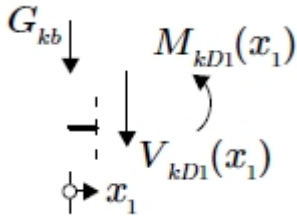


Fig. 26 Godtyckligt snitt innan broräcke

Jämvikt i Fig. 26 ger

$$\uparrow V_{kD1}(x_1) = -G_{kb} \quad (12a)$$

$$\curvearrowright M_{kD1}(x_1) = -G_{kb} \cdot x_1 \quad (12b)$$

Snitt inom $l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k$ visas i Fig. 27

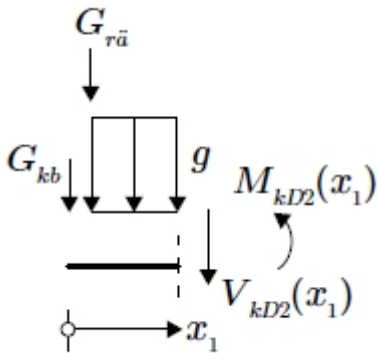


Fig. 27 Godtyckligt snitt innan balk D

Jämvikt i Fig. 27 ger

$$\uparrow V_{kD2}(x_1) = -G_{kb} - g \cdot (x_1 - l_{kb}) - G_{rä} \quad (12c)$$

$$\curvearrowright M_{kD2}(x_1) = -G_{kb} \cdot x_1 - g \cdot \frac{(x_1 - l_{kb})^2}{2} - G_{rä} \cdot (x_1 - l_{kb}) \quad (12d)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v}$ visas i Fig. 28

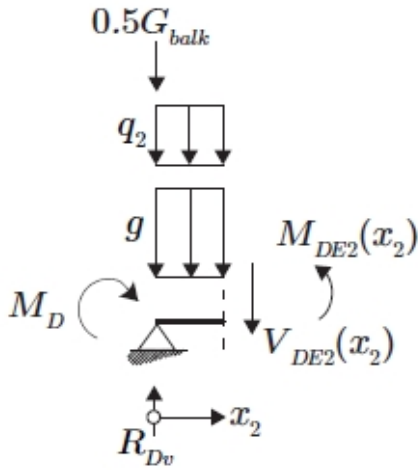


Fig. 28 Godtyckligt snitt innan start utbredd last q_1

Jämvikt i Fig. 28 ger

$$\uparrow V_{DE1}(x_2) = R_{Dh} - (g + q_2) \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} \quad (12e)$$

$$\curvearrowright M_{DE1}(x_2) = M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 - (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2} \quad (12f)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + l_{q2v} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1}$ visas i Fig. 29

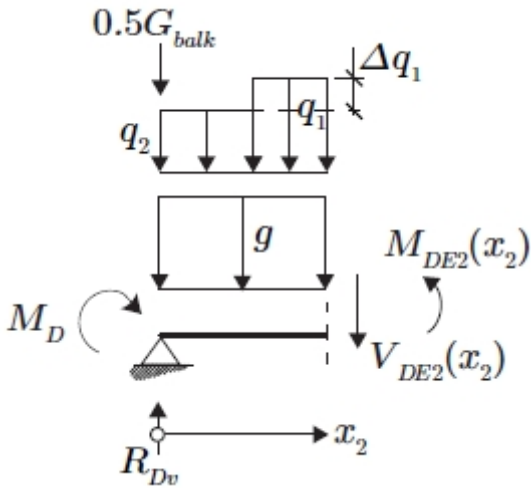


Fig. 29 Godtyckligt snitt innan punktlast Q_1

Jämvikt i Fig. 29 ger

$$\uparrow V_{DE2}(x_2) = R_{Dh} - (g + q_2) \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} - \Delta q_1 \cdot (x_2 - l_{q2v}) \quad (12g)$$

$$\curvearrowright M_{DE2}(x_2) = M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 - (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2} - \Delta q_1 \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2} \quad (12h)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1$ visas i Fig. 30

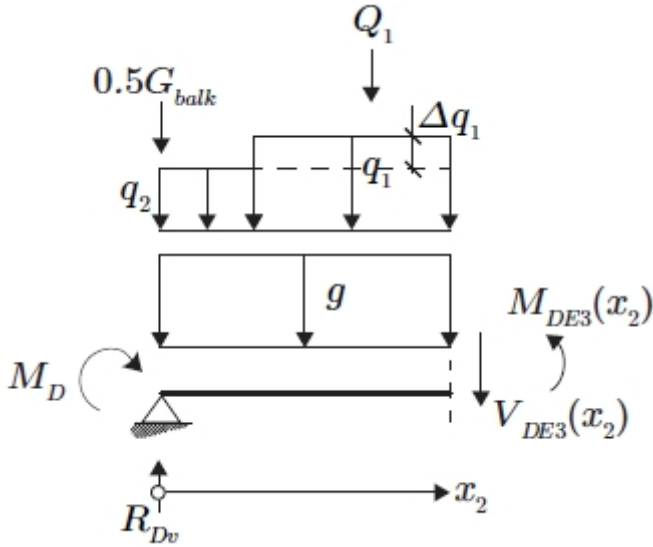


Fig. 30 Godtyckligt snitt innan ände utbredd last q_1

Jämvikt i Fig. 30 ger

$$\uparrow V_{DE3}(x_2) = R_{Dh} - (g + q_2) \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} - \Delta q_1 \cdot (x_2 - l_{q2v}) - Q_1 \quad (12i)$$

$$\curvearrowright M_{DE3}(x_2) = M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 - (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2} - \Delta q_1 \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2} - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1}) \quad (12j)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2}$ visas i Fig. 31

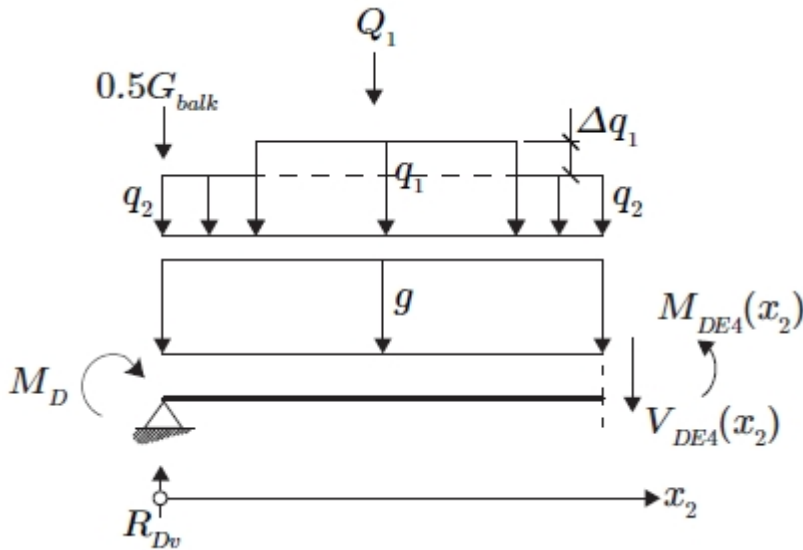


Fig. 31 Godtyckligt snitt innan punktlast Q_2

Jämvikt i Fig. 31 ger

$$\uparrow V_{DE4}(x_2) = R_{Dh} - (g + q_2) \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} - \Delta q_1 \cdot w_1 - Q_1 \quad (12k)$$

$$\begin{aligned} \curvearrowright M_{DE4}(x_2) = M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 - (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2} \\ - \Delta q_1 \cdot w_1 \cdot \left(x_2 - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right) - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1}) \end{aligned} \quad (12l)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc$ visas i Fig. 32

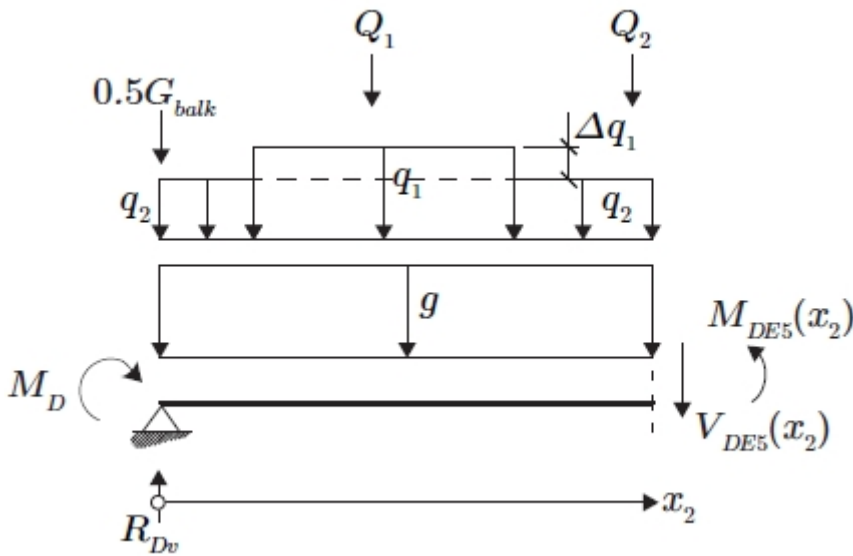


Fig. 32 Godtyckligt snitt innan balk E

Jämvikt i Fig. 32 ger

$$\uparrow V_{DE5}(x_2) = R_{Dh} - (g + q_2) \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} - \Delta q_1 \cdot w_1 - Q_1 - Q_2 \quad (12m)$$

$$\begin{aligned} \curvearrowright M_{DE5}(x_2) = M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2 - (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2} \\ - \Delta q_1 \cdot w_1 \cdot \left(x_2 - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right) - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1}) - Q_2 \cdot (x_2 - a_{Q2}) \end{aligned} \quad (12n)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc$ visas i Fig. 33

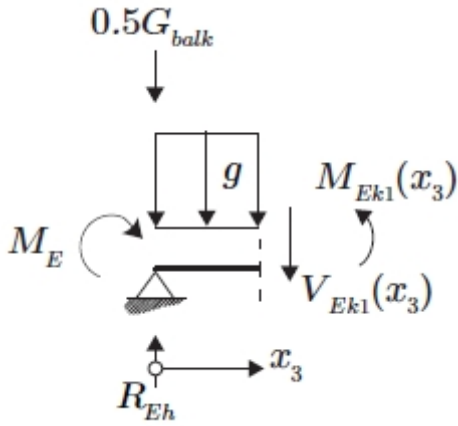


Fig. 33 Godtyckligt snitt innan broräcke

Jämvikt i Fig. 33 ger

$$\uparrow V_{Ek1}(x_3) = R_{Eh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot x_3 \quad (12o)$$

$$\curvearrowright M_{Ek1}(x_3) = M_E + \left(R_{Eh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_3 - g \cdot \frac{x_3^2}{2} \quad (12p)$$

Snitt inom $l_{kb} + l_k + cc + l_k \leq x \leq 2 \cdot (l_{kb} + l_k) + cc$ visas i Fig. 34

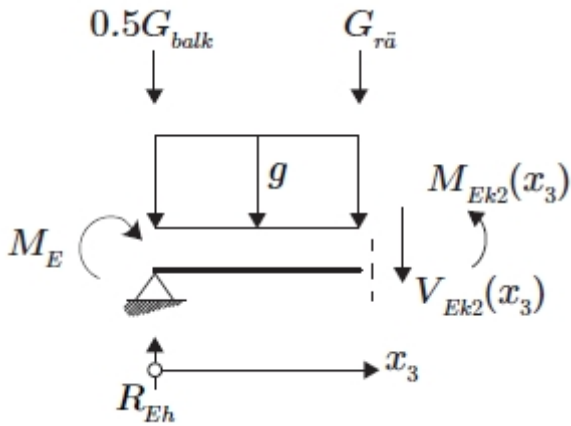


Fig. 34 Godtyckligt snitt innan ände kantbalk

Jämvikt i Fig. 34 ger

$$\uparrow V_{Ek2}(x_3) = R_{Eh} - \frac{G_{balk}}{2} - g \cdot l_k - G_{rä} \quad (12q)$$

$$\curvearrowright M_{Ek2}(x_3) = M_E + \left(R_{Eh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_3 - g \cdot l_k \cdot \left(x_3 - \frac{l_k}{2} \right) - G_{rä} \cdot (x_3 - l_k) \quad (12r)$$

Ekvation (11a-f) ger

$$R_{Dv.2}(g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}) := G_{kb} + g \cdot l_k + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä}$$

$$M_{D.2}(g, G_{kb}, G_{rä}) := -G_{kb} \cdot (l_{kb} + l_k) - g \cdot \frac{l_k^2}{2} - G_{rä} \cdot l_k \quad (13a)$$

$$R_{Eh.2}(g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}) := G_{kb} + g \cdot l_k + \frac{G_{balk}}{2} + G_{rä} \quad (13b)$$

$$M_{E.2}(g, G_{kb}, G_{rä}) := -G_{kb} \cdot (l_{kb} + l_k) - g \cdot \frac{l_k^2}{2} - G_{rä} \cdot l_k \quad (13c)$$

$$R_{Dh.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2) := \frac{M_E - M_D}{cc} + (g + q_2) \cdot \frac{cc}{2} + \Delta q_1 \cdot \frac{w_1 \cdot \left(cc - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right)}{cc}$$

$$R_{Dh.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := R_{Dh.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2) + Q_1 \cdot \frac{b_{Q1}}{cc} + Q_2 \cdot \frac{b_{Q2}}{cc}$$

$$R_{Dh.2}(M_D, M_E, g, G_{balk}, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := R_{Dh.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) + \frac{G_{balk}}{2} \quad (13d)$$

$$R_{Ev.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2) := \frac{M_D - M_E}{cc} + (g + q_2) \cdot \frac{cc}{2} + \Delta q_1 \cdot \frac{w_1 \cdot \left(l_{q2v} + \frac{w_1}{2} \right)}{cc}$$

$$R_{Ev.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := R_{Ev.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2) + Q_1 \cdot \frac{a_{Q1}}{cc} + Q_2 \cdot \frac{a_{Q2}}{cc}$$

$$R_{Ev.2}(M_D, M_E, g, G_{balk}, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := R_{Ev.2}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) + \frac{G_{balk}}{2}$$

Eftersom maximalt stöd- och fältmoment erhålls innan balk E studeras inte den högra konsolen i detta skede. Ekvation (11a-n) ger att

$$V_{tv.2}(x, R_{Dh}, g, G_{kb}, G_{balk}, G_{rä}, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := \begin{array}{l} x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\ \text{init} \leftarrow R_{Dh} - (g + q_2) \cdot x_2 - \frac{G_{balk}}{2} \\ \text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\ \quad || -G_{kb} \\ \text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k \\ \quad || -G_{kb} - g \cdot (x - l_{kb}) - G_{rä} \\ \text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} \\ \quad || \text{init} \\ \text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1} \\ \quad || \text{init} - \Delta q_1 \cdot (x_2 - l_{q2v}) \\ \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \\ \quad || \text{init} - \Delta q_1 \cdot (x_2 - l_{q2v}) - Q_1 \\ \text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\ \quad || \text{init} - \Delta q_1 \cdot w_1 - Q_1 \\ \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x \leq l_{kb} + l_k + cc \\ \quad || \text{init} - \Delta q_1 \cdot w_1 - Q_1 - Q_2 \end{array}$$

$$M_{tv.2}(x, M_D, R_{Dh}, g, G_{kb}, G_{balk}, G_{r\ddot{a}}, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) :=$$

$x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k$	$x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k$
$init \leftarrow M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2$	$init \leftarrow M_D + \left(R_{Dh} - \frac{G_{balk}}{2} \right) \cdot x_2$
$utb \leftarrow (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2}$	$utb \leftarrow (g + q_2) \cdot \frac{x_2^2}{2}$
$qm \leftarrow \Delta q_1 \cdot w_1 \cdot \left(x_2 - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right)$	$qm \leftarrow \Delta q_1 \cdot w_1 \cdot \left(x_2 - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right)$
$\text{if } 0 \leq x < l_{kb}$	$\text{if } 0 \leq x < l_{kb}$
$\quad \quad \quad -G_{kb} \cdot x$	$\quad \quad \quad -G_{kb} \cdot x$
$\text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k$	$\text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k$
$\quad \quad \quad -G_{kb} \cdot x - g \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} - G_{r\ddot{a}} \cdot (x - l_{kb})$	$\quad \quad \quad -G_{kb} \cdot x - g \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} - G_{r\ddot{a}} \cdot (x - l_{kb})$
$\text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v}$	$\text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v}$
$\quad \quad \quad init - utb$	$\quad \quad \quad init - utb$
$\text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1}$	$\text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1}$
$\quad \quad \quad init - utb - \Delta q_1 \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2}$	$\quad \quad \quad init - utb - \Delta q_1 \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2}$
$\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1$	$\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1$
$\quad \quad \quad r \leftarrow init - utb - \Delta q_1 \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2}$	$\quad \quad \quad r \leftarrow init - utb - \Delta q_1 \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2}$
$\quad \quad \quad r - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1})$	$\quad \quad \quad r - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1})$
$\text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2}$	$\text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2}$
$\quad \quad \quad init - utb - qm - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1})$	$\quad \quad \quad init - utb - qm - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1})$
$\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x \leq l_{kb} + l_k + cc$	$\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x \leq l_{kb} + l_k + cc$
$\quad \quad \quad r \leftarrow init - utb - qm - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1})$	$\quad \quad \quad r \leftarrow init - utb - qm - Q_1 \cdot (x_2 - a_{Q1})$
$\quad \quad \quad r - Q_2 \cdot (x_2 - a_{Q2})$	$\quad \quad \quad r - Q_2 \cdot (x_2 - a_{Q2})$

Permanent last (egentyngd inkl. beläggning, kantbalkar, räcken, stålbalkar)

$$M_{D.2.g} := M_{D.2}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.rä}) = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.2.g} := M_{E.2}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.rä}) = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.2.g} := R_{Dh.2}(M_{D.2.g}, M_{E.2.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.s}, q_0, q_0, Q_0, Q_0) = 30.589 \text{ kN}$$

$$x_0 := \frac{w}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{tv.2}(x_0, R_{Dh.2.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.s}, G_{k.tv.rä}, q_0, q_0, Q_0, Q_0), x_0) \quad x_{\max.f} = 5.5 \text{ m}$$

$$M_{tv.f.2.g} := M_{tv.2}(x_{\max.f}, M_{D.2.g}, R_{Dh.2.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.s}, G_{k.tv.rä}, q_0, q_0, Q_0, Q_0) = -3.442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, punktlast (trafik)

$$M_{D.2.Q} := M_{D.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.2.Q} := M_{E.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.2.Q} := R_{Dh.2}(M_{D.2.Q}, M_{E.2.Q}, g_0, G_0, q_0, q_0, Q_{tv.M.1k.t}, Q_{tv.M.2k.t}) = 151.94 \text{ kN}$$

Tvärkraften konstant mellan stödreaktioner och punktlaster, dvs tvärkraften ändras vid punktlaster och stöd. Eftersom Q_1 är större än $R_{Dh.2.Q}$ kommer teckenbyte ske i denna punkt varvid maximalt fältmoment även ges i denna punkt.

$$x_{Q1} := l_{kb} + l_k + a_{Q1}$$

$$M_{tv.f.2.Q} := M_{tv.2}(x_{Q1}, M_{D.2.Q}, R_{Dh.2.Q}, g_0, G_0, G_0, G_0, q_0, q_0, Q_{tv.M.1k.t}, Q_{tv.M.2k.t}) = 372.252 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Variabel last, utbredd last (trafik)

$$M_{D.2.q} := M_{D.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.2.q} := M_{E.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.2.q} := R_{Dh.2}(M_{D.2.q}, M_{E.2.q}, g_0, G_0, \Delta q_{tv.1k.t}, q_{tv.2k.t}, Q_0, Q_0) = 13.343 \text{ kN}$$

$$x_0 := \frac{w}{2} \quad (\text{gissat startvärde})$$

$$x_{\max.f} := \text{root}(V_{tv.2}(x_0, R_{Dh.2.q}, g_0, G_0, G_0, G_0, \Delta q_{tv.1k.t}, q_{tv.2k.t}, Q_0, Q_0), x_0) \quad x_{\max.f} = 5.442 \text{ m}$$

$$M_{tv.f.2.q} := M_{tv.2}(x_{\max.f}, M_{D.2.q}, R_{Dh.2.q}, g_0, G_0, G_0, G_0, \Delta q_{tv.1k.t}, q_{tv.2k.t}, Q_0, Q_0) = 22.702 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.2.3 Lastfall 3: maximal tvärkraft

Från datorsimulering i CALFEM där punktlast tillåts vandra över bron med 0,1 m steg fastställs lastens värsta position för att maximal tvärkraft ska uppstå i stöd.

$$l_{q2v} := 0 \text{ m} \quad a_{Q1} := 0.01 \text{ m} \quad a_{Q2} := a_{Q1} + l_{Q2} = 2.51 \text{ m}$$

$$b_{Q1} := cc - a_{Q1} = 5.79 \text{ m} \quad b_{Q2} := cc - a_{Q2} = 3.29 \text{ m}$$

$$R_{Dh.3}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2) := \frac{M_E - M_D}{cc} + (g + q_2) \cdot \frac{cc}{2} + \Delta q_1 \cdot w_1 \cdot \left(1 - \frac{w_1}{2 \cdot cc}\right)$$

$$R_{Dh.3}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := R_{Dh.3}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2) + Q_1 \cdot \frac{b_{Q1}}{cc} + Q_2 \cdot \frac{b_{Q2}}{cc}$$

$$R_{Dh.3}(M_D, M_E, g, G_{balk}, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) := R_{Dh.3}(M_D, M_E, g, \Delta q_1, q_2, Q_1, Q_2) + \frac{G_{balk}}{2}$$

Permanent last (egentyngd inkl. beläggning, kantbalkar, räcken, stålbalkar)

$$M_{D.3.g} := M_{D.2}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.rä}) = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.3.g} := M_{E.2}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.rä}) = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dv.3.g} := R_{Dv.2}(g_{k.tv.g}, G_{k.tv.kb}, G_{k.tv.s}, G_{k.tv.rä}) = 32.012 \text{ kN}$$

$$R_{Dh.3.g} := R_{Dh.3}(M_{D.3.g}, M_{E.3.g}, g_{k.tv.g}, G_{k.tv.s}, q_0, q_0, Q_0, Q_0) = 30.589 \text{ kN}$$

$$V_{D.3.g} := \max(R_{Dv.3.g}, R_{Dh.3.g}) = 32.012 \text{ kN}$$

Variabel last, punktlast (trafik)

$$M_{D.3.Q} := M_{D.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.3.Q} := M_{E.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dv.3.Q} := R_{Dv.2}(g_0, G_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN}$$

$$R_{Dh.3.Q} := R_{Dh.3}(M_{D.3.Q}, M_{E.3.Q}, g_0, G_0, q_0, q_0, Q_{tv.V.1k.t}, Q_{tv.V.2k.t}) = 107.565 \text{ kN}$$

$$V_{D.3.Q} := \max(R_{Dv.3.Q}, R_{Dh.3.Q}) = 107.565 \text{ kN}$$

Variabel last, utbredd last (trafik)

$$M_{D.3.q} := M_{D.2}(q_{tv.2k.t}, G_0, G_0) = -6.903 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.3.q} := M_{E.2}(g_0, G_0, G_0) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dv.3.q} := R_{Dv.2}(q_{tv.2k.t}, G_0, G_0, G_0) = 5.875 \text{ kN}$$

$$R_{Dh.3.q} := R_{Dh.3}(M_{D.3.q}, M_{E.3.q}, g_0, G_0, \Delta q_{tv.1k.t}, q_{tv.2k.t}, Q_0, Q_0) = 16.892 \text{ kN}$$

$$V_{D.3.q} := \max(R_{Dv.3.q}, R_{Dh.3.q}) = 16.892 \text{ kN}$$

5. Lastkombinering

Partialkoeffisienter

(Tabell A2.4(B) SS-EN 1990)

$\gamma_G := 1.35$ (permanent last, ogynnsam)

$\gamma_Q := 1.5$ (variabel last)

Lastreduktionstal

(Tabell A2.1 SS-EN 1990)

$\psi_{0,Q} := 0.75$ (boggi-system)

$\psi_{0,q} := 0.4$ (utbredd trafiklast)

$\psi_{1,Q} := 0.75$ (boggi-system)

$\psi_{1,q} := 0.4$ (utbredd trafiklast)

$\psi_{2,Q} := 0$ (boggi-system)

$\psi_{2,q} := 0$ (utbredd trafiklast)

Reduktionsfaktor

(Tabell A2.4(B) SS-EN 1990)

$\xi := 0.89$

5.1 Brottgränstillstånd

(Bilaga A2 SS-EN 1990, Tabell A2.4(B)S TRVFS 2011:12)

Ogynnsamt studeras.

$$q_{d,a} = \gamma_d \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{formel 6.10a})$$

$$q_{d,b} = \gamma_d \cdot \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{formel 6.10b})$$

Säkerhetsklass 3 ger $\gamma_d = 1$, dvs. faktorn har ingen inverkan på de ingående värdena.

5.1.1 Längsled

Formel 6.10a ger

$$q_{B,a,d} := \gamma_G \cdot M_{B,1,g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0,Q} \cdot M_{B,1,Q} + \psi_{0,q} \cdot M_{B,1,q}) = -10.397 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 1})$$

$$q_{l\ddot{a}.f.a,d} := \gamma_G \cdot M_{l\ddot{a}.f.2,g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0,Q} \cdot M_{l\ddot{a}.f.2,Q} + \psi_{0,q} \cdot M_{l\ddot{a}.f.2,q}) = 9.886 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 2})$$

$$Q_{l\ddot{a}.B.a,d} := \gamma_G \cdot V_{B,3,g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0,Q} \cdot V_{B,3,Q} + \psi_{0,q} \cdot V_{B,3,q}) = 2.587 \text{ MN} \quad (\text{lastfall 3})$$

Formel 6.10b ger

$$q_{B,b,d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{B,1,g} + \gamma_Q \cdot (M_{B,1,Q} + M_{B,1,q}) = -12.615 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 1})$$

$$q_{l\ddot{a}.f.b,d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{l\ddot{a}.f.2,g} + \gamma_Q \cdot (M_{l\ddot{a}.f.2,Q} + M_{l\ddot{a}.f.2,q}) = 12.821 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 2})$$

$$Q_{B,b,d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot V_{B,3,g} + \gamma_Q \cdot (V_{B,3,Q} + V_{B,3,q}) = 3.2 \text{ MN} \quad (\text{lastfall 3})$$

Detta ger att formel 6.10b är dimensionerande för samtliga lastfall.

5.1.2 Tvärlädd

Formel 6.10a ger

$$q_{D,a,d} := \gamma_G \cdot M_{D,1,g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0,Q} \cdot M_{D,1,Q} + \psi_{0,q} \cdot M_{D,1,q}) = -285.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 1})$$

$$q_{tv.f.a,d} := \gamma_G \cdot M_{tv.f.2,g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0,Q} \cdot M_{tv.f.2,Q} + \psi_{0,q} \cdot M_{tv.f.2,q}) = 427.758 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 2})$$

$$Q_{D,a,d} := \gamma_G \cdot V_{D,3,g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0,Q} \cdot V_{D,3,Q} + \psi_{0,q} \cdot V_{D,3,q}) = 174.363 \text{ kN} \quad (\text{lastfall 3})$$

Formel 6.10b ger

$$q_{D,b,d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{D,1,g} + \gamma_Q \cdot (M_{D,1,Q} + M_{D,1,q}) = -366.036 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 1})$$

$$q_{tv.f.b,d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{tv.f.2,g} + \gamma_Q \cdot (M_{tv.f.2,Q} + M_{tv.f.2,q}) = 588.296 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{lastfall 2})$$

$$Q_{D,b,d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot V_{D,3,g} + \gamma_Q \cdot (V_{D,3,Q} + V_{D,3,q}) = 225.148 \text{ kN} \quad (\text{lastfall 3})$$

Detta ger att formel 6.10b är dimensionerande för samtliga lastfall.

5.1.3 Dimensionerande laster

Längsled

Permanenta laster

$$g_{d.s} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k.s}$$

$$g_{d.s} = 6.014 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.lä.c} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k.lä.c}$$

$$g_{d.lä.c} = 47.309 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.lä.kb} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k.lä.kb}$$

$$g_{d.lä.kb} = 7.509 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.rä} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k.rä}$$

$$g_{d.rä} = 0.601 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.lä.be} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k.lä.be}$$

$$g_{d.lä.be} = 13.783 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.lä} := g_{d.s} + g_{d.lä.c} + g_{d.lä.kb} + g_{d.rä} + g_{d.lä.be}$$

$$g_{d.lä} = 75.215 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabla laster

$$Q_{l.ä.1d.t} := \gamma_Q \cdot Q_{l.ä.1k.t}$$

$$Q_{l.ä.1d.t} = 810 \text{ kN}$$

$$q_{l.ä.1d.t} := \gamma_Q \cdot q_{l.ä.1k.t}$$

$$q_{l.ä.1d.t} = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{l.ä.2d.t} := \gamma_Q \cdot Q_{l.ä.2k.t}$$

$$Q_{l.ä.2d.t} = 540 \text{ kN}$$

$$q_{l.ä.2d.t} := \gamma_Q \cdot q_{l.ä.2k.t}$$

$$q_{l.ä.2d.t} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{d.lä} := f_D \cdot (Q_{l.ä.1d.t} + Q_{l.ä.2d.t})$$

$$Q_{d.lä} = 1.305 \text{ MN}$$

$$q_{d.lä} := f_D \cdot (q_{l.ä.1d.t} \cdot w_1 + q_{l.ä.2d.t} \cdot w_2)$$

$$q_{d.lä} = 46.077 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tvärled

Permanenta laster

$$G_{d.tv.rä} := \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{k.tv.rä}$$

$$G_{d.tv.rä} = 0.601 \text{ kN}$$

$$G_{d.tv.kb} := \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{k.tv.kb}$$

$$G_{d.tv.kb} = 7.509 \text{ kN}$$

$$G_{d.tv.s} := \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{k.tv.s}$$

$$G_{d.tv.s} = 6.014 \text{ kN}$$

$$g_{d.tv.g} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k.tv.g}$$

$$g_{d.tv.g} = 11.637 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabla laster

$$Q_{tv.M.1d.t} := \gamma_Q \cdot Q_{tv.M.1k.t}$$

$$Q_{tv.M.2d.t} := \gamma_Q \cdot Q_{tv.M.2k.t}$$

$$Q_{tv.V.1d.t} := \gamma_Q \cdot Q_{tv.V.1k.t}$$

$$Q_{tv.V.2d.t} := \gamma_Q \cdot Q_{tv.V.2k.t}$$

$$q_{tv.1d.t} := \gamma_Q \cdot q_{tv.1k.t}$$

$$q_{tv.2d.t} := \gamma_Q \cdot q_{tv.2k.t}$$

$$\Delta q_{tv.1d.t} := q_{tv.1d.t} - q_{tv.2d.t}$$

$$Q_{tv.M.1d.t} = 337.5 \text{ kN}$$

$$Q_{tv.M.2d.t} = 225 \text{ kN}$$

$$Q_{tv.V.1d.t} = 117.221 \text{ kN}$$

$$Q_{tv.V.2d.t} = 78.148 \text{ kN}$$

$$q_{tv.1d.t} = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{tv.2d.t} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta q_{tv.1d.t} = 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.2 Bruksgränstillstånd

(6.5.3 SS-EN 1990)

Beroende på vilket gränstillstånd som studeras, så används olika lastkombinationer.

$$q_d = G + Q_{k1} + \sum \psi_{0.1} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{formel 6.14b, karakteristisk, spänningar})$$

$$q_d = G + \psi_{1.1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{formel 6.15b, frekvent, nedböjning/lyft vid stöd})$$

$$q_d = G + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{formel 6.16b, kvasipermanent, sprickvidd})$$

För respektive gränstillstånd kan dimensionerande laster direkt bestämmas ur formlerna ovan.

5.2.1 Dimensionerande laster

Längsled

Permanenta laster (för karakteristisk, frekvent och kvasipermanent kombination)

$$g_{d.b.s} := g_{k.s} \quad g_{d.b.s} = 5.005 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.b.lä.c} := g_{k.lä.c} \quad g_{d.b.lä.c} = 39.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.b.lä.kb} := g_{k.lä.kb} \quad g_{d.b.lä.kb} = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.b.rä} := g_{k.rä} \quad g_{d.b.rä} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.b.lä.be} := g_{k.lä.be} \quad g_{d.b.lä.be} = 11.471 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.b.lä} := g_{d.b.s} + g_{d.b.lä.c} + g_{d.b.lä.kb} + g_{d.b.rä} + g_{d.b.lä.be} \quad g_{d.b.lä} = 62.601 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabla laster

För karakteristisk kombination

$$Q_{d.k.lä} := f_D \cdot (Q_{lä.1k.t} + Q_{lä.2k.t}) \quad Q_{d.k.lä} = 870.06 \text{ kN}$$

$$q_{d.k.lä} := f_D \cdot (q_{lä.1k.t} \cdot w_1 + q_{lä.2k.t} \cdot w_2) \quad q_{d.k.lä} = 30.718 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

För frekvent kombination

$$Q_{d.f.lä} := f_D \cdot \psi_{1.Q} \cdot (Q_{lä.1k.t} + Q_{lä.2k.t}) \quad Q_{d.f.lä} = 652.545 \text{ kN}$$

$$q_{d.f.lä} := f_D \cdot \psi_{1.Q} \cdot (q_{lä.1k.t} \cdot w_1 + q_{lä.2k.t} \cdot w_2) \quad q_{d.f.lä} = 12.287 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

För kvasipermanent kombination

$$Q_{d.kv.lä} := f_D \cdot \psi_{2.Q} \cdot (Q_{lä.1k.t} + Q_{lä.2k.t})$$

$$Q_{d.kv.lä} = 0 \text{ kN}$$

$$q_{d.kv.lä} := f_D \cdot \psi_{2.q} \cdot (q_{lä.1k.t} \cdot w_1 + q_{lä.2k.t} \cdot w_2)$$

$$q_{d.kv.lä} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vi ser att för kvasipermanent kombination ingår endast egenvikten.

Tvärled

Permanenta laster (för karakteristisk, frekvent och kvasipermanent kombination)

$$G_{d.b.tv.rä} := G_{k.tv.rä}$$

$$G_{d.b.tv.rä} = 0.5 \text{ kN}$$

$$G_{d.b.tv.kb} := G_{k.tv.kb}$$

$$G_{d.b.tv.kb} = 6.25 \text{ kN}$$

$$G_{d.b.tv.s} := G_{k.tv.s}$$

$$G_{d.b.tv.s} = 5.005 \text{ kN}$$

$$g_{d.b.tv.g} := g_{k.tv.g}$$

$$g_{d.b.tv.g} = 9.685 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabla laster

För karakteristisk kombination

$$Q_{tv.1d.k.t} := Q_{tv.M.1k.t}$$

$$Q_{tv.1d.k.t} = 225 \text{ kN}$$

$$Q_{tv.2d.k.t} := Q_{tv.M.2k.t}$$

$$Q_{tv.2d.k.t} = 150 \text{ kN}$$

$$q_{tv.1d.k.t} := q_{tv.1k.t}$$

$$q_{tv.1d.k.t} = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{tv.2d.k.t} := q_{tv.2k.t}$$

$$q_{tv.2d.k.t} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta q_{tv.1d.k.t} := q_{tv.1d.k.t} - q_{tv.2d.k.t}$$

$$\Delta q_{tv.1d.k.t} = 3.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

För frekvent kombination

$$Q_{tv.1d.f.t} := \psi_{1.Q} \cdot Q_{tv.M.1k.t}$$

$$Q_{tv.1d.f.t} = 168.75 \text{ kN}$$

$$Q_{tv.2d.f.t} := \psi_{1.Q} \cdot Q_{tv.M.2k.t}$$

$$Q_{tv.2d.f.t} = 112.5 \text{ kN}$$

$$q_{tv.1d.f.t} := \psi_{1.q} \cdot q_{tv.1k.t}$$

$$q_{tv.1d.f.t} = 2.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{tv.2d.f.t} := \psi_{1.q} \cdot q_{tv.2k.t}$$

$$q_{tv.2d.f.t} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta q_{tv.1d.f.t} := q_{tv.1d.f.t} - q_{tv.2d.f.t}$$

$$\Delta q_{tv.1d.f.t} = 1.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

På samma sätt som i längsled, blir de variabla lasterna blir noll i tvärled vid kvasipermanent kombination.

6. Tvärkraft- och momentfördelning för dimensionerande last

6.1 Längsled

6.1.1 Lastfall 1: maximalt stödmoment

Punktlast placeras på samma sätt som vid lastkombinering

$$a_Q := 14.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

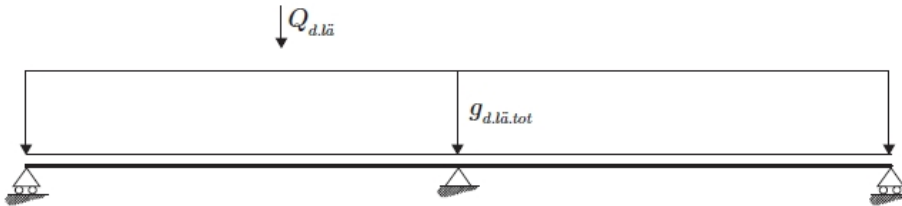


Fig. 35 Lastfall för maximalt stödmoment

$$g_{d.lä.tot} := g_{d.lä} + q_{d.lä}$$

$$g_{d.lä.tot} = 121.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekvation (7a-c) ger

$$M_{B.1} := M_B(g_{d.lä.tot}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.lä}, a_Q)$$

$$M_{B.1} = -12.615 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (14a)$$

$$R_{A.1} := R_A(M_{B.1}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.lä}, b_Q)$$

$$R_{A.1} = 1.565 \text{ MN} \quad (14b)$$

$$R_{Bh.1} := R_{Bh}(M_{B.1}, g_{d.lä.tot})$$

$$R_{Bh.1} = 2.021 \text{ MN} \quad (14c)$$

Dimensionerande laster tillsammans med (6a-f) och (14a-c) ger

$$V_{lä.1}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \quad \left| R_{A.1} - g_{d.lä.tot} \cdot x \right| \\ \text{if } a_Q \leq x < L_1 \\ \quad \left| R_{A.1} - g_{d.lä.tot} \cdot x - Q_{d.lä} \right| \\ \text{if } L_1 \leq x \leq L \\ \quad \left| R_{Bh.1} - g_{d.lä.tot} \cdot (x - L_1) \right| \end{cases}$$

$$M_{l\ddot{a}.1}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \left\| R_{A.1} \cdot x - g_{d.l\ddot{a}.tot} \cdot \frac{x^2}{2} \right\| \\ \text{if } a_Q \leq x < L_1 \\ \left\| R_{A.1} \cdot x - g_{d.l\ddot{a}.tot} \cdot \frac{x^2}{2} - Q_{d.l\ddot{a}} \cdot (x - a_Q) \right\| \\ \text{if } L_1 \leq x \leq L \\ \left\| M_{B.1} + R_{Bh.1} \cdot (x - L_1) - g_{d.l\ddot{a}.tot} \cdot \frac{(x - L_1)^2}{2} \right\| \end{cases}$$

Hjälpsvariabler för att få ett kontinuerligt tvärkraftsdiagram

$$\begin{aligned} f_1(i, j) &:= V_{l\ddot{a}.1}(0.1 \text{ m} \cdot i) & g_1(i, j) &:= 0.1 \text{ m} \cdot i \\ f_2(i, j) &:= V_{l\ddot{a}.1}(L_1 + i \cdot 0.1 \text{ m}) & g_2(i, j) &:= L_1 + i \cdot 0.1 \text{ m} \\ y_1 &:= \text{matrix}(250, 1, f_1) & x_1 &:= \text{matrix}(250, 1, g_1) \\ y_2 &:= \text{matrix}(250, 1, f_2) & x_2 &:= \text{matrix}(250, 1, g_2) \\ V_{l\ddot{a}.1p} &:= \text{stack}(y_1, y_2) & x_{l\ddot{a}.v} &:= \text{stack}(x_1, x_2) \end{aligned}$$

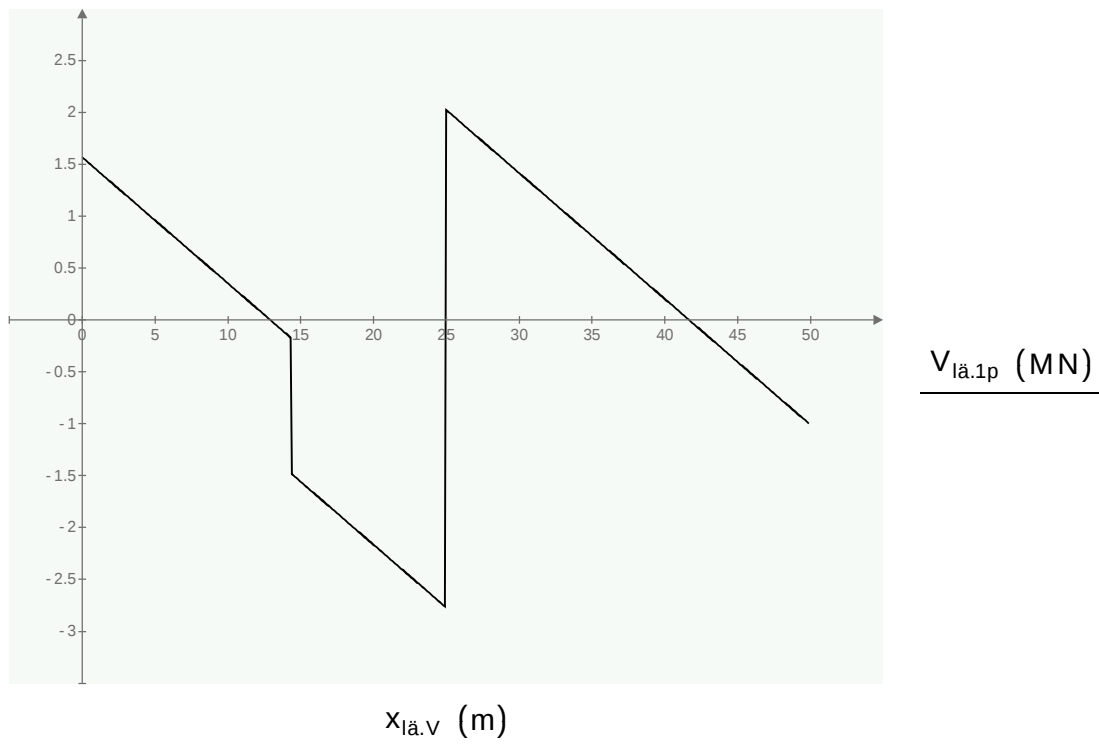


Fig. 36 Tvärkraftsfördelning i längsled för lastfall 1

$x_{l\ddot{a}.M} := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots L$

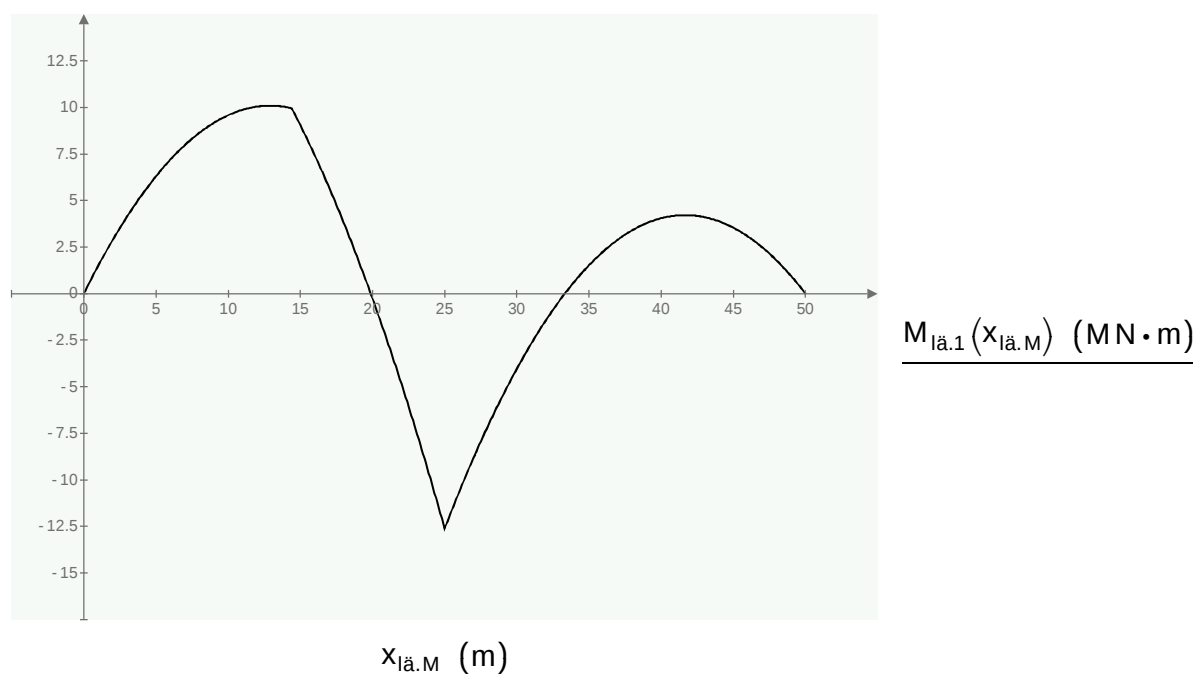


Fig. 37 Momentfördelning i längsled för lastfall 1

6.1.2 Lastfall 2: maximalt fältmoment

Punktlast placeras på samma sätt som vid lastkombinering

$$a_Q := 10.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

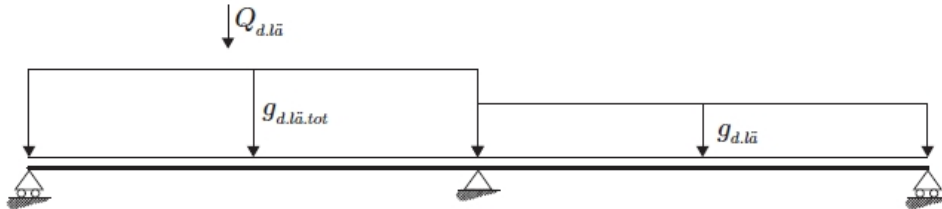


Fig. 38 Lastfall för maximalt fältmoment

$$g_{d.lä.tot} := g_{d.lä} + q_{d.lä} \qquad g_{d.lä.tot} = 121.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekvation (7a-c) ger

$$M_{B.2} := M_B(g_{d.lä.tot}, g_{d.lä}, Q_{d.lä}, a_Q) \qquad M_{B.2} = -10.482 \text{ MN} \cdot \text{m} \qquad (15a)$$

$$R_{A.2} := R_A(M_{B.2}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.lä}, b_Q) \qquad R_{A.2} = 1.859 \text{ MN} \qquad (15b)$$

$$R_{Bh.2} := R_{Bh}(M_{B.2}, g_{d.lä}) \qquad R_{Bh.2} = 1.359 \text{ MN} \qquad (15c)$$

Dimensionerande laster tillsammans med (6a-f) och (15a-c) ger

$$V_{lä.2}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \quad \left| R_{A.2} - g_{d.lä.tot} \cdot x \right| \\ \text{if } a_Q \leq x < L_1 \\ \quad \left| R_{A.2} - g_{d.lä.tot} \cdot x - Q_{d.lä} \right| \\ \text{if } L_1 \leq x \leq L \\ \quad \left| R_{Bh.2} - g_{d.lä} \cdot (x - L_1) \right| \end{cases}$$

$$M_{lä.2}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \quad \left| R_{A.2} \cdot x - g_{d.lä.tot} \cdot \frac{x^2}{2} \right| \\ \text{if } a_Q \leq x < L_1 \\ \quad \left| R_{A.2} \cdot x - g_{d.lä.tot} \cdot \frac{x^2}{2} - Q_{d.lä} \cdot (x - a_Q) \right| \\ \text{if } L_1 \leq x \leq L \\ \quad \left| M_{B.2} + R_{Bh.2} \cdot (x - L_1) - g_{d.lä} \cdot \frac{(x - L_1)^2}{2} \right| \end{cases} \qquad (16)$$

Hjälpvariabler för att få ett kontinuerligt tvärkraftsdiagram

```
f1(i, j) := Vlä.2(0.1 m • i)
f2(i, j) := Vlä.2(L1 + i • 0.1 m)
y1 := matrix(250, 1, f1)
y2 := matrix(250, 1, f2)
Vlä.2p := stack(y1, y2)
```

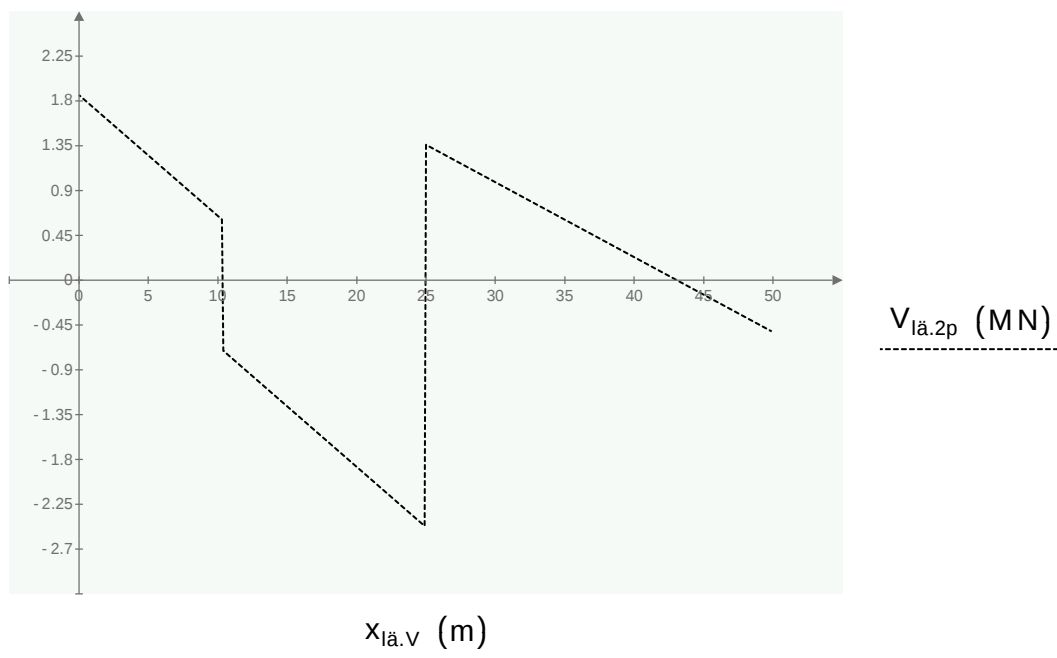


Fig. 39 Tvärkraftsfördelning i längsled för lastfall 2

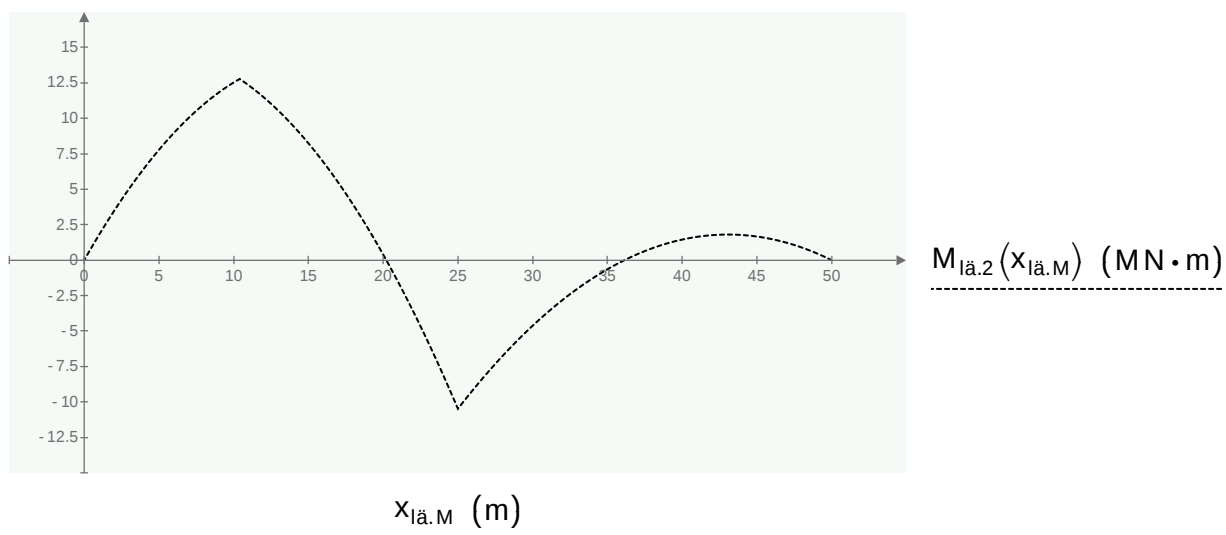


Fig. 40 Momentfördelning i längsled för lastfall 2

6.1.1 Lastfall 3: maximal tvärkraft

Punktlast placeras på samma sätt som vid lastkombinering

$$a_Q := 24.99 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

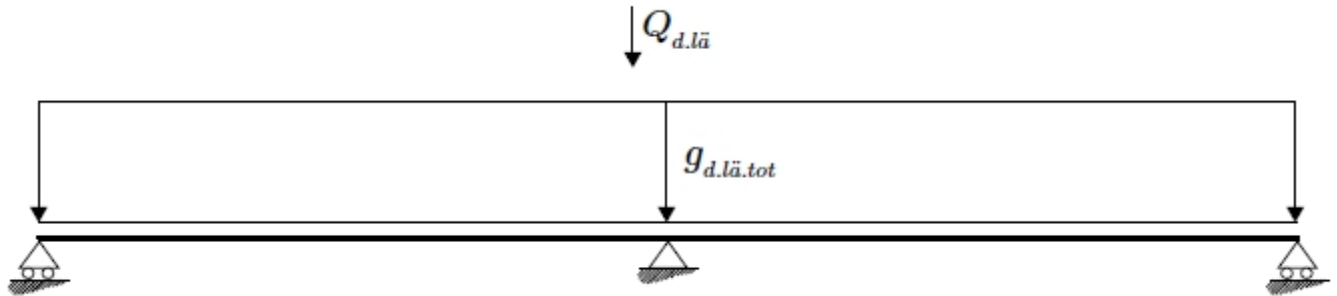


Fig. 41 Lastfall för maximal tvärkraft

$$g_{d.lä.tot} := g_{d.lä} + q_{d.lä}$$

$$g_{d.lä.tot} = 121.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ekvation (7a-c) ger

$$M_{B.3} := M_B(g_{d.lä.tot}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.lä}, a_Q)$$

$$M_{B.3} = -9.482 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (14a)$$

$$R_{A.3} := R_A(M_{B.3}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.lä}, b_Q)$$

$$R_{A.3} = 1.137 \text{ MN} \quad (14b)$$

$$R_{Bh.3} := R_{Bh}(M_{B.3}, g_{d.lä.tot})$$

$$R_{Bh.3} = 1.895 \text{ MN} \quad (14c)$$

Dimensionerande laster tillsammans med (6a-f) och (14a-c) ger

$$V_{lä.3}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \quad \left| R_{A.3} - g_{d.lä.tot} \cdot x \right| \\ \text{if } a_Q \leq x \leq L_1 \\ \quad \left| R_{A.3} - g_{d.lä.tot} \cdot x - Q_{d.lä} \right| \\ \text{if } L_1 < x \leq L \\ \quad \left| R_{Bh.3} - g_{d.lä.tot} \cdot (x - L_1) \right| \end{cases}$$

$$M_{l\ddot{a}.3}(x) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq x < a_Q \\ \left\| R_{A.3} \cdot x - g_{d.l\ddot{a}.tot} \cdot \frac{x^2}{2} \right\| \\ \text{if } a_Q \leq x \leq L_1 \\ \left\| R_{A.3} \cdot x - g_{d.l\ddot{a}.tot} \cdot \frac{x^2}{2} - Q_{d.l\ddot{a}} \cdot (x - a_Q) \right\| \\ \text{if } L_1 < x \leq L \\ \left\| M_{B.3} + R_{Bh.3} \cdot (x - L_1) - g_{d.l\ddot{a}.tot} \cdot \frac{(x - L_1)^2}{2} \right\| \end{cases}$$

Hjälpvariabler för att få ett kontinuerligt tvärkraftsdiagram

$$\begin{aligned} f_1(i, j) &:= V_{l\ddot{a}.3}(0.1 \text{ m} \cdot i) & g_1(i, j) &:= 0.1 \text{ m} \cdot i \\ f_2(i, j) &:= V_{l\ddot{a}.3}(L_1 + i \cdot 0.1 \text{ m}) & g_2(i, j) &:= L_1 + i \cdot 0.1 \text{ m} \\ y_1 &:= \text{matrix}(250, 1, f_1) & x_1 &:= \text{matrix}(250, 1, g_1) \\ y_2 &:= \text{matrix}(250, 1, f_2) & x_2 &:= \text{matrix}(250, 1, g_2) \\ V_{l\ddot{a}.3p} &:= \text{stack}(y_1, y_2) & x_{l\ddot{a}.v} &:= \text{stack}(x_1, x_2) \end{aligned}$$

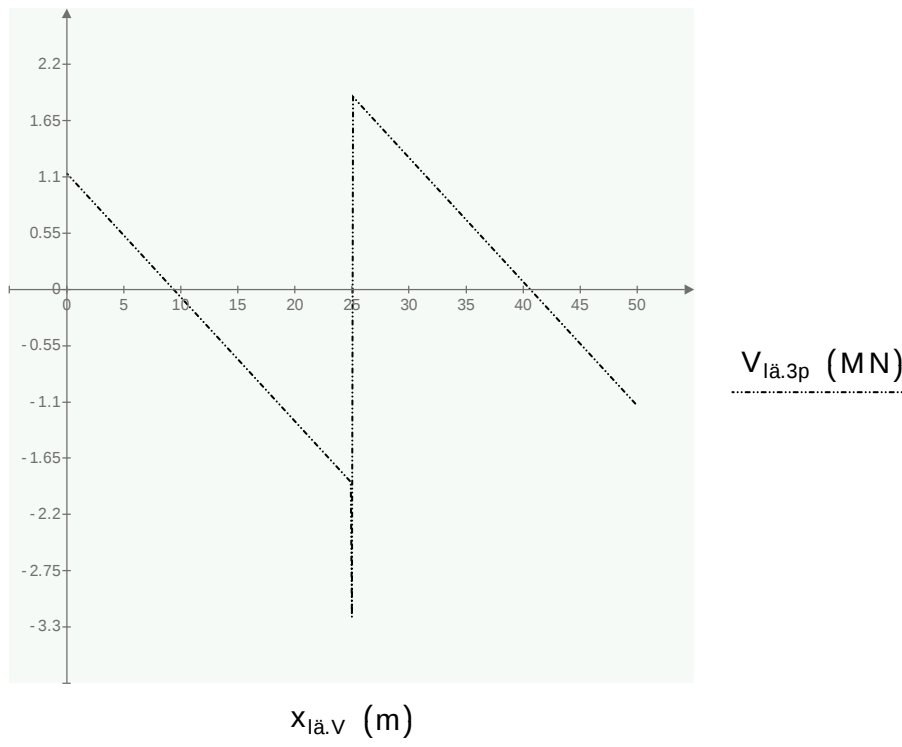


Fig. 42 Tvärkraftsfördelning i längsled för lastfall 3

$x_{l\ddot{a}.M} := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots L$

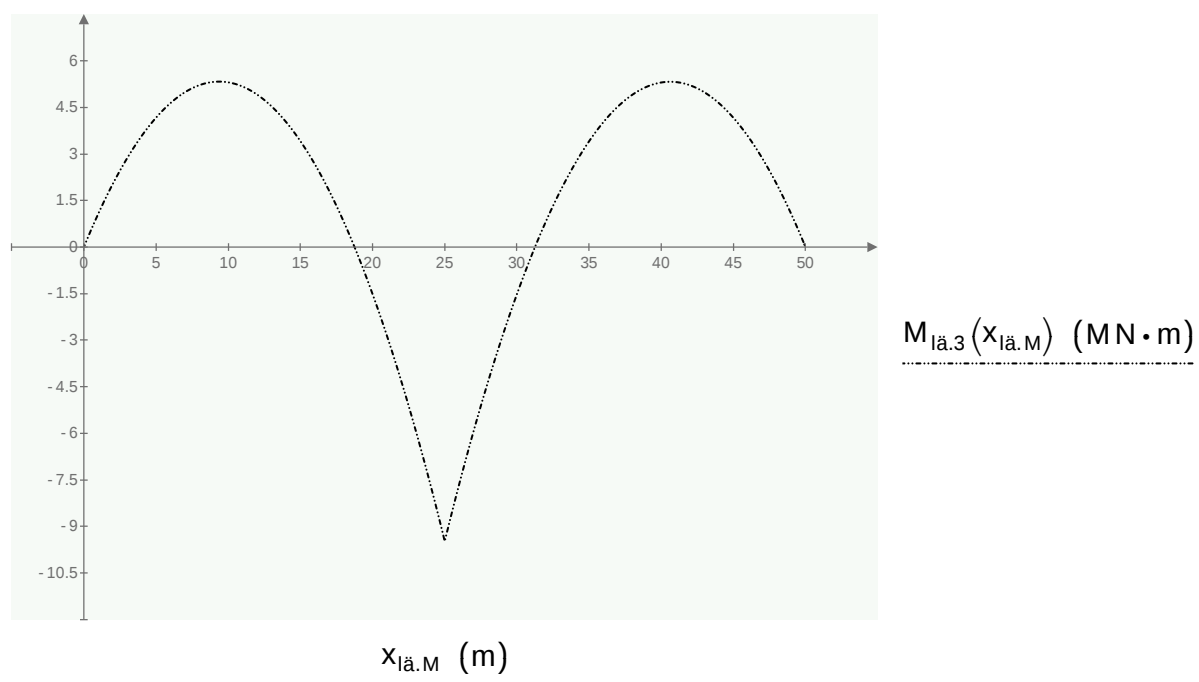


Fig. 43 Momentfördelning i längsled för lastfall 3

6.1.3 Sammanställning av tvärkraft- och momentfördelning i längsled

Brottgränstillstånd

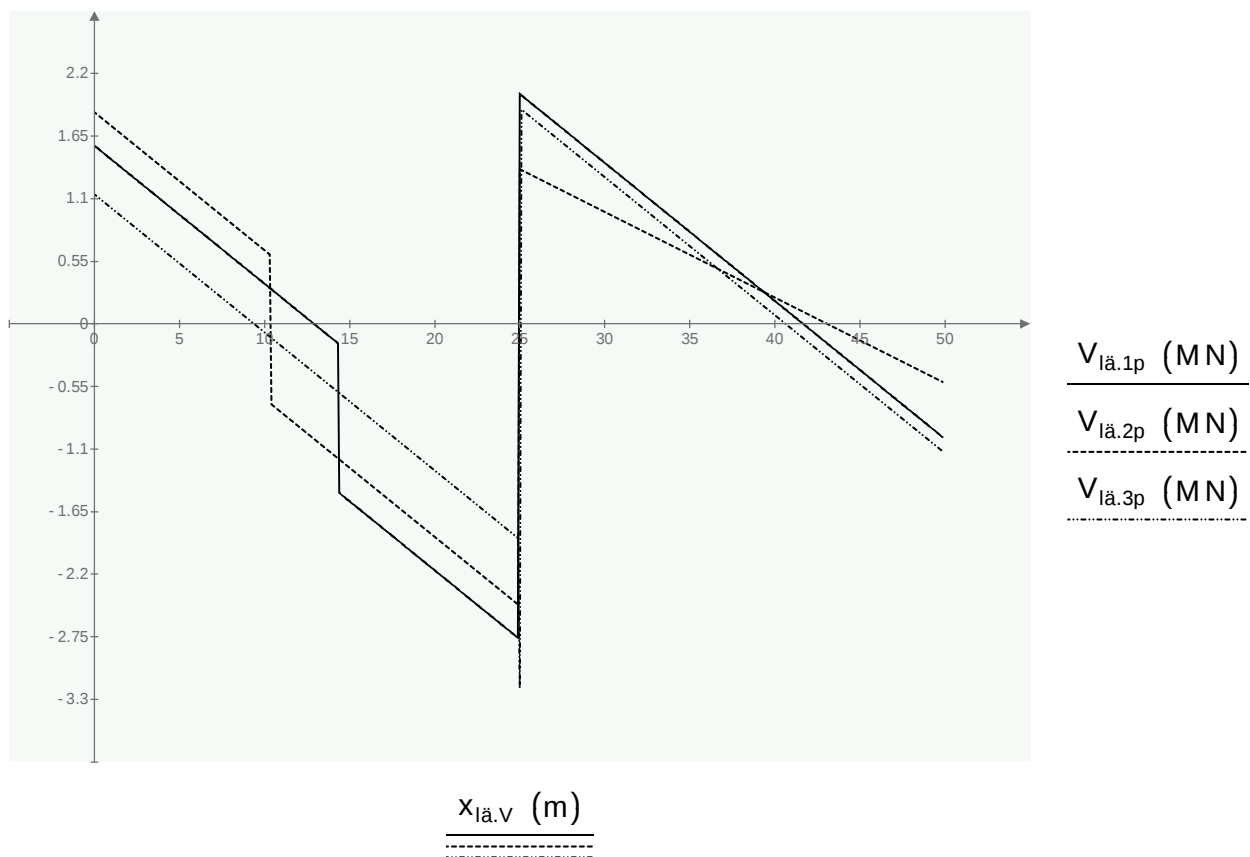


Fig. 44 Tvärkraftsfördelning i längsled

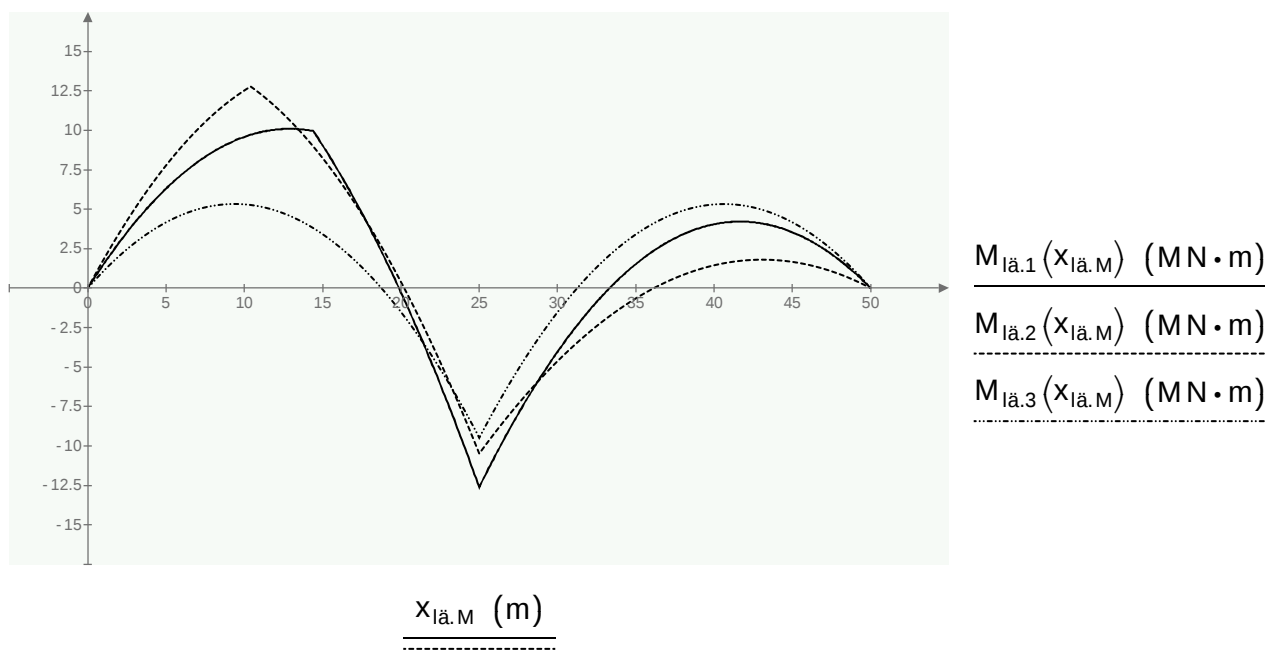


Fig. 45 Momentfördelning i längsled

Dimensionerande tvärkraft

$$V_{\text{Ed.lä.max}} := \max(V_{\text{lä.1p}}, V_{\text{lä.2p}}, V_{\text{lä.3p}}) = 2.021 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Ed.lä.min}} := \min(V_{\text{lä.1p}}, V_{\text{lä.2p}}, V_{\text{lä.3p}}) = -3.2 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Ed.lä}} := \max(V_{\text{Ed.lä.max}}, |V_{\text{Ed.lä.min}}|) = 3.2 \text{ MN}$$

Dimensionerande moment

I Fig. 45 syns att maximalt moment över stöd ges av lastfall 1 och att maximalt fältmoment ges av lastfall 2 i fack AB. I Fig. 44 kan vi se att tvärkraften byter tecken vid punktlasten, varvid maximalt fältmoment erhålls i denna punkt.

Från lastkombinering vet vi att för lastfall 2 gäller

$$a_Q := 10.4 \text{ m}$$

Dimensionerande stöd- och fältmoment beräknas till

$$M_{\text{Ed.B}} := M_{\text{lä.1}}(L_1) \quad M_{\text{Ed.B}} = -12.615 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.lä.f}} := M_{\text{lä.2}}(a_Q) \quad M_{\text{Ed.lä.f}} = 12.775 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Bruksgränstillstånd

I bruksgräns studeras endast maximala moment över stöd och i fält. Dessa ges i samma punkter som i brottgränstillstånd.

För karakteristisk kombination

$$g_{\text{d.lä.tot}} := g_{\text{d.b.lä}} + q_{\text{d.k.lä}}$$

$$g_{\text{d.lä.tot}} = 93.319 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maximalt stödmoment ges av lastfall 1, där gäller

$$a_Q := 14.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Stödmoment beräknas med ekvation (7a)

$$M_{\text{Ed.B.l.k}} := M_B(g_{\text{d.lä.tot}}, g_{\text{d.lä.tot}}, Q_{\text{d.k.lä}}, a_Q) \quad M_{\text{Ed.B.l.k}} = -9.384 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Maximalt fältmoment ges av lastfall 2, där gäller

$$a_Q := 10.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Ekvation (7a-b) ger

$$M_{B.l.k} := M_B(g_{d.lä.tot}, g_{d.b.lä}, Q_{d.k.lä}, a_Q)$$

$$M_{B.l.k} = -7.961 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.l.k} := R_A(M_{B.l.k}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.k.lä}, b_Q)$$

$$R_{A.l.k} = 1.356 \text{ MN}$$

Ur ekvation (16) erhålls

$$M_{Ed.lä.f.l.k} := R_{A.l.k} \cdot a_Q - g_{d.lä.tot} \cdot \frac{a_Q^2}{2}$$

$$M_{Ed.lä.f.l.k} = 9.057 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

För frekvent kombination

$$g_{d.lä.tot} := g_{d.b.lä} + q_{d.f.lä}$$

$$g_{d.lä.tot} = 74.888 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maximalt stödmoment ges av lastfall 1, där gäller

$$a_Q := 14.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Stödmoment beräknas med ekvation (7a)

$$M_{Ed.B.l.f} := M_B(g_{d.lä.tot}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.f.lä}, a_Q)$$

$$M_{Ed.B.l.f} = -7.42 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Maximalt fältmoment ges av lastfall 2, där gäller

$$a_Q := 10.4 \text{ m}$$

$$b_Q := L_1 - a_Q$$

Ekvation (7a-b) ger

$$M_{B.l.f} := M_B(g_{d.lä.tot}, g_{d.b.lä}, Q_{d.f.lä}, a_Q)$$

$$M_{B.l.f} = -6.774 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$R_{A.l.f} := R_A(M_{B.l.f}, g_{d.lä.tot}, Q_{d.f.lä}, b_Q)$$

$$R_{A.l.f} = 1.046 \text{ MN}$$

Ur ekvation (16) erhålls

$$M_{Ed.lä.f.l.f} := R_{A.l.f} \cdot a_Q - g_{d.lä.tot} \cdot \frac{a_Q^2}{2}$$

$$M_{Ed.lä.f.l.f} = 6.831 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

För kvasipermanent kombination

Endast egenvikten, jämnt utbredd last, ingår. Lastfall 1 och 2 blir därmed lika.

Maximalt stödmoment ges av

$$M_{Ed.B.l.kv} := -\frac{g_{d.b.lä} \cdot L_1^2}{8} = -4.891 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

(4.2 Byggformler och tabeller)

Maximalt fältmoment ges av

$$M_{\text{Ed.lä.f.l.kv}} := \frac{9 \cdot g_{\text{d.b.lä}} \cdot L_1^2}{128} = 2.751 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

6.2 Tvärled

Reaktionskrafter och stödmoment beräknas för respektive reducerad punktlast.

6.2.1 Lastfall 1: maximalt stödmoment

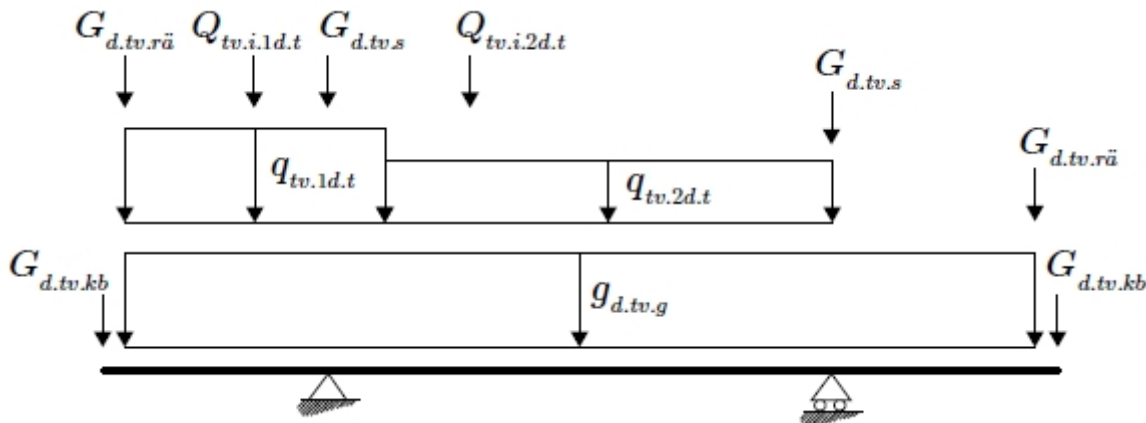


Fig. 46 Lastfall för maximalt stödmoment

Punktlaster och utbredd last placeras på samma sätt som vid lastkombinering

$$l_{Q1} := 1.5 \text{ m} \quad a_{Q2} := l_{Q1} + l_{Q2} - l_k = 1.65 \text{ m} \quad a_{q1} := w_1 - l_k = 0.65 \text{ m}$$

$$l_{Q2} := 2.5 \text{ m} \quad b_{Q2} := cc - a_{Q2} = 4.15 \text{ m} \quad b_{q2} := w_2 = 5.15 \text{ m}$$

Hänsyn till lastspridning för tvärkraft tillsammans med (10a-d) ger

$$M_{\text{D.V1}} := M_{\text{D.1}}(g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.kb}}, G_{\text{d.tv.rä}}, q_{\text{tv.1d.t}}, Q_{\text{tv.V.1d.t}})$$

$$M_{\text{D.V1}} = -178.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{\text{Eh.V1}} := R_{\text{Eh.1}}(g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.kb}}, G_{\text{d.tv.s}}, G_{\text{d.tv.rä}})$$

$$R_{\text{Eh.V1}} = 38.463 \text{ kN}$$

$$M_{\text{E.V1}} := M_{\text{E.1}}(g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.kb}}, G_{\text{d.tv.rä}})$$

$$M_{\text{E.V1}} = -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{\text{Dh.V1}} := R_{\text{Dh.1}}(M_{\text{D.V1}}, M_{\text{E.V1}}, g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.s}}, q_{\text{tv.1d.t}}, q_{\text{tv.2d.t}}, Q_{\text{tv.V.2d.t}})$$

$$R_{\text{Dh.V1}} = 128.719 \text{ kN}$$

Hänsyn till lastspridning för moment tillsammans med (10a-d) ger

$$M_{\text{D.M1}} := M_{\text{D.1}}(g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.kb}}, G_{\text{d.tv.rä}}, q_{\text{tv.1d.t}}, Q_{\text{tv.M.1d.t}})$$

$$M_{\text{D.M1}} = -366.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{\text{Eh.M1}} := R_{\text{Eh.1}}(g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.kb}}, G_{\text{d.tv.s}}, G_{\text{d.tv.rä}})$$

$$R_{\text{Eh.M1}} = 38.463 \text{ kN}$$

$$M_{\text{E.M1}} := M_{\text{E.1}}(g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.kb}}, G_{\text{d.tv.rä}})$$

$$M_{\text{E.M1}} = -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{\text{Dh.M1}} := R_{\text{Dh.1}}(M_{\text{D.M1}}, M_{\text{E.M1}}, g_{\text{d.tv.g}}, G_{\text{d.tv.s}}, q_{\text{tv.1d.t}}, q_{\text{tv.2d.t}}, Q_{\text{tv.M.2d.t}})$$

$$R_{\text{Dh.M1}} = 266.077 \text{ kN}$$

Tillsammans med dimensionerande laster och (9a-p) får vi

$$\begin{aligned}
 V_{tv.1}(x) := & \begin{cases} x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\ x_3 \leftarrow x_2 - cc \\ \text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\ \quad \left\| -G_{d.tv.kb} \right\| \\ \text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_{Q1} \\ \quad \left\| -G_{d.tv.kb} - (g_{d.tv.g} + q_{tv.1d.t}) \cdot (x - l_{kb}) - G_{d.tv.rä} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k \\ \quad \left\| -G_{d.tv.kb} - (g_{d.tv.g} + q_{tv.1d.t}) \cdot (x - l_{kb}) - Q_{tv.V.1d.t} - G_{d.tv.rä} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{q1} \\ \quad \left\| R_{Dh.V1} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot x_2 - q_{tv.1d.t} \cdot x_2 \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k + a_{q1} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\ \quad \left\| \begin{aligned} r &\leftarrow R_{Dh.V1} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot x_2 - q_{tv.1d.t} \cdot a_{q1} \\ r &- q_{tv.2d.t} \cdot (x_2 - a_{q1}) \end{aligned} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc \\ \quad \left\| \begin{aligned} r &\leftarrow R_{Dh.V1} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot x_2 - q_{tv.1d.t} \cdot a_{q1} \\ r &- q_{tv.2d.t} \cdot (x_2 - a_{q1}) - Q_{tv.V.2d.t} \end{aligned} \right\| \\ \text{if } l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + w \\ \quad \left\| R_{Eh.V1} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot x_3 \right\| \\ \text{if } l_{kb} + w \leq x \leq l_{kb} + w + l_{kb} \\ \quad \left\| R_{Eh.V1} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot l_k - G_{d.tv.rä} \right\| \end{cases}
 \end{aligned}$$

Hjälpvariabler för att få ett kontinuerligt tvärkraftsdiagram

$$l_D := 2.6 \text{ m}$$

$$l_E := l_D + cc = 8.4 \text{ m}$$

$$f_1(i, j) := V_{tv.1}(0.01 \text{ m} \cdot i)$$

$$f_2(i, j) := V_{tv.1}(l_D + i \cdot 0.01 \text{ m})$$

$$f_3(i, j) := V_{tv.1}(l_E + i \cdot 0.01 \text{ m})$$

$$y_1 := \text{matrix}(260, 1, f_1)$$

$$y_2 := \text{matrix}(580, 1, f_2)$$

$$y_3 := \text{matrix}(260, 1, f_3)$$

$$V_{tv.1} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3)$$

$$g_1(i, j) := 0.01 \text{ m} \cdot i$$

$$g_2(i, j) := l_D + i \cdot 0.01 \text{ m}$$

$$g_3(i, j) := l_E + i \cdot 0.01 \text{ m}$$

$$x_1 := \text{matrix}(260, 1, g_1)$$

$$x_2 := \text{matrix}(580, 1, g_2)$$

$$x_3 := \text{matrix}(260, 1, g_3)$$

$$x_{tv.V} := \text{stack}(x_1, x_2, x_3)$$

$$\begin{aligned}
M_{tv.1}(x) := & \begin{cases}
x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\
x_3 \leftarrow x_2 - cc \\
init \leftarrow M_{D.M1} + \left(R_{Dh.M1} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_2 \\
utb \leftarrow g_{d.tv.g} \cdot \frac{x_2^2}{2} + q_{tv.1d.t} \cdot a_{q1} \cdot \left(x_2 - \frac{a_{q1}}{2} \right) \\
\text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\
\quad \left\| -G_{d.tv.kb} \cdot x \right\| \\
\text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_{Q1} \\
\quad \left\| -G_{d.tv.kb} \cdot x - (g_{d.tv.g} + q_{tv.1d.t}) \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} - G_{d.tv.rä} \cdot (x - l_{kb}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k \\
\quad \left\| \begin{aligned}
r &\leftarrow -G_{d.tv.kb} \cdot x - (g_{d.tv.g} + q_{tv.1d.t}) \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} \\
r &- Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x - l_{kb} - l_{Q1}) - G_{d.tv.rä} \cdot (x - l_{kb})
\end{aligned} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{q1} \\
\quad \left\| init - g_{d.tv.g} \cdot \frac{x_2^2}{2} - q_{tv.1d.t} \cdot \frac{x_2^2}{2} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + a_{q1} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\
\quad \left\| \begin{aligned}
r &\leftarrow init - utb \\
r &- q_{tv.2d.t} \cdot (x_2 - a_{q1}) \cdot \left(a_{q1} + \frac{x_2 - a_{q1}}{2} \right)
\end{aligned} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc \\
\quad \left\| \begin{aligned}
r &\leftarrow init - utb - q_{tv.2d.t} \cdot \frac{(x_2 - a_{q1})^2}{2} \\
r &- Q_{tv.M.2d.t} \cdot (x_2 - a_{Q2})
\end{aligned} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + w \\
\quad \left\| M_{E.M1} + R_{Eh.M1} \cdot x_3 - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \cdot x_3 - g_{d.tv.g} \cdot \frac{x_3^2}{2} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + w \leq x \leq l_{kb} + w + l_{kb} \\
\quad \left\| M_{E.M1} + R_{Eh.M1} \cdot x_3 - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \cdot x_3 - g_{d.tv.g} \cdot l_k \cdot \left(x_3 - \frac{l_k}{2} \right) - G_{d.tv.rä} \cdot (x_3 - l_k) \right\|
\end{cases}
\end{aligned}$$

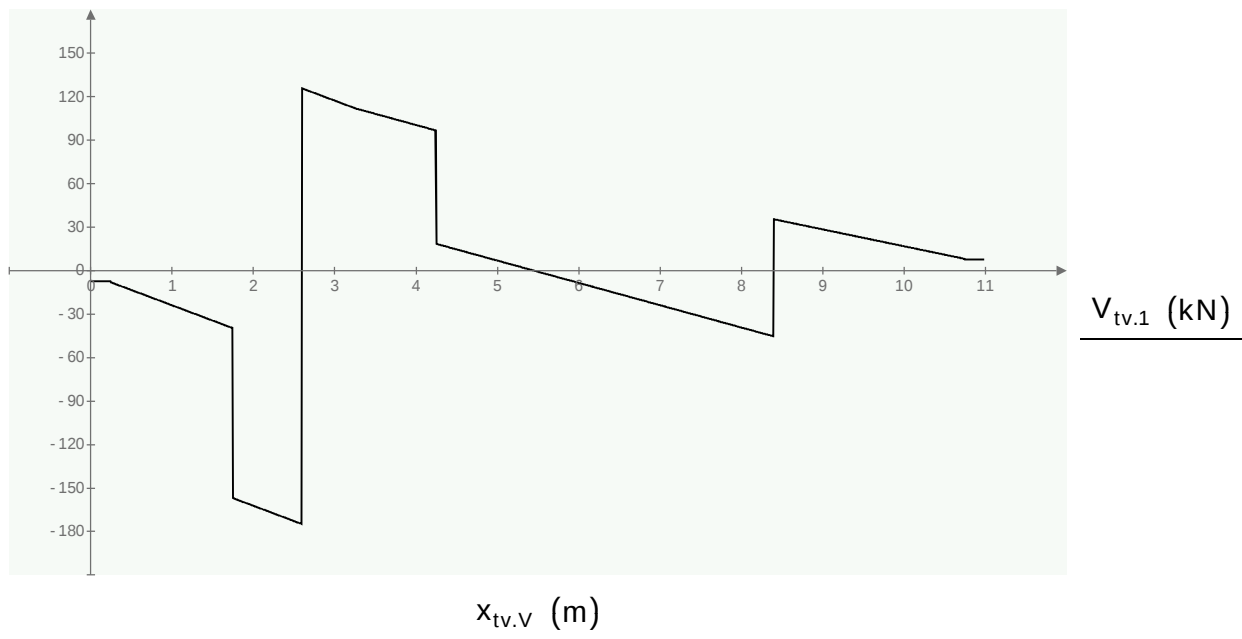


Fig. 47 Tvärkraftsfördelning i längsled för lastfall 1

$x_{tv.M} := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m}..11 \text{ m}$

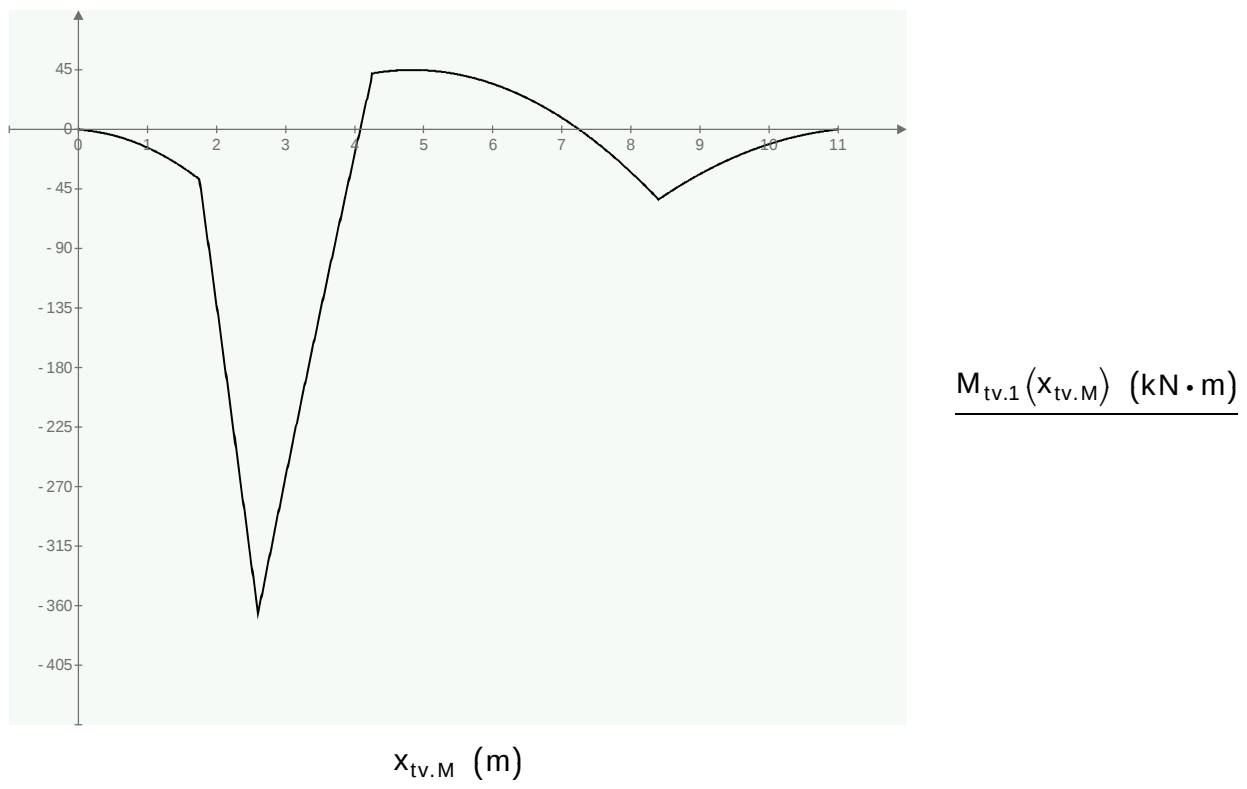


Fig. 48 Momentfördelning i längsled för lastfall 1

6.2.2 Lastfall 2: maximalt fältmoment

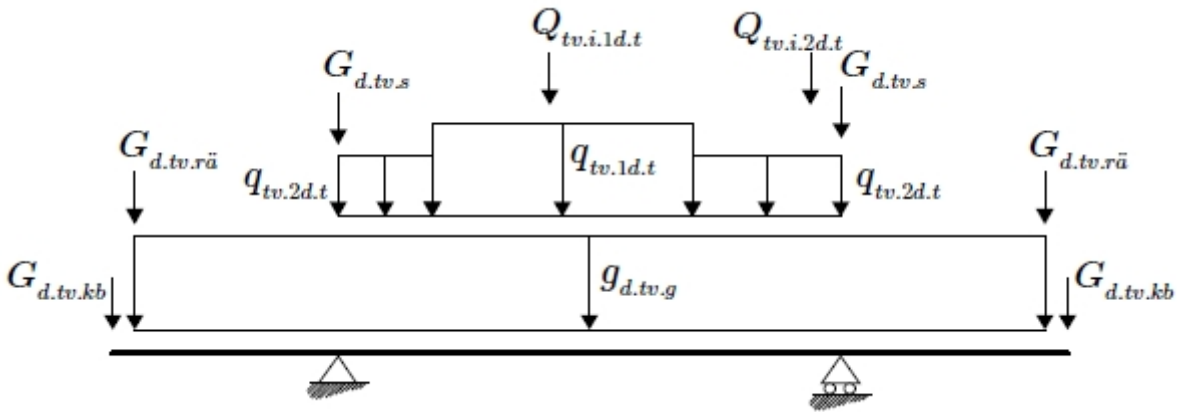


Fig. 49 Lastfall för maximalt fältmoment

Punktlaster och utbredd last placeras på samma sätt som vid lastkombinering

$$l_{q2v} := 1.2 \text{ m} \quad a_{Q1} := 2.45 \text{ m} \quad a_{Q2} := a_{Q1} + l_{Q2} = 4.95 \text{ m}$$

$$b_{Q1} := cc - a_{Q1} = 3.35 \text{ m} \quad b_{Q2} := cc - a_{Q2} = 0.85 \text{ m}$$

Hänsyn till lastspridning för tvärkraft tillsammans med (13a-d) ger

$$M_{D.V2} := M_{D.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) \quad M_{D.V2} = -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Eh.V2} := R_{Eh.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.s}, G_{d.tv.rä}) \quad R_{Eh.V2} = 38.463 \text{ kN}$$

$$M_{E.V2} := M_{E.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) \quad M_{E.V2} = -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.V2} := R_{Dh.2}(M_{D.V2}, M_{E.V2}, g_{d.tv.g}, G_{d.tv.s}, \Delta q_{tv.1d.t}, q_{tv.2d.t}, Q_{tv.V.1d.t}, Q_{tv.V.2d.t}) = 135.925 \text{ kN}$$

Hänsyn till lastspridning för moment tillsammans med (13a-d) ger

$$M_{D.M2} := M_{D.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) \quad M_{D.M2} = -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Eh.M2} := R_{Eh.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.s}, G_{d.tv.rä}) \quad R_{Eh.M2} = 38.463 \text{ kN}$$

$$M_{E.M2} := M_{E.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) \quad M_{E.M2} = -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.M2} := R_{Dh.2}(M_{D.M2}, M_{E.M2}, g_{d.tv.g}, G_{d.tv.s}, \Delta q_{tv.1d.t}, q_{tv.2d.t}, Q_{tv.M.1d.t}, Q_{tv.M.2d.t}) = 284.677 \text{ kN}$$

Tillsammans med dimensionerande laster och (12a-r) får vi

$$\begin{aligned}
 V_{tv.2}(x) := & \left\{ \begin{array}{l}
 x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\
 x_3 \leftarrow x_2 - cc \\
 init \leftarrow R_{Dh.V2} - (g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}) \cdot x_2 - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \\
 \text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} -G_{d.tv.kb} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} -G_{d.tv.kb} - g_{d.tv.g} \cdot (x - l_{kb}) - G_{d.tv.rä} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot (x_2 - l_{q2v}) \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot (x_2 - l_{q2v}) - Q_{tv.V.1d.t} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot w_1 - Q_{tv.V.1d.t} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot w_1 - Q_{tv.V.1d.t} - Q_{tv.V.2d.t} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} R_{Eh.V2} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot x_3 \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \leq x \leq 2 \cdot (l_{kb} + l_k) + cc \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} R_{Eh.V2} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot l_k - G_{d.tv.rä} \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Hjälpvariabler för att få ett kontinuerligt tvärkraftsdiagram

$$l_D := 2.6 \text{ m} \quad l_E := l_D + cc = 8.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 f_1(i, j) &:= V_{tv.2}(0.01 \text{ m} \cdot i) \\
 f_2(i, j) &:= V_{tv.2}(l_D + i \cdot 0.01 \text{ m}) \\
 f_3(i, j) &:= V_{tv.2}(l_E + i \cdot 0.01 \text{ m}) \\
 y_1 &:= \text{matrix}(260, 1, f_1) \\
 y_2 &:= \text{matrix}(580, 1, f_2) \\
 y_3 &:= \text{matrix}(260, 1, f_3) \\
 V_{tv.2} &:= \text{stack}(y_1, y_2, y_3)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{tv.2}(x) := & \left\{ \begin{array}{l}
x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\
x_3 \leftarrow x_2 - cc \\
init \leftarrow M_{D.M2} + \left(R_{Dh.M2} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_2 \\
utb \leftarrow (g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}) \cdot \frac{x_2^2}{2} \\
qm \leftarrow \Delta q_{tv.1d.t} \cdot w_1 \cdot \left(x_2 - l_{q2v} - \frac{w_1}{2} \right) \\
\text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\
\quad \left\| -G_{d.tv.kb} \cdot x \right\| \\
\text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k \\
\quad \left\| -G_{d.tv.kb} \cdot x - g_{d.tv.g} \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} - G_{d.tv.r\ddot{a}} \cdot (x - l_{kb}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} \\
\quad \left\| init - utb \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1} \\
\quad \left\| init - utb - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \\
\quad \left\| \begin{array}{l}
r \leftarrow init - utb - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2} \\
r - Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x_2 - a_{Q1})
\end{array} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + l_{q2v} + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\
\quad \left\| init - utb - qm - Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x_2 - a_{Q1}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc \\
\quad \left\| \begin{array}{l}
r \leftarrow init - utb - qm - Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x_2 - a_{Q1}) \\
r - Q_{tv.M.2d.t} \cdot (x_2 - a_{Q2})
\end{array} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \\
\quad \left\| M_{E.M2} + \left(R_{Eh.M2} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_3 - g_{d.tv.g} \cdot \frac{x_3^2}{2} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \leq x \leq 2 \cdot (l_{kb} + l_k) + cc \\
\quad \left\| M_{E.M2} + \left(R_{Eh.M2} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_3 - g_{d.tv.g} \cdot l_k \cdot \left(x_3 - \frac{l_k}{2} \right) - G_{d.tv.r\ddot{a}} \cdot (x_3 - l_k) \right\|
\end{array} \right.
\end{aligned} \tag{17}$$

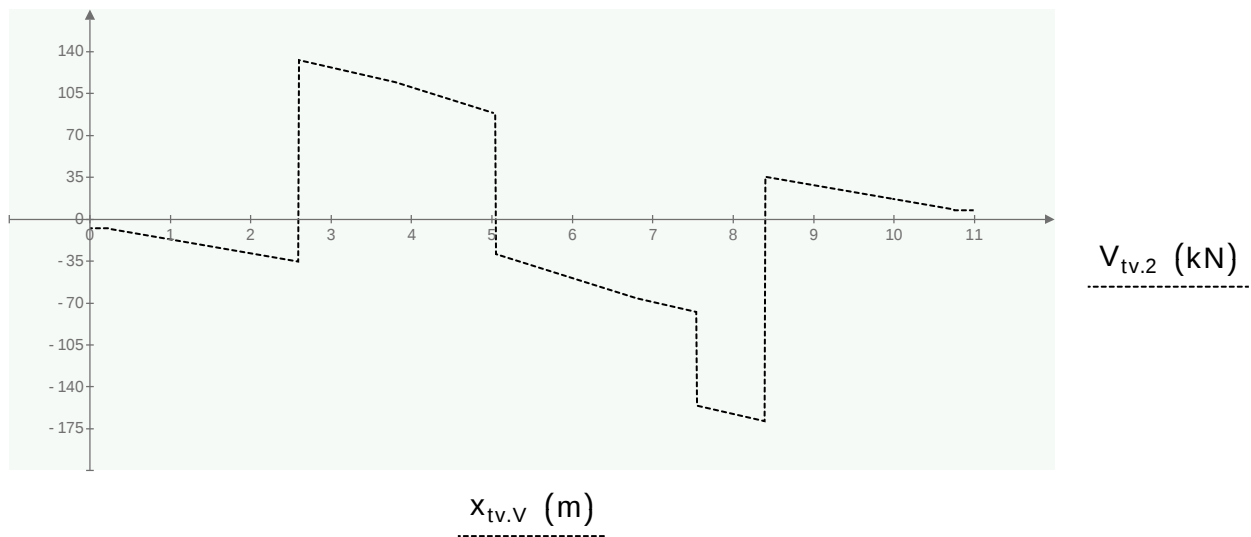


Fig. 50 Tvärkraftsfördelning i tvärled för lastfall 2

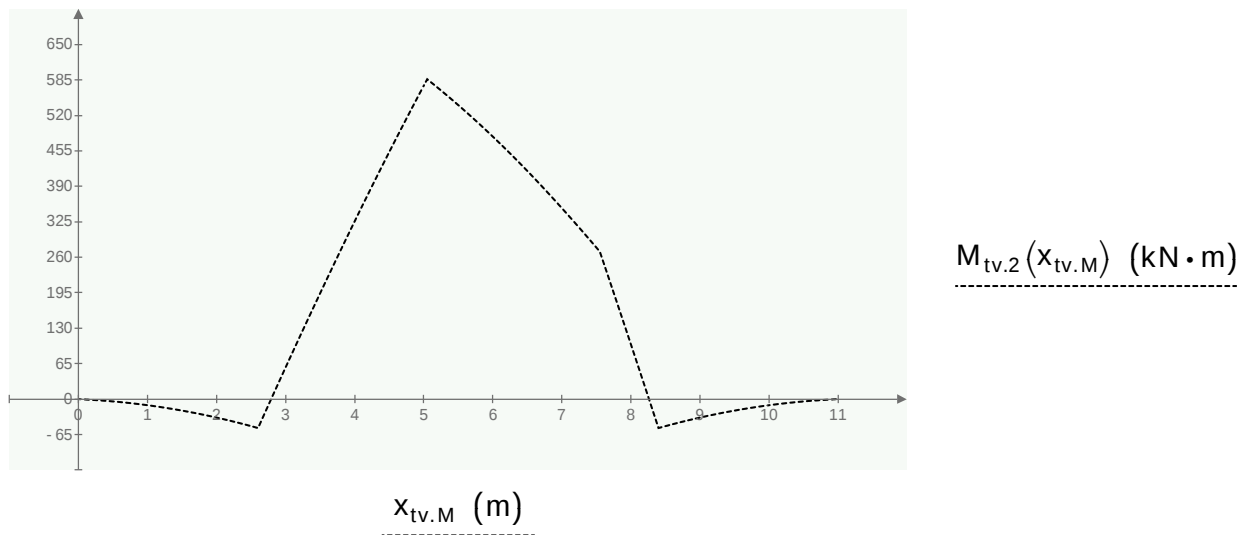


Fig. 51 Momentfördelning i tvärled för lastfall 2

6.2.3 Lastfall 3: maximal tvärkraft

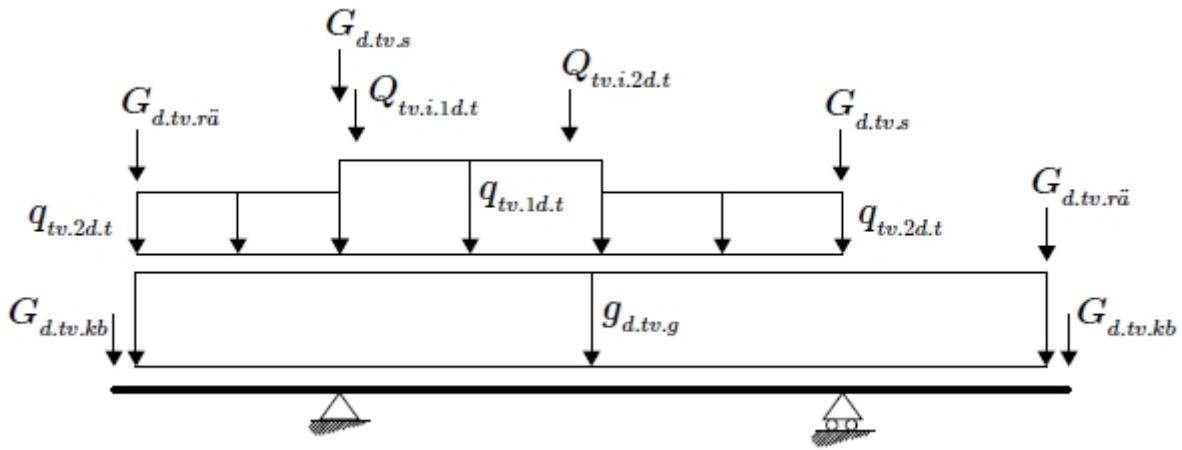


Fig. 52 Lastfall för maximal tvärkraft

Punktlaster och utbredd last placeras på samma sätt som vid lastkombinering

$$\begin{aligned} l_{q2v} &:= 0 \text{ m} & a_{Q1} &:= 0.01 \text{ m} & a_{Q2} &:= a_{Q1} + l_{Q2} = 2.51 \text{ m} \\ b_{Q1} &:= cc - a_{Q1} = 5.79 \text{ m} & b_{Q2} &:= cc - a_{Q2} = 3.29 \text{ m} \end{aligned}$$

Hänsyn till lastspridning för tvärkraft tillsammans med (13a-d) ger

$$\begin{aligned} M_{D.V3} &:= M_{D.2}(g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) & M_{D.V2} &= -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ R_{Eh.V3} &:= R_{Eh.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.s}, G_{d.tv.rä}) & R_{Eh.V2} &= 38.463 \text{ kN} \\ M_{E.V3} &:= M_{E.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) & M_{E.V2} &= -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ R_{Dh.V3} &:= R_{Dh.3}(M_{D.V3}, M_{E.V3}, g_{d.tv.g}, G_{d.tv.s}, \Delta q_{tv.1d.t}, q_{tv.2d.t}, Q_{tv.V.1d.t}, Q_{tv.V.2d.t}) = 223.438 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hänsyn till lastspridning för moment tillsammans med (13a-d) ger

$$\begin{aligned} M_{D.M3} &:= M_{D.2}(g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) & M_{D.M2} &= -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ R_{Eh.M3} &:= R_{Eh.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.s}, G_{d.tv.rä}) & R_{Eh.M2} &= 38.463 \text{ kN} \\ M_{E.M3} &:= M_{E.2}(g_{d.tv.g}, G_{d.tv.kb}, G_{d.tv.rä}) & M_{E.M2} &= -53.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ R_{Dh.M3} &:= R_{Dh.3}(M_{D.M3}, M_{E.M3}, g_{d.tv.g}, G_{d.tv.s}, \Delta q_{tv.1d.t}, q_{tv.2d.t}, Q_{tv.M.1d.t}, Q_{tv.M.2d.t}) = 526.638 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tillsammans med dimensionerande laster och (12a-r) får vi

$$\begin{aligned}
 V_{tv.3}(x) := & \left\{ \begin{array}{l}
 x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\
 x_3 \leftarrow x_2 - cc \\
 init \leftarrow R_{Dh.V3} - (g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}) \cdot x_2 - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \\
 \text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} -G_{d.tv.kb} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} -G_{d.tv.kb} - (g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}) \cdot (x - l_{kb}) - G_{d.tv.rä} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot x_2 \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + w_1 \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot x_2 - Q_{tv.V.1d.t} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot w_1 - Q_{tv.V.1d.t} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} init - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot w_1 - Q_{tv.V.1d.t} - Q_{tv.V.2d.t} \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} R_{Eh.V3} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot x_3 \end{array} \right. \\
 \text{if } l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \leq x \leq 2 \cdot (l_{kb} + l_k) + cc \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l} R_{Eh.V3} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} - g_{d.tv.g} \cdot l_k - G_{d.tv.rä} \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Hjälpvariabler för att få ett kontinuerligt tvärkraftsdiagram

$$l_D := 2.6 \text{ m} \quad l_E := l_D + cc = 8.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 f_1(i, j) &:= V_{tv.3}(0.01 \text{ m} \cdot i) \\
 f_2(i, j) &:= V_{tv.3}(l_D + i \cdot 0.01 \text{ m}) \\
 f_3(i, j) &:= V_{tv.3}(l_E + i \cdot 0.01 \text{ m}) \\
 y_1 &:= \text{matrix}(260, 1, f_1) \\
 y_2 &:= \text{matrix}(580, 1, f_2) \\
 y_3 &:= \text{matrix}(260, 1, f_3) \\
 V_{tv.3} &:= \text{stack}(y_1, y_2, y_3)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{tv.3}(x) := & \left\{ \begin{array}{l}
x_2 \leftarrow x - l_{kb} - l_k \\
x_3 \leftarrow x_2 - cc \\
init \leftarrow M_{D.M3} + \left(R_{Dh.M3} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_2 \\
utb \leftarrow (g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}) \cdot \frac{x_2^2}{2} \\
qm \leftarrow \Delta q_{tv.1d.t} \cdot w_1 \cdot \left(x_2 - \frac{w_1}{2} \right) \\
\text{if } 0 \leq x < l_{kb} \\
\quad \left\| -G_{d.tv.kb} \cdot x \right\| \\
\text{if } l_{kb} \leq x < l_{kb} + l_k \\
\quad \left\| -G_{d.tv.kb} \cdot x - (g_{d.tv.g} + q_{tv.2d.t}) \cdot \frac{(x - l_{kb})^2}{2} - G_{d.tv.r\ddot{a}} \cdot (x - l_{kb}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q1} \\
\quad \left\| init - utb - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot \frac{x_2^2}{2} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q1} \leq x < l_{kb} + l_k + w_1 \\
\quad \left\| init - utb - \Delta q_{tv.1d.t} \cdot \frac{x_2^2}{2} - Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x_2 - a_{Q1}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + w_1 \leq x < l_{kb} + l_k + a_{Q2} \\
\quad \left\| init - utb - qm - Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x_2 - a_{Q1}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + a_{Q2} \leq x < l_{kb} + l_k + cc \\
\quad \left\| init - utb - qm - Q_{tv.M.1d.t} \cdot (x_2 - a_{Q1}) - Q_{tv.M.2d.t} \cdot (x_2 - a_{Q2}) \right\| \\
\text{if } l_{kb} + l_k + cc \leq x < l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \\
\quad \left\| M_{E.M3} + \left(R_{Eh.M3} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_3 - g_{d.tv.g} \cdot \frac{x_3^2}{2} \right\| \\
\text{if } l_{kb} + 2 \cdot l_k + cc \leq x \leq 2 \cdot (l_{kb} + l_k) + cc \\
\quad \left\| M_{E.M3} + \left(R_{Eh.M3} - \frac{G_{d.tv.s}}{2} \right) \cdot x_3 - g_{d.tv.g} \cdot l_k \cdot \left(x_3 - \frac{l_k}{2} \right) - G_{d.tv.r\ddot{a}} \cdot (x_3 - l_k) \right\|
\end{array} \right.
\end{aligned} \tag{17}$$

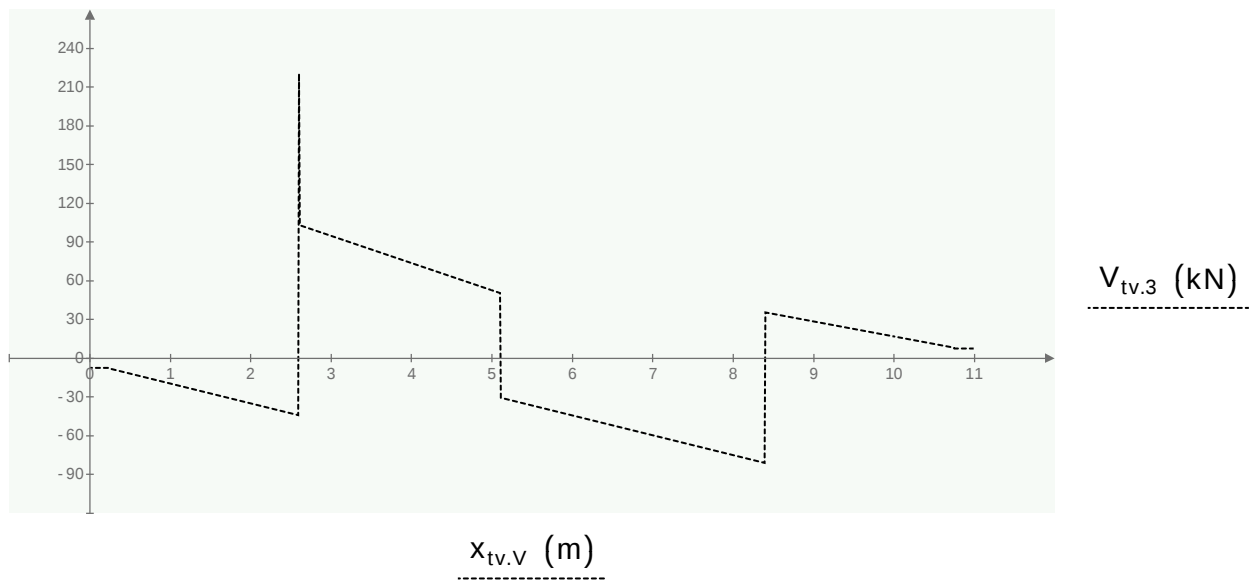


Fig. 53 Tvärkraftsfördelning i tvärled för lastfall 3

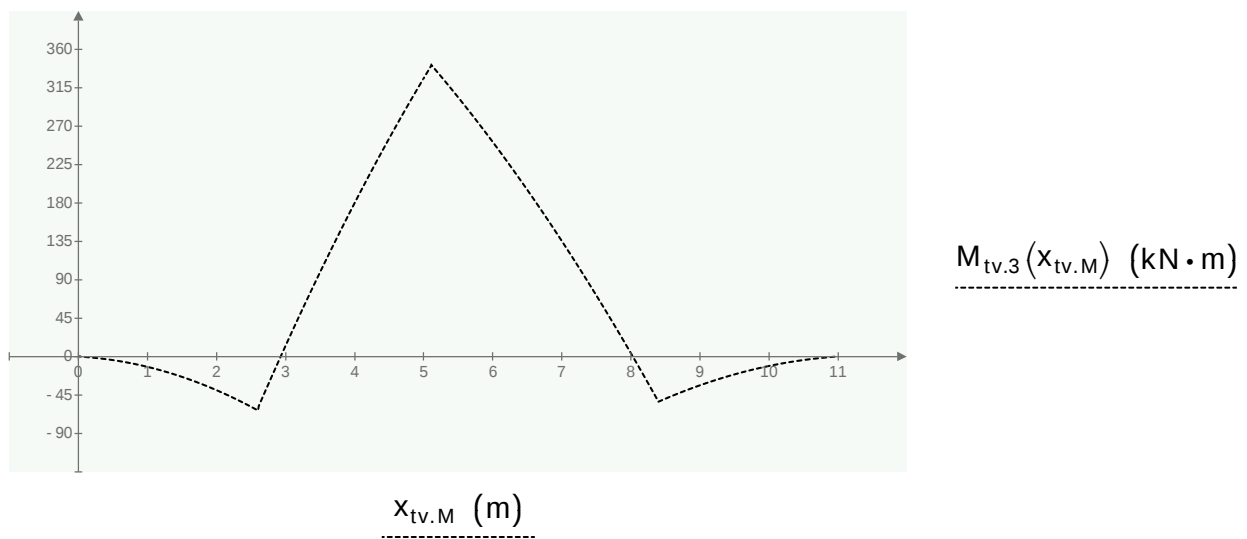


Fig. 54 Momentfördelning i tvärled för lastfall 3

6.2.3 Sammanställning av tvärkraft- och momentfördelning i tvärled

Brottgränstillstånd

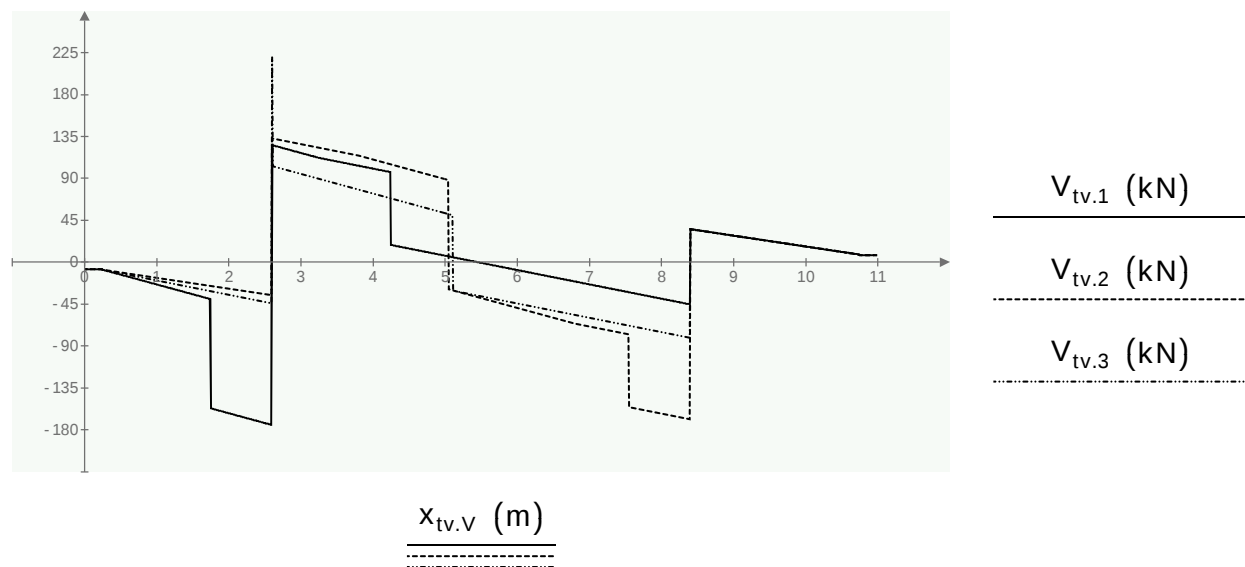


Fig. 55 Tvärkraftsfördelning i tvärled

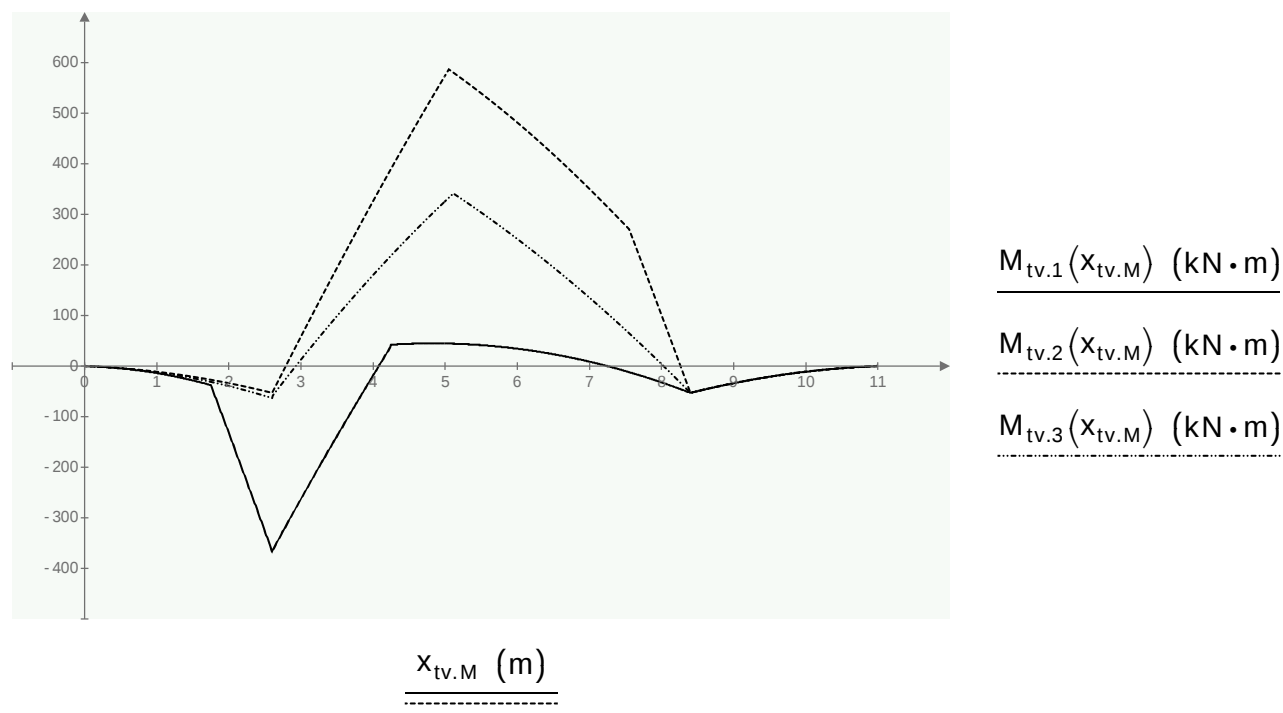


Fig. 56 Momentfördelning i tvärled

Dimensionerande tvärkraft

$$V_{\text{Ed.tv.max}} := \max(V_{\text{tv.1}}, V_{\text{tv.2}}, V_{\text{tv.3}}) = 220.432 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed.tv.min}} := \min(V_{\text{tv.1}}, V_{\text{tv.2}}, V_{\text{tv.3}}) = -174.674 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed.tv}} := \max(V_{\text{Ed.tv.max}}, |V_{\text{Ed.tv.min}}|) = 220.432 \text{ kN}$$

Dimensionerande moment

I Fig. 56 syns att maximalt moment över stöd ges av lastfall 1 och att maximalt fältmoment ges av lastfall 2 i fack DE. I Fig. 55 kan vi se att tvärkraften byter tecken vid punktlast Q1, varvid maximalt fältmoment erhålls i denna punkt.

Från lastkombinering vet vi att för lastfall 2 gäller

$$l_{Q1} := l_{kb} + l_k + 2.45 \text{ m} = 5.05 \text{ m}$$

Dimensionerande stöd- och fältmoment beräknas till

$$M_{\text{Ed.D}} := M_{\text{tv.1}}(l_D) \quad M_{\text{Ed.D}} = -366.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.tv.f}} := M_{\text{tv.2}}(l_{Q1}) \quad M_{\text{Ed.tv.f}} = 586.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruksgränstillstånd

I bruksgräns studeras endast maximala moment över stöd och i fält. Dessa ges i samma punkter som i brottgränstillstånd.

För karakteristisk kombination

Maximalt stödmoment ges av lastfall 1 och stödmomentet beräknas med ekvation (10a)

$$M_{\text{Ed.D.l.k}} := M_{D.1}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}, q_{tv.1d.k.t}, Q_{tv.1d.k.t}) \quad M_{\text{Ed.D.l.k}} = -252.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maximalt fältmoment ges av lastfall 2, där gäller

$$l_{Q1} := l_{kb} + l_k + 2.45 \text{ m} = 5.05 \text{ m}$$

$$l_{q2v} := 1.2 \text{ m}$$

Ekvation (13a-b,d) ger

$$M_{D.l.k} := M_{D.2}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}) \quad M_{D.l.k} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.l.k} := M_{E.2}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}) \quad M_{E.l.k} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.l.k} := R_{Dh.2}(M_{D.l.k}, M_{E.l.k}, g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.s}, \Delta q_{tv.1d.k.t}, q_{tv.2d.k.t}, Q_{tv.1d.k.t}, Q_{tv.2d.k.t}) = 195.872 \text{ kN}$$

Ur ekvation (17) fås

$$x_2 := l_{Q1} - l_{kb} - l_k = 2.45 \text{ m}$$

$$M_{Ed.tv.f.l.k} := M_{D.l.k} + \left(R_{Dh.l.k} - \frac{G_{d.b.tv.s}}{2} \right) \cdot x_2 - (g_{d.b.tv.g} + q_{tv.2d.k.t}) \cdot \frac{x_2^2}{2} - \Delta q_{tv.1d.k.t} \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2}$$

$$M_{Ed.tv.f.l.k} = 390.048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

För frekvent kombination

Maximalt stödmoment ges av lastfall 1 och stödmomentet beräknas med ekvation (10a)

$$M_{Ed.D.l.f} := M_{D.1}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}, q_{tv.1d.f.t}, Q_{tv.1d.f.t}) \quad M_{Ed.D.l.f} = -194.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maximalt fältmoment ges av lastfall 2, där gäller

$$l_{Q1} := l_{kb} + l_k + 2.45 \text{ m} = 5.05 \text{ m}$$

$$l_{q2v} := 1.2 \text{ m}$$

Ekvation (13a-b,d) ger

$$M_{D.l.f} := M_{D.2}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}) \quad M_{D.l.f} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{E.l.f} := M_{E.2}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}) \quad M_{E.l.f} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.l.f} := R_{Dh.2}(M_{D.l.f}, M_{E.l.f}, g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.s}, \Delta q_{tv.1d.f.t}, q_{tv.2d.f.t}, Q_{tv.1d.f.t}, Q_{tv.2d.f.t}) = 149.881 \text{ kN}$$

Ur ekvation (17) fås

$$x_2 := l_{Q1} - l_{kb} - l_k = 2.45 \text{ m}$$

$$M_{Ed.tv.f.l.f} := M_{D.l.f} + \left(R_{Dh.l.f} - \frac{G_{d.b.tv.s}}{2} \right) \cdot x_2 - (g_{d.b.tv.g} + q_{tv.2d.f.t}) \cdot \frac{x_2^2}{2} - \Delta q_{tv.1d.f.t} \cdot \frac{(x_2 - l_{q2v})^2}{2}$$

$$M_{Ed.tv.f.l.f} = 283.654 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

För kvasipermanent kombination

Endast egenvikten, jämnt utbredd last, ingår. Lastfall 1 och 2 blir lika. Använder ekvationer för lastfall 2. Maximalt stödmoment beräknas med ekvation (13a)

$$M_{Ed.D.l.kv} := M_{D.2}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}) \quad M_{Ed.D.l.kv} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ekvation (13b,d) ger

$$M_{E.l.kv} := M_{E.2}(g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.kb}, G_{d.b.tv.rä}) \quad M_{E.l.kv} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{Dh.l.kv} := R_{Dh.2}(M_{Ed.D.l.kv}, M_{E.l.kv}, g_{d.b.tv.g}, G_{d.b.tv.s}, q_0, q_0, Q_0, Q_0) \quad R_{Dh.l.kv} = 30.589 \text{ kN}$$

Eftersom endast egenvikt ingår vid denna kombination är lasten symmetriskt, varvid maximalt fältmoment uppstår på mitten av spannet.

$$x_2 := \frac{cc}{2}$$

Ur ekvation (17) fås

$$M_{\text{Ed.tv.f.l.kv}} := M_{\text{Ed.D.l.kv}} + \left(R_{\text{Dh.l.kv}} - \frac{G_{\text{d.b.tv.s}}}{2} \right) \cdot x_2 - g_{\text{d.b.tv.g}} \cdot \frac{x_2^2}{2} \quad M_{\text{Ed.tv.f.l.kv}} = -3.442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vi ser att för kvasipermanent kombination så erhålls en dragen ovansida för hela tvärsnittet.

6.3 Sammanställning av dimensionerande laster

Längsled

Brottgränstillstånd

$$V_{\text{Ed.lä}} = 3.2 \text{ MN}$$

$$M_{\text{Ed.B}} = -12.615 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.lä.f}} = 12.775 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Bruksgränstillstånd

För karakteristisk kombination

$$M_{\text{Ed.B.l.k}} = -9.384 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.lä.f.l.k}} = 9.057 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

För frekvent kombination

$$M_{\text{Ed.B.l.f}} = -7.42 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.lä.f.l.f}} = 6.831 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

För kvasipermanent kombination

$$M_{\text{Ed.B.l.kv}} = -4.891 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.lä.f.l.kv}} = 2.751 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Tvärled

Brottgränstillstånd

$$V_{\text{Ed.tv}} = 220.432 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ed.D}} = -366.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.tv.f}} = 586.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruksgränstillstånd

För karakteristisk kombination

$$M_{\text{Ed.D.l.k}} = -252.814 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.tv.f.l.k}} = 390.048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

För frekvent kombination

$$M_{\text{Ed.D.l.f}} = -194.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.tv.f.l.f}} = 283.654 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

För kvasipermanent kombination

$$M_{\text{Ed.D.l.kv}} = -44.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed.tv.f.l.kv}} = -3.442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7. Kontroll lyft av överbyggnad vid upplag

(A2.4.2 SS-EN 1990; Tabell A2.4(B)S TRVFS 2011:12)

Vid kontroll av lyft används frekvent kombination.

Dimensionerande laster

$$g_{d.b.l\ddot{a}} = 62.601 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{d.f.l\ddot{a}} = 0.653 \text{ MN}$$

$$q_{d.f.l\ddot{a}} = 12.287 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vi söker minsta reaktionskraft vid stöd C, vilken erhålls med maximal trafiklast i fack AB medan endast permanent last verkar i fack BC.

Ekvation (7a,d) ger oss

$$R_C(x) := R_C(M_B(g_{d.b.l\ddot{a}} + q_{d.f.l\ddot{a}}, g_{d.b.l\ddot{a}}, Q_{d.f.l\ddot{a}}, x), g_{d.b.l\ddot{a}})$$

$$x_{L1} := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots L_1$$

Vi låter punktlasten vandra med 0,1 m steg över fack AB och beräknas reaktionskraften vid stöd C. Resultatet visas i Fig. 57.

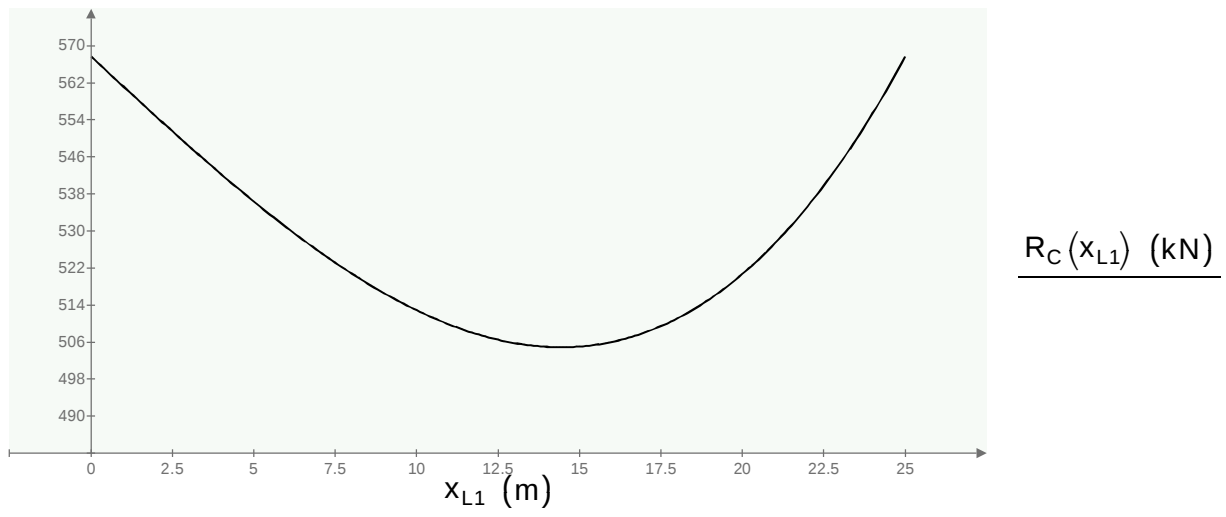


Fig. 57 Reaktionskraft vid stöd C. Lägst reaktionskraft erhålls kring $x = 14,5$ m

Fig. 57 visar att lägsta reaktionskraft är positiv, därmed konstateras att lyft vid upplag inte sker.

8. Bestämning av lämplig skarvplacering

Vi söker det snitt för vilket momentet är, till beloppet, så litet som möjligt. Med utgångspunkt i Fig. 45 ritas även den spegelvända belastningen in som visar momentfördelning då maximal trafiklast placeras i fack BC.

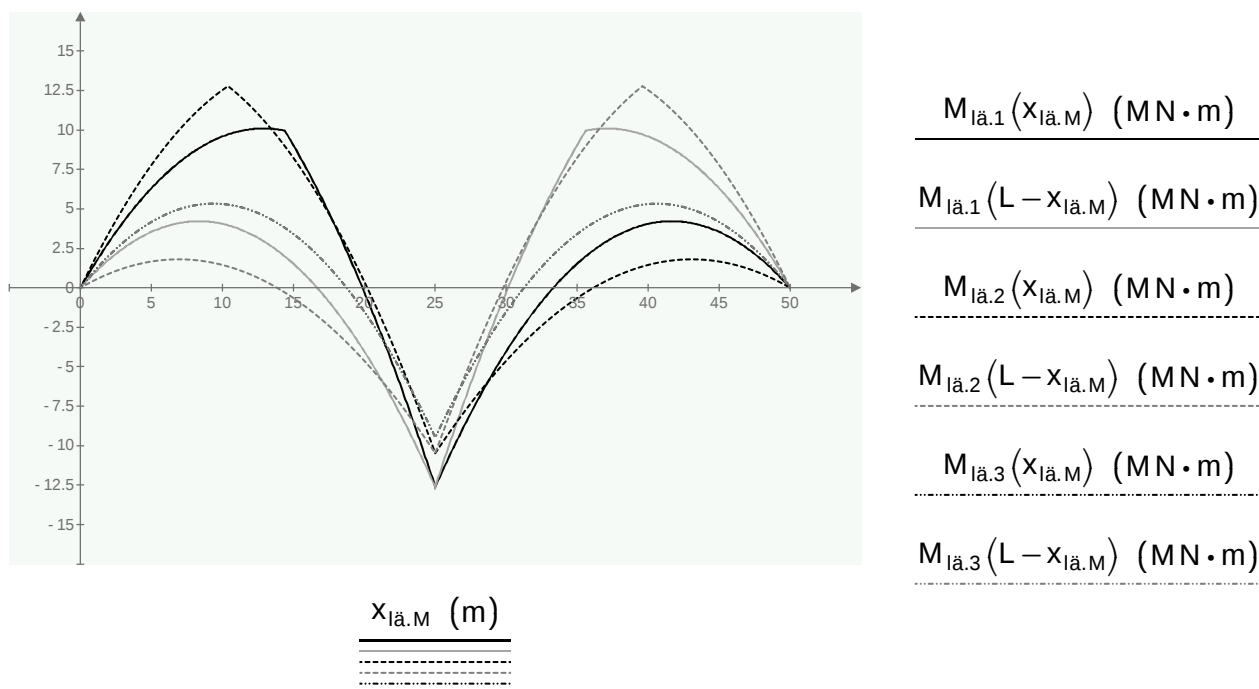


Fig. 58 Momentfördelning i längsled med störst trafiklast i antingen fack AB eller fack BC.

$$M_{l\ddot{a}.sk}(x) := \max(|M_{l\ddot{a}.1}(x)|, |M_{l\ddot{a}.1}(L - x)|, |M_{l\ddot{a}.2}(x)|, |M_{l\ddot{a}.2}(L - x)|, |M_{l\ddot{a}.3}(x)|, |M_{l\ddot{a}.3}(L - x)|)$$

Från Fig. 58 ser vi att momentnollpunkterna i fack AB finns inom intervallet 10 - 25 m, varvid detta intervall studeras närmare. Fig. 59 visar det största moment som erhålls ur momentfördelningen i Fig. 58 för varje snitt i fack AB.

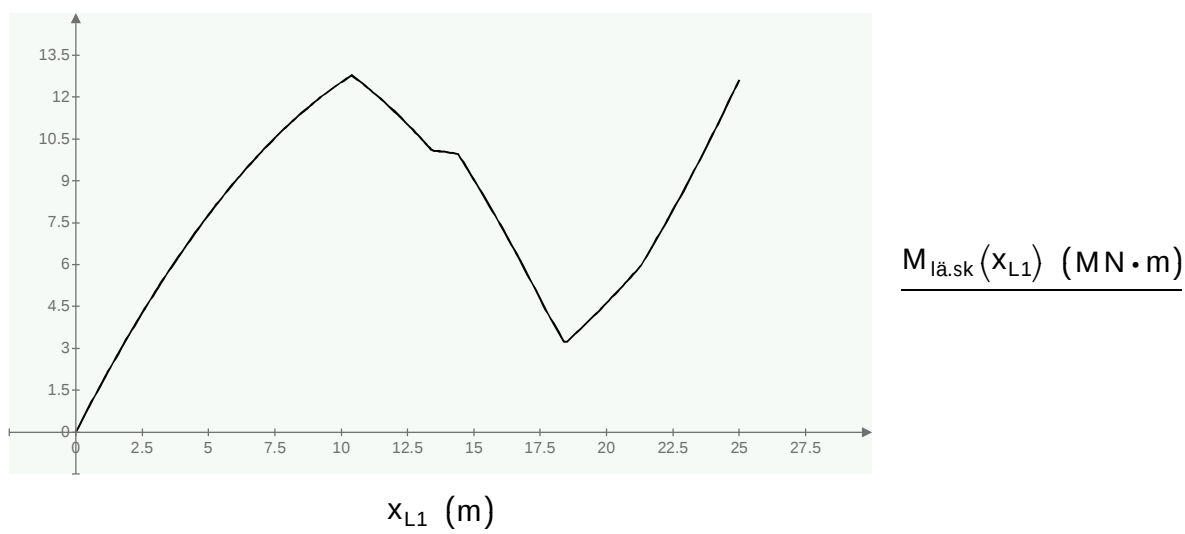


Fig. 59 Största moment som erhålls i varje snitt för fack AB.

I Fig. 59 syns ett tydligt lokalt minimum i närheten av $x = 18$ m som är lämpligt för en skarv. Vi bestämmer snittets läge.

$$f(i, j) := 15 \text{ m} + 0.1 \text{ m} \cdot i$$

$$x := \text{matrix}(50, 1, f)$$

$$g(i, j) := M_{\text{lä.sk}}(x_i)$$

$$y := \text{matrix}(50, 1, g)$$

$$M := \text{augment}\left(\frac{x}{m}, \frac{y}{j}\right) \quad (\text{måste vara enhetslös för att localmin ska fungera})$$

$$M_{\min} := \text{localmin}(M) = [18.4 \quad 3.233 \cdot 10^6]$$

Ur beräkningen får vi att skarvning bör ske vid

$$x_{\text{sk}} := (M_{\min}^{(0)})_0 \text{ m} = 18.4 \text{ m}$$

och att momentet i detta snitt är

$$M_{\text{Ed.sk}} := (M_{\min}^{(1)})_0 \text{ J} = 3.233 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

På liknande sätt som för momentet, beräknas maximal tvärkraft i skarvsnittet som

$$V_{\text{Ed.sk}} := \max(|V_{\text{lä.1}}(x_{\text{sk}})|, |V_{\text{lä.1}}(L - x_{\text{sk}})|, |V_{\text{lä.2}}(x_{\text{sk}})|, |V_{\text{lä.2}}(L - x_{\text{sk}})|, |V_{\text{lä.3}}(x_{\text{sk}})|, |V_{\text{lä.3}}(L - x_{\text{sk}})|)$$

Sammanställning av dimensionerande tvärkraft och moment vid skarv

$$V_{\text{Ed.sk}} = 1.972 \text{ MN}$$

$$M_{\text{Ed.sk}} = 3.233 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Bilaga F Brottps- och bruksgränsberäkningar

Innehållsförteckning

1. Allmänt	1
2. Materialparametrar	2
3. Dimensionerande laster	4
4. Tvärsnittklass för stålprofil	5
5. Detaljutformning av studs	6
6. Medverkande flänsbredd	8
7. Tvärsnittskonstanter, stadium III	9
8. Täckande betongskikt och avstånd mellan stänger	11
9. Dimensioner på ändavstyvningar	12
10. Minimiarmering	12
11. Bärförmåga längsled	14
12. Bärförmåga tvärlad	20
13. Skjuvförbindare (studs)	25
14. Kontroll halssvetsar	26
15. Kontroll svetsförband	27
16. Kontroll skruvförband	29
17. Tvärbalk för lagerbyte	34
18. Kontroll vid produktion av bro	41
19. Sprickkriterie	43
20. Inverkan av långtidseffekter	44
21. Tvärsnittskonstanter, stadium II	47
22. Kontroll av spänningar	49
23. Sprickbredd	55
24. Nedböjning i längsled	57
25. Landfäste	59

Bilaga F Brott- och bruksgränsberäkningar

1. Allmänt

1.1 Indata

(1.1 Bilaga E)

$L := 50 \text{ m}$	(centrumavstånd ändupplag)
$L_1 := 25 \text{ m}$	(teoretisk spännvidd per fack)
$w := 10.5 \text{ m}$	(total brobredd)
$cc := 5.8 \text{ m}$	(centrumavstånd I-balkar)
$l_k := 2.35 \text{ m}$	(avstånd I-balk till insida kantbalk)
$L_{sk} := 18.4 \text{ m}$	(avstånd ändupplag till skarv)
$RH := 80$	(relativ fuktighet enligt B.3.1.5 TRVK Bro 11, i procent)

1.2 Samverkanstvärsnitt

(1.4 Bilaga E)

Stålprofil

$a := 17 \text{ mm}$	(a-mått)
$t_{fö} := 26 \text{ mm}$	(tjocklek, övre fläns)
$b_{fö} := 400 \text{ mm}$	(bredd, övre fläns)
$t_w := 20 \text{ mm}$	(livtjocklek)
$h_w := 880 \text{ mm}$	(livhöjd)
$t_{fu} := 50 \text{ mm}$	(tjocklek, undre fläns)
$b_{fu} := 740 \text{ mm}$	(bredd, undre fläns)

Betong

$h_c := 300 \text{ mm}$	(flänstjocklek)	$h_{c.mm} := \frac{h_c}{\text{mm}}$
-------------------------	-----------------	-------------------------------------

Totalhöjd

$$h := h_c + t_{fö} + h_w + t_{fu} = 1.256 \text{ m}$$

1.3 Konstruktionshöjd

(Bilaga C, 1.5 Bilaga E)

$$h_{max} := 1400 \text{ mm}$$

$$t_{be} := 95 \text{ mm}$$

$$h_{tot} := t_{be} + h_c + t_{f\ddot{o}} + h_w + t_{fu} = 1351 \text{ mm}$$

1.4 Skarvplåt

$$a_{pl} := 12 \text{ mm} \quad (\text{a-mått för plåtens svetsar})$$

$$t_{pl.min} := \frac{t_w}{2} = 10 \text{ mm} \quad (\text{plåttjocklek ska vara större eller lika med halva livtjocklek})$$

$$t_{pl} := 35 \text{ mm} \quad (\text{plåttjocklek})$$

$$h_{pl.max} := h_w - (2 \cdot \sqrt{2} \cdot (a + a_{pl}) + 100 \text{ mm}) = 697.976 \text{ mm} \quad (\text{maximal höjd på plåt})$$

$$h_{pl} := 690 \text{ mm} \quad (\text{höjd på plåt})$$

Studerar en meterstrimma vid tvärledsberäkningar

$$b_t := 1 \text{ m} \quad b_{t.mm} := \frac{b_t}{\text{mm}}$$

1.5 Areor

$$A_a := t_{f\ddot{o}} \cdot b_{f\ddot{o}} + t_w \cdot h_w + t_{fu} \cdot b_{fu} = 0.065 \text{ m}^2 \quad (\text{stålprofil})$$

$$A_c := \frac{w}{2} \cdot h_c = 1.575 \text{ m}^2 \quad (\text{betongfläns})$$

2. Materialparametrar

2.1 Materialegenskaper

Betong C50/60

(Tabell 3.1 SS-EN 1992-1-1)

$$f_{ctm} := 4.1 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm.MPa} := \frac{f_{ctm}}{\text{MPa}} = 4.1$$

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ck.MPa} := \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} = 50$$

$$\gamma_C := 1.5 \quad (\text{Tabell 2.1N SS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 33.333 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 58 \text{ MPa}$$

$$f_{cm.MPa} := \frac{f_{cm}}{\text{MPa}}$$

$$E_{cm} := 37 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Tryckblocksfaktorer

$$\alpha_{tr} := 0.810$$

$$\beta_{tr} := 0.416$$

Stålkvalité S420 N/NL

(Tabell 3.1 SS-EN 1993-1-1)

$$f_u := 520 \text{ MPa}$$

$$f_{u.sc} := \min(f_u, 500 \text{ MPa}) = 500 \text{ MPa} \quad (\text{för studs})$$

$$f_y := 390 \text{ MPa} \quad (\text{den lägsta aktuella för stålprofil})$$

$$f_{y.MPa} := \frac{f_y}{\text{MPa}} = 390$$

$$f_{y.pl} := 420 \text{ MPa} \quad (\text{för skarvplåt})$$

$$\gamma_{M0} := 1.0 \quad (8 \text{ kap. 7 § TRVFS 2011:12})$$

$$\gamma_{M1} := 1.0$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\beta_w := 1.0$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 390 \text{ MPa}$$

$$E_a := 200 \text{ GPa}$$

$$\alpha := \frac{E_a}{E_{cm}} = 5.405$$

Armering B500B

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

$$f_{sk.MPa} := \frac{f_{sk}}{\text{MPa}} = 500$$

$$\gamma_S := 1.15 \quad (\text{Tabell 2.1N SS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_S} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{syd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\phi := 16 \text{ mm} \quad (\text{stångdiameter för all böjarmering})$$

$$A_{st} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2 \quad (\text{stångarea per stång})$$

Skruvvar

(Tabell 3.1 SS-EN 1993-1-8)

Hållfasthetsklass väljs till 8.8

$$f_{yb} := 640 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} := 800 \text{ MPa}$$

$$d_{sk} := 24 \text{ mm} \quad (\text{skruvdiameter, M24})$$

$$d_0 := d_{sk} + 2 \text{ mm} \quad (\text{håldiameter})$$

2.2 Tunghet

(2.1 Bilaga E)

$$\gamma_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{stål})$$

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{armerad betong})$$

3. Dimensionerande laster

(6.3 Bilaga E)

Brottgränstillstånd

$$V_{Ed.lä} := 3.2 \text{ MN} \quad (\text{dimensionerande tvärkraft, längsled})$$

$$M_{Ed.B} := 12.615 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{dimensionerande stödmoment, längsled})$$

$$M_{Ed.lä.f} := 12.775 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{dimensionerande fältmoment, längsled})$$

$$V_{Ed.D} := 220.432 \text{ kN} \quad (\text{dimensionerande tvärkraft, tvärlä})$$

$$M_{Ed.D} := 366.036 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{dimensionerande stödmoment, tvärlä})$$

$$M_{Ed.tv.f} := 586.392 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{dimensionerande fältmoment, tvärlä})$$

$$V_{Ed.sk} := 1.972 \text{ MN} \quad (\text{dimensionerande tvärkraft vid skarvning, längsled})$$

$$M_{Ed.sk} := 3.233 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{dimensionerande moment vid skarvning, längsled})$$

Bruksgränstillstånd

$M_{Ed.l.ä.f.l.k} := 9.112 \text{ MN} \cdot \text{m}$	(dimensionerande fältmoment vid karakteristisk lastkombination)
$M_{Ed.B.l.k} := -9.45 \text{ MN} \cdot \text{m}$	(dimensionerande stödmoment vid karakteristisk lastkombination)
$M_{Ed.B.l.f} := -7.395 \text{ MN} \cdot \text{m}$	(dimensionerande fältmoment vid frekvent kombination)
$g_{d.b.l.ä} := 61.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(dimensionerande utbredd last, egenvikt)
$q_{d.f.l.ä} := 12.287 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(dimensionerande utbredd last, trafik)
$Q_{d.f.l.ä} := 652.545 \text{ kN}$	(dimensionerande punktlast, trafik)
$a_Q := 14.5 \text{ m}$	(placering av punktlast)
$M_{Ed.tv.f.l.k} := 390.048 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(dimensionerande moment vid karakteristisk kombination)

Produktion

Under produktionen studeras två kritiska skeden, då ett stålelement lyfts på plats samt när samtliga stålelement sammanfogats och gjutning av betongplattan precis har avslutats och ingen samverkan mellan betong och stål har utvecklats.

$$g_{d.s} := 1.35 \cdot A_a \cdot \gamma_s = 6.757 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.c} := 1.35 \cdot A_c \cdot \gamma_c = 53.156 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{d.form} := 10\% \cdot (g_{d.c} + g_{d.s}) = 5.991 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{antagande})$$

$$g_{d.gjut} := g_{d.c} + g_{d.s} + g_{d.form} = 65.904 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4. Tvärsnittsklass för stålprofil

(Tabell 5.2 SS-EN 1993-1-1)

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_{y.MPa}}} = 0.776$$

För kontroll behövs följande avstånd

$$d_w := h_w - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a$$

$$c_{fö} := \frac{b_{fö}}{2} - \frac{t_w}{2} - \sqrt{2} \cdot a$$

$$c_{fu} := \frac{b_{fu}}{2} - \frac{t_w}{2} - \sqrt{2} \cdot a$$

För tvärsnittsklass 1 gäller

$$\frac{d_w}{t_w} = 41.596 \quad 72 \cdot \varepsilon = 55.89 \quad \frac{d_w}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad \text{OK!}$$

$$\frac{c_{f\ddot{o}}}{t_{f\ddot{o}}} = 6.383 \quad 9 \cdot \varepsilon = 6.986 \quad \frac{c_{f\ddot{o}}}{t_{f\ddot{o}}} \leq 9 \cdot \varepsilon \quad \text{OK!}$$

$$\frac{c_{fu}}{t_{fu}} = 6.719 \quad 9 \cdot \varepsilon = 6.986 \quad \frac{c_{fu}}{t_{fu}} \leq 9 \cdot \varepsilon \quad \text{OK!}$$

Tvärsnittet uppfyller kraven för tvärsnittsklass 1.

5. Detaljutformning av studs

(6.6.5 SS EN-1994-2)

För att bestämma samverkanstvärsnittets tvärsnittskonstanter behöver medverkande flänsbredd beräknas för de snitt som är aktuella att studera, dvs. i fält och över mittstöd.

För att bestämma detta behövs det yttre centrumavståndet mellan studsens som placeras längs balken.

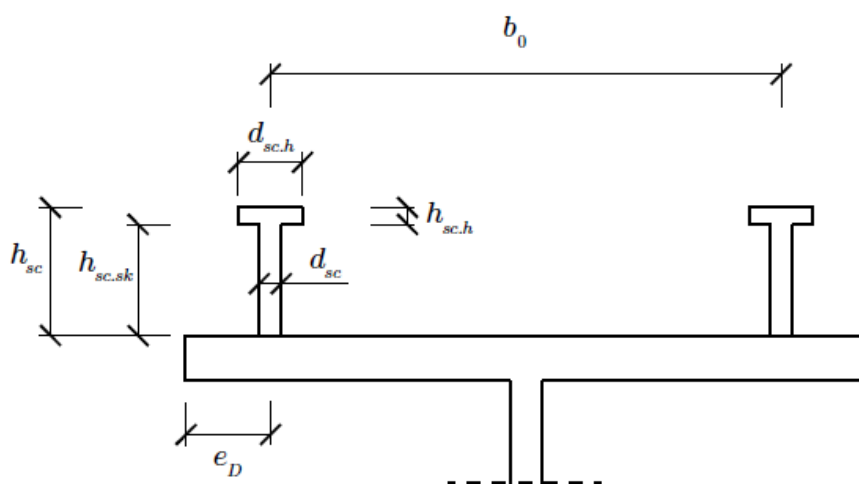


Fig. 1 Illustrerar utformning av studs

Studs

$$d_{sc,max} := 1.5 \cdot t_{f\ddot{o}} = 39 \text{ mm} \quad (\text{största tillåtna skaftdiameter})$$

$$d_{sc} := 24 \text{ mm} \quad (\text{antagen skaftdiameter})$$

$$d_{sc,h,min} := 1.5 \cdot d_{sc} = 36 \text{ mm} \quad (\text{huvudets minsta diameter})$$

$$h_{sc,h,min} := 0.4 \cdot d_{sc} = 9.6 \text{ mm} \quad (\text{huvudets minsta höjd})$$

$$h_{sc.min} := 3 \cdot d_{sc} = 72 \text{ mm}$$

(svetsbultens minsta totalhöjd)

$$d_{sc.h} := 38 \text{ mm}$$

(antagen diameter på studshuvud)

$$h_{sc.h} := 10 \text{ mm}$$

(antagen höjd på studshuvud)

$$h_{sc} := 75 \text{ mm}$$

(antagen total höjd på studs)

$$h_{sc.sk} := h_{sc} - h_{sc.h} = 65 \text{ mm}$$

(svetsbultens skafthöjd)

Krav på kant- och centrumavstånd

$$e_{D.min} := 25 \text{ mm}$$

(minst avstånd mellan förbindarens kant och flänskant)

$$e_{D.min.cc} := e_{D.min} + \frac{d_{sc}}{2} = 37 \text{ mm}$$

(minsta centrumavstånd mellan förbindare och flänskant)

$$cc_{st.min} := 5 \cdot d_{sc} + d_{sc} = 144 \text{ mm}$$

(minsta avstånd mellan svetsbultar i skjuvkraftens riktning)

$$cc_{st.max} := \min(4 \cdot h_c, 800 \text{ mm}) = 800 \text{ mm}$$

(maximalt centrumavstånd i längsriktning)

$$b_{0.min} := 2.5 \cdot d_{sc} + d_{sc} = 84 \text{ mm}$$

(minsta centrumavstånd mellan svetsbultar tvärs skjuvkraftens riktning)

$$b_{0.max} := b_{fö} - 2 \cdot e_{D.min.cc} = 326 \text{ mm}$$

(maximalt centrumavstånd mellan svetsbultar tvärs skjuvkraftens riktning)

Väljer

$$b_0 := 300 \text{ mm}$$

$$b_{0.min} \leq b_0 \leq b_{0.max} \quad \text{OK!}$$

$$e_D := \frac{b_{fö} - b_0}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$e_{D.min.cc} \leq e_D \quad \text{OK!}$$

6. Medverkande flänsbredd

(5.4.1.2 SS-EN 1994-2)

$$b_1 := l_k - \frac{b_0}{2} = 2.2 \text{ m} \quad (\text{avstånd kantbalk till studs})$$

$$b_2 := \frac{cc}{2} - \frac{b_0}{2} = 2.75 \text{ m} \quad (\text{avstånd bromitt till studs})$$

För fältmitt och mittstöd gäller

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} \quad (1)$$

där

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (2)$$

För fältmitt fås ur Figur 5.1

$$L_{e.fält} := 0.85 \cdot L_1 = 21.25 \text{ m}$$

vilket insatt i (2) ger

$$b_{e.fält} := \frac{L_{e.fält}}{8} = 2.656 \text{ m}$$

$$b_{e1.fält} := \min(b_{e.fält}, b_1) = 2.2 \text{ m} \quad (3a)$$

$$b_{e2.fält} := \min(b_{e.fält}, b_2) = 2.656 \text{ m} \quad (3b)$$

Insättning av (3a-b) i (1) ger

$$b_{eff.1} := b_0 + b_{e1.fält} + b_{e2.fält} = 5.156 \text{ m} \quad (\text{medverkande flänsbredd i fält})$$

För mittstöd fås ur Figur 5.1

$$L_{e.mitt} := 0.25 \cdot (L_1 + L_1) = 12.5 \text{ m}$$

vilket insatt i (2) ger

$$b_{e.mitt} := \frac{L_{e.mitt}}{8} = 1.563 \text{ m}$$

$$b_{e1.mitt} := \min(b_{e.mitt}, b_1) = 1.563 \text{ m} \quad (4a)$$

$$b_{e2.mitt} := \min(b_{e.mitt}, b_2) = 1.563 \text{ m} \quad (4b)$$

Insättning av (4a-b) i (1) ger

$$b_{eff.2} := b_0 + b_{e1.mitt} + b_{e2.mitt} = 3.425 \text{ m} \quad (\text{medverkande flänsbredd över stöd})$$

7. Tvärsnittskonstanter, stadium III

7.1 Area

$$A_a := t_{f\ddot{o}} \cdot b_{f\ddot{o}} + t_w \cdot h_w + t_{fu} \cdot b_{fu} = 0.065 \text{ m}^2$$

$$A_{c.III}(b_{eff}) := h_c \cdot b_{eff}$$

$$A_{comp.III}(b_{eff}) := \frac{A_{c.III}(b_{eff})}{\alpha} + A_a$$

7.2 Tyngdpunkt

För stålprofil

$$z_{tp.a} := \frac{b_{f\ddot{o}} \cdot t_{f\ddot{o}} \cdot \frac{t_{f\ddot{o}}}{2} + t_w \cdot h_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + t_{f\ddot{o}} \right) + b_{fu} \cdot t_{fu} \cdot \left(t_{f\ddot{o}} + h_w + \frac{t_{fu}}{2} \right)}{A_a} = 0.658 \text{ m}$$

För betongfläns

$$z_{tp.c} := \frac{h_c}{2} = 0.15 \text{ m}$$

För ekvivalent ståltvärsnitt

$$z_{tp.III}(b_{eff}) := \frac{\frac{A_{c.III}(b_{eff})}{\alpha} \cdot z_{tp.c} + A_a \cdot (h_c + z_{tp.a})}{A_{comp.III}(b_{eff})}$$

Härarmar mellan delareor

$$a_a(b_{eff}) := h_c + z_{tp.a} - z_{tp.III}(b_{eff}) \quad (\text{tvärsnittets tyngdpunkt till stålets tyngdpunkt})$$

$$a_c(b_{eff}) := z_{tp.III}(b_{eff}) - \frac{h_c}{2} \quad (\text{tvärsnittets tyngdpunkt till betongens tyngdpunkt})$$

7.3 Tröghetsmoment

För stålprofil

$$I_{y.f\ddot{o}} := \frac{b_{f\ddot{o}} \cdot t_{f\ddot{o}}^3}{12} + b_{f\ddot{o}} \cdot t_{f\ddot{o}} \cdot \left(z_{tp.a} - \frac{t_{f\ddot{o}}}{2} \right)^2 = (4.33 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{y.w} := \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + t_w \cdot h_w \cdot \left(t_{f\ddot{o}} + \frac{h_w}{2} - z_{tp.a} \right)^2 = (1.786 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{y.fu} := \frac{b_{fu} \cdot t_{fu}^3}{12} + b_{fu} \cdot t_{fu} \cdot \left(h_w + t_{f\ddot{o}} + \frac{t_{fu}}{2} - z_{tp.a} \right)^2 = (2.761 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{y.a} := I_{y.f\ddot{o}} + I_{y.w} + I_{y.fu} = (8.877 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

För betongfläns

$$I_{y.c}(b_{eff}) := \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12}$$

För ekvivalent stältvärnsnitt

$$I_{y.comp.III}(b_{eff}) := I_{y.a} + A_a \cdot a_a (b_{eff})^2 + \frac{1}{\alpha} \cdot (I_{y.c}(b_{eff}) + A_{c.III}(b_{eff}) \cdot a_c (b_{eff})^2)$$

7.4 Statiskt yttröghetsmoment

För stålflänsar

$$S_{fu} := t_{fu} \cdot b_{fu} \cdot \left(h_w + \frac{t_{fu}}{2} - z_{tp.a} \right) = (9.131 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$S_{fö} := t_{fö} \cdot b_{fö} \cdot \left(z_{tp.a} - \frac{t_{fö}}{2} \right) = (6.71 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

För betongfläns

$$S_c(b_{eff}) := \frac{A_{c.III}(b_{eff}) \cdot a_c(b_{eff})}{\alpha}$$

7.5 Sammanställning av tvärsnittskonstanter

$$A_a = 0.065 \text{ m}^2$$

$$z_{tp.a} = 0.658 \text{ m}$$

$$I_{y.a} = (8.877 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

I fält

$$A_{c.III}(b_{eff.1}) = 1.547 \text{ m}^2$$

$$I_{y.c}(b_{eff.1}) = (1.16 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$S_c(b_{eff.1}) = (4.281 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$I_{y.comp.III}(b_{eff.1}) = (4.562 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Vid mittstöd

$$A_{c.III}(b_{eff.2}) = 1.028 \text{ m}^2$$

$$I_{y.c}(b_{eff.2}) = (7.706 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_c(b_{eff.2}) = (3.915 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$I_{y.comp.III}(b_{eff.2}) = (4.194 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

8. Täckande betongskikt och avstånd mellan stänger

(4.4.1 SS-EN 1992-1-1, 21 kap 4 § TRVFS 2011:12)

Livslängdsklass: L100

$$c_{min.b} := \phi \quad (\text{med hänsyn till vidhäftning})$$

$$vct_{max} := 0.45 \quad (\text{antaget vattencementtal})$$

$$c_{min.dur} := 30 \text{ mm} \quad (\text{med hänsyn till beständighet, överbyggnad})$$

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 30 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 \text{ mm}$$

Kantavstånd

$$c_{kant} := c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 48 \text{ mm} \quad (\text{minsta avstånd kant till centrum armeringsstång})$$

Avstånd mellan stänger

(8.2 SS-EN 1992-1-1)

$$k_1 := 1$$

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

$$d_g := 25 \text{ mm}$$

$$l_{fritt} := \max(k_1 \cdot \phi, d_g + k_2, 20 \text{ mm}) = 30 \text{ mm} \quad (\text{minsta fria avstånd mellan stänger})$$

$$s_{min} := l_{fritt} + \frac{\phi}{2} = 38 \text{ mm} \quad (\text{minsta centrumavstånd mellan stänger})$$

9. Dimensioner på ändavstyvningar

(9 SS-EN 1993-1-5)

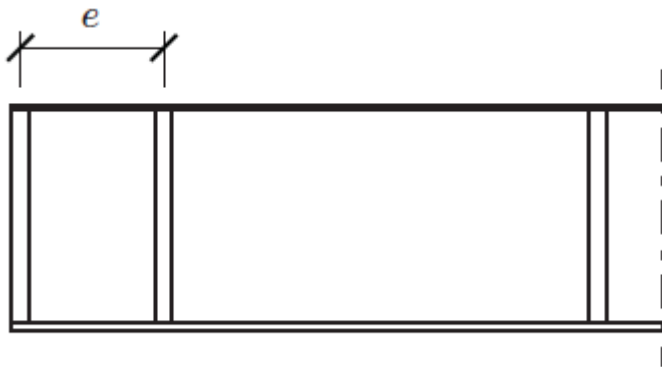


Fig. 2 Centrumavstånd mellan ändavstyvning

$$e_{min} := 0.1 \cdot h_w = 88 \text{ mm} \quad (\text{minsta centrumavstånd mellan avstyvningar, se Fig. 2})$$

$$e := 500 \text{ mm} \quad (\text{valt avstånd ändavstyvningar})$$

$$A_{avst} := \frac{4 \cdot h_w \cdot t_w^2}{e} = (2.816 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{minsta tvärsnittsytan på avstyvningar})$$

För att klara minsta kravet på tvärsnittsytan antas

$$h_{avst} := 700 \text{ mm} \quad (\text{höjd, ändavstyvningar})$$

vilket ger

$$t_{avst} := \frac{A_{avst}}{h_{avst}} = 4.023 \text{ mm} \quad (\text{tjocklek, ändavstyvningar})$$

10. Minimiarmering

10.1 Enligt Eurokod 2

(7.3.2 SS-EN 1992-1-1)

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

där

$$A_{ct} := h_c \cdot b_t = 0.3 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s := f_{sk}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$k := 0.65 \quad \text{för} \quad b_t \geq 800 \text{ mm}$$

$$k_c := 1.0 \quad (\text{vid ren dragning})$$

vilket ger

$$A_{s,min.ec2} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 15.99 \text{ cm}^2$$

10.2 Enligt Eurokod 4

(5.5.1 SS-EN 1994-2)

Minimiarmering inom den medverkande bredden ges av

$$A_{s,min} = \rho_s \cdot A_c$$

där

$$\delta := 1.1 \quad (\text{för TK1})$$

$$z_0(b_{eff}) := |a_c(b_{eff})|$$

$$k_c(b_{eff}) := \min \left(\frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0(b_{eff})}} + 0.3, 1 \right)$$

$$\rho_s(b_{eff}) := \delta \cdot \frac{f_{y,MPa}}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c(b_{eff})}$$

vilket ger

$$A_{s,min.ec4}(b_{eff}) := \rho_s(b_{eff}) \cdot A_{c,III}(b_{eff})$$

Minimiarmering i fält

$$A_{s,min.ec4.1} := A_{s,min.ec4}(b_{eff,1}) = 207.024 \text{ cm}^2$$

Minimiarmering vid mittstöd

$$A_{s,min.ec4.2} := A_{s,min.ec4}(b_{eff,2}) = 144.171 \text{ cm}^2$$

10.3 Enligt TRVK Bro 11

(D.1.4.1 TRVK Bro 11)

Ytarmering

$$A_{s,yt,min.tk} := 4 \cdot \frac{f_{ctm,MPa}}{3} \frac{\text{cm}^2}{m} = 5.467 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

$$A_{s,yt,min.tk} := \max \left(A_{s,yt,min.tk}, 4 \frac{\text{cm}^2}{m} \right)$$

För tvärlädd gäller även

$$A_{s,min.tv.tk} := 0.2\% \cdot h_c \cdot b_t = 6 \text{ cm}^2$$

10.4 Sammanställning

(D.1.4.1.5 TRVK Bro 11)

10.4.1 Längsled

Minimiarmering i fält

$$A_{s,min.lä.1} := \max(A_{s,min.ec4.1}, A_{s,yt.min.tk} \cdot b_{eff.1}) = (2.07 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Minimiarmering över mittstöd

$$A_{s,min.lä.2} := \max(A_{s,min.ec4.2}, A_{s,yt.min.tk} \cdot b_{eff.2}) = (1.442 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

10.4.2 Tvärled

$$A_{s,min.tv} := \max(A_{s,min.ec2}, A_{s,yt.min.tk} \cdot b_t, A_{s,min.tv.tk}) = (1.599 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

11. Bärförmåga längsled

Tvärsnittet är i tvärsnittsklass 1, beräknar plastiskt bärförmåga.

11.1 Plastisk bärförmåga för vertikal tvärkraft

(6.2.2.2 SS-EN 1994-2; 6.2.6 SS-EN 1993-1-1)

Skjuvarean för ett svetsat I-tvärsnitt med last parallellt livet

På säkra sidan väljs $\eta := 1.0$

$$A_v := \eta \cdot (h_w \cdot t_w) = 0.018 \text{ m}^2$$

Bärförmågan beräknas enligt

$$V_{pl.a.Rd} := \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 3.963 \text{ MN}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{V_{Ed.lä}}{V_{pl.a.Rd}} = 0.807 \quad \text{OK!}$$

11.2 Bärförmåga för skjuvbuckling

(6.2.2.3 SS-EN 1994-2; 5, Bilaga A SS-EN 1993-1-5)

$$\kappa_\tau := 5.34 \quad (\text{balk med enbart ändavstyvningar})$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_{y.MPa}}} = 0.776$$

$$\frac{h_w - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a}{t_w} = 41.596$$

$$\frac{31 \cdot \varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{\kappa_\tau} = 55.608 \quad (\text{avstyvat liv})$$

Kontroll

$$\frac{h_w - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a}{t_w} \leq \frac{31 \cdot \varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{\kappa_\tau} \quad \text{OK! Ingen risk för skjuvbuckling föreligger.}$$

Bidrag från livet

$$\eta := 1.2 \quad (\text{för stålqualität} < S460)$$

$$V_{bw.Rd} := \eta \cdot (h_w - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a) \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 4.496 \text{ MN}$$

Bidrag från flänsar

$$F_{f\ddot{o}} := f_{yd} \cdot t_{f\ddot{o}} \cdot b_{f\ddot{o}} \quad (\text{kraftresultat överfläns})$$

$$z_{f\ddot{o}} := z_{tp.a} - \frac{t_{f\ddot{o}}}{2} \quad (\text{hävarm TP till kraftresultat överfläns})$$

$$F_{fu} := f_{yd} \cdot t_{fu} \cdot b_{fu} \quad (\text{kraftresultat underfläns})$$

$$z_{fu} := h_w + t_{f\ddot{o}} - z_{tp.a} + \frac{t_{fu}}{2} \quad (\text{hävarm TP till kraftresultat överfläns})$$

Flänsarnas bidrag beräknas till

$$M_{f.Rd} := F_{f\ddot{o}} \cdot z_{f\ddot{o}} + F_{fu} \cdot z_{fu} = 6.553 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Då $M_{Ed.l\ddot{a}} > M_{f.Rd}$ antas flänsarnas bärförmåga vara helt utnyttjad, vilket ger

$$V_{bf.Rd} := 0 \text{ N}$$

Total bärförmåga mot skjuvbuckling

$$V_{b.Rd} := V_{bw.Rd} + V_{bf.Rd} = 4.496 \text{ MN} \quad \text{dock max} \quad \frac{\eta \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 4.756 \text{ MN} \quad \text{OK!}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{V_{Ed.l\ddot{a}}}{V_{b.Rd}} = 0.712 \quad \text{OK!}$$

11.3 Böjning och vertikal tvärkraft

(6.2.2.4 SS-EN 1994-2)

$$V_{Rd.lä} := \min(V_{pl.a.Rd}, V_{b.Rd}) = 3.963 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed.lä}}{V_{Rd.lä}} = 0.807 \quad (\text{utnyttjandegrad tvärkraftskapacitet})$$

Då den dimensionerande vertikala tvärkraften överstiger halva bärförmågan beaktas inverkan på bärförmågan för momentet genom reducerad dimensionerande hållfasthet.

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{Ed.lä}}{V_{Rd.lä}} - 1 \right)^2 = 0.378$$

$$f_{yd.w} := (1 - \rho) \cdot f_{yd} = 242.509 \text{ MPa}$$

11.4 Plastisk bärförmåga för moment

(6.2.1.2 SS-EN 1994-2)

11.4.1 Över stöd

Antar att neutrala lagret ligger i livet enligt Fig. 3.

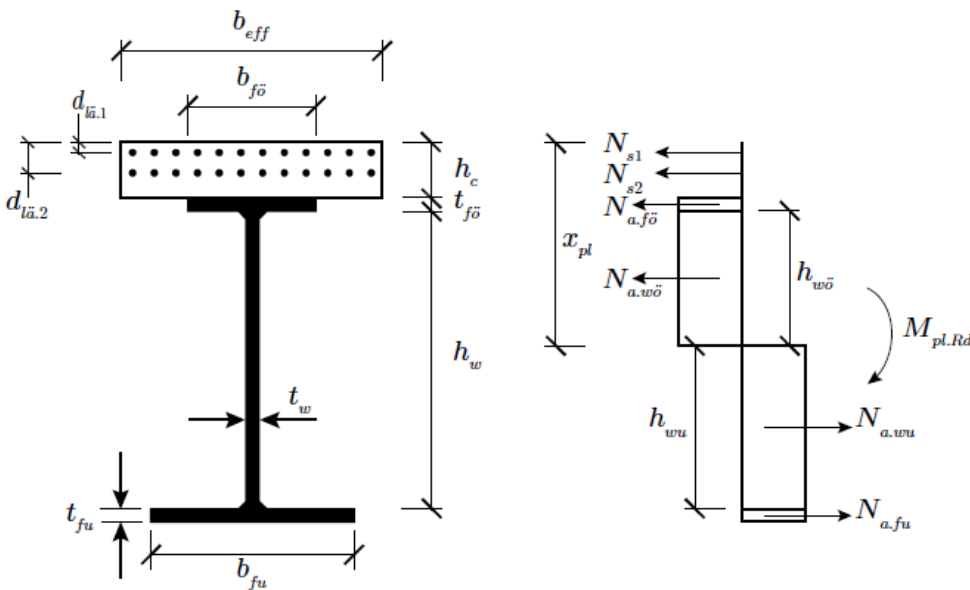


Fig. 3 Illustration över tvärsnitt och spänningsfördelning

$$s_B := 42 \text{ mm} \quad (\text{centrumavstånd mellan stänger, i ett lager})$$

$$s_B \geq s_{min} \quad \text{OK!} \quad (\text{kontroll mot krav})$$

$$n_B := \text{floor} \left(\frac{b_{eff.2}}{s_B} \right) = 81 \quad (\text{antal stänger per lager})$$

Lika många stänger placeras i båda lager.

$$A_{l\ddot{a}.s} := n_B \cdot A_{s_i} = (1.629 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (\text{armeringsarea per lager})$$

$$\frac{2 \cdot A_{l\ddot{a}.s}}{A_{s.min.l\ddot{a}.2}} = 2.259 \quad \text{OK!} \quad (\text{kontroll mot minimiarmering})$$

$$d_{l\ddot{a}.1} := c_{nom} + \frac{\phi}{2} + \phi = 64 \text{ mm} \quad (\text{avstånd kant till centrum lager 1})$$

$$d_{l\ddot{a}.2} := d_{l\ddot{a}.1} + s_{min} = 102 \text{ mm} \quad (\text{avstånd kant till centrum lager 2})$$

$$h_{w\ddot{o}}(x_{pl}) := x_{pl} - h_c - t_{f\ddot{o}} \quad (\text{höjd på dragen livdel})$$

$$h_{wu}(x_{pl}) := h_c + t_{f\ddot{o}} + h_w - x_{pl} \quad (\text{höjd på tryckt livdel})$$

Beräkning av krafter från Fig. 3

$$N_{s1} := f_{sd} \cdot A_{l\ddot{a}.s}$$

$$N_{s2} := f_{sd} \cdot A_{l\ddot{a}.s}$$

$$N_{a.f\ddot{o}} := f_{yd} \cdot t_{f\ddot{o}} \cdot b_{f\ddot{o}}$$

$$N_{a.fu} := f_{yd} \cdot t_{fu} \cdot b_{fu}$$

$$N_{a.w\ddot{o}}(x_{pl}) := f_{yd.w} \cdot t_w \cdot h_{w\ddot{o}}(x_{pl})$$

$$N_{a.wu}(x_{pl}) := f_{yd.w} \cdot t_w \cdot h_{wu}(x_{pl})$$

Horisontell jämvikt i Fig. 3 ger

$$\longleftarrow N_{s1} + N_{s2} + N_{a.f\ddot{o}} + N_{a.w\ddot{o}} - N_{a.wu} - N_{a.fu} = 0$$

$$f(x_{pl}) := N_{s1} + N_{s2} + N_{a.f\ddot{o}} + N_{a.w\ddot{o}}(x_{pl}) - N_{a.wu}(x_{pl}) - N_{a.fu}$$

$$x_0 := 0.5 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$\mathbf{x}_{pl} := \text{root}(f(x_0), x_0) = 375.524 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$h_c + t_{f\ddot{o}} \leq \mathbf{x}_{pl} \leq h_c + t_{f\ddot{o}} + h_w = 1 \quad \text{OK!}$$

Hjälpvariabler för hävarmar

$$l_{a.wu} := \mathbf{x}_{pl} + h_{wu}(\mathbf{x}_{pl}) - d_{l\ddot{a}.1}$$

$$l_{a.fu} := h_c + t_{f\ddot{o}} + h_w + \frac{t_{fu}}{2} - d_{l\ddot{a}.1}$$

$$l_{a.f\ddot{o}} := h_c + \frac{t_{f\ddot{o}}}{2} - d_{l\ddot{a}.1}$$

$$l_{a.w\ddot{o}} := x_{pl} - \frac{h_{wu}(x_{pl})}{2} - d_{l\ddot{a}.1}$$

Momentjämvikt i Fig. 3 ger

$$\curvearrowleft N_{s1} \quad M_{pl.Rd.l\ddot{a}.B} := N_{a.wu}(x_{pl}) \cdot l_{a.wu} + N_{a.fu} \cdot l_{a.fu} - N_{s2} \cdot (d_{l\ddot{a}.2} - d_{l\ddot{a}.1}) - N_{a.f\ddot{o}} \cdot l_{a.f\ddot{o}} - N_{a.w\ddot{o}}(x_{pl}) \cdot l_{a.w\ddot{o}}$$

$$M_{pl.Rd.l\ddot{a}.B} = 20.186 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed.B}}{M_{pl.Rd.l\ddot{a}.B}} = 0.625 \quad \text{OK!}$$

11.4.2 I fält

Antar att neutrala lagret ligger i betongplattan enligt Fig. 4, dragen betong och tryckarmering försummas.

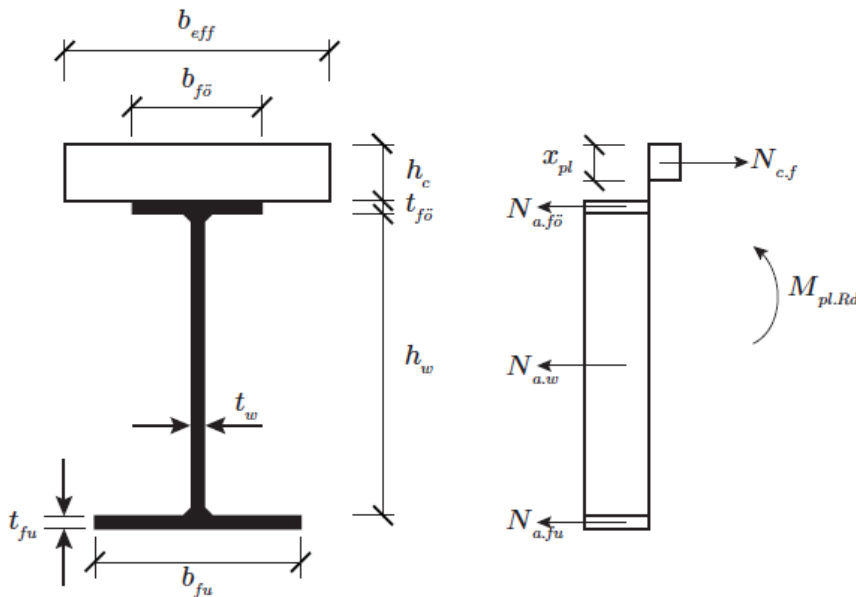


Fig. 4 Illustration över tvärsnitt och spänningsfördelning

$$h_{c.f}(x_{pl}) := h_c - x_{pl} \quad (\text{höjd tryckt betong})$$

Beräkning av krafter från Fig. 4

$$N_{c.f}(x_{pl}) := 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff.1} \cdot (h_c - x_{pl})$$

$$N_{a.f\ddot{o}} := f_{yd} \cdot b_{fo} \cdot t_{fo}$$

$$N_{a.fu} := f_{yd} \cdot b_{fu} \cdot t_{fu}$$

$$N_{a.w} := f_{yd.w} \cdot t_w \cdot h_w$$

Horisontell jämvikt i Fig. 4 ger

$$\longrightarrow N_{c.f} - N_{a.f\ddot{o}} - N_{a.w} - N_{a.fu} = 0$$

$$f(x_{pl}) := N_{c.f}(x_{pl}) - N_{a.f\ddot{o}} - N_{a.w} - N_{a.fu}$$

$$x_0 := 0.2 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$\mathbf{x}_{pl} := \text{root}(f(x_0), x_0) = 144.25 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$\mathbf{x}_{pl} \leq h_c \quad \text{OK!}$$

Hjälpvariabel för hävarm

$$l_{a.fu} := h_c + t_{f\ddot{o}} + h_w + \frac{t_{fu}}{2} - \frac{h_{c.f}(\mathbf{x}_{pl})}{2}$$

Momentjämvikt i Fig. 4 ger

$$\left(\overset{\curvearrowright}{N_{c.f}} \right) M_{pl.Rd.l\ddot{a}.f} := N_{a.f\ddot{o}} \cdot \left(h_c + \frac{t_{f\ddot{o}}}{2} - \frac{h_{c.f}(\mathbf{x}_{pl})}{2} \right) + N_{a.w} \cdot \left(h_c + t_{f\ddot{o}} + \frac{h_w}{2} - \frac{h_{c.f}(\mathbf{x}_{pl})}{2} \right) + N_{a.fu} \cdot l_{a.fu}$$

$$M_{pl.Rd.l\ddot{a}.f} = 20.53 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed.l\ddot{a}.f}}{M_{pl.Rd.l\ddot{a}.f}} = 0.622 \quad \text{OK!}$$

12. Bärförmåga tvärled

12.1 Över stöd

Armering antas få plats i en rad enligt Fig. 5

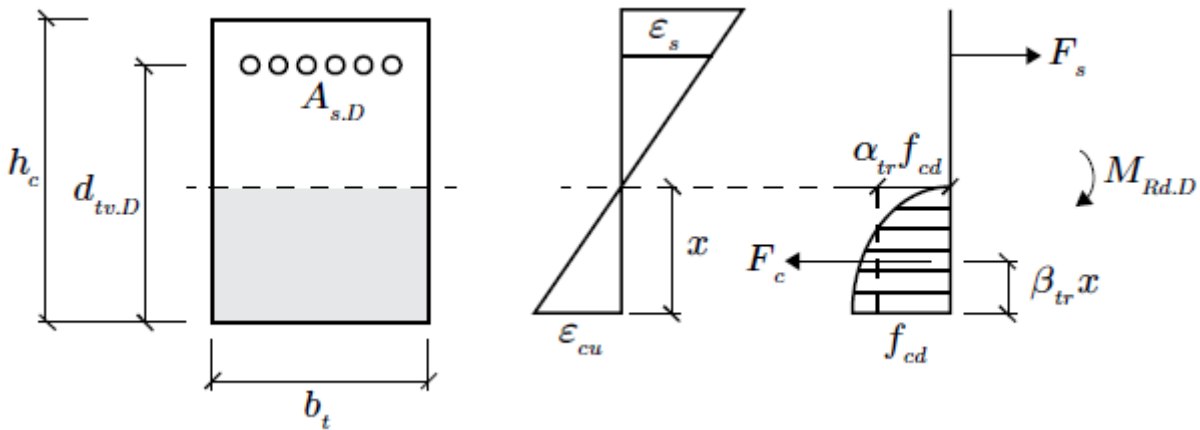


Fig. 5 Enkelarmerat betongtvärsnitt över balk D

$$s_D := 38 \text{ mm} \quad (\text{centrumavstånd mellan stänger, i ett lager})$$

$$s_D \geq s_{\min} \quad \text{OK!} \quad (\text{kontroll mot krav})$$

$$n_D := \text{floor} \left(\frac{b_t}{s_D} \right) = 26 \quad (\text{antal stänger per lager})$$

$$A_{s,D} := n_D \cdot A_{si} = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{armeringsarea per lager})$$

$$\frac{A_{s,D}}{A_{s,\min,tv}} = 3.269 \quad \text{OK!} \quad (\text{kontroll mot minimiarmering})$$

$$d_{tv,D} := h_c - c_{kant} = 252 \text{ mm} \quad (\text{avstånd kant till centrum armering})$$

$$d_{tv,D,mm} := \frac{d_{tv,D}}{\text{mm}} = 252$$

12.1.2 Momentkapacitet

Horisontell jämvikt i Fig. 5 ger

$$\longrightarrow F_c = F_s \quad (5)$$

där

$$F_c = \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \quad (6a)$$

$$F_s = \sigma_s \cdot A_{s,D} \quad (6b)$$

Antag att all armering flyter

$$\sigma_s := f_{sd} \quad (6c)$$

Insättning av (6a-c) i (5) ger

$$\alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x = f_{sd} \cdot A_{s,D}$$

vilket ger att tryckzonshöjden är

$$x := \frac{f_{sd} \cdot A_{s,D}}{\alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t} = 84.181 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$\varepsilon_s := \frac{d_{tv,D} - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.007 \quad \varepsilon_{syd} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad \text{Antagande OK!}$$

Kontroll seghet

$$\frac{x}{d_{tv,D}} = 0.334 \quad \frac{x}{d_{tv,D}} \leq 0.35 \quad \text{OK!}$$

Momentjämvikt kring dragresultaten ger momentkapacitet


$$M_{Rd,D} := \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \cdot (d_{tv,D} - \beta_{tr} \cdot x)$$

$$M_{Rd,D} = 493.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed,D}}{M_{Rd,D}} = 0.742 \quad \text{OK!}$$

12.1.3 Tvärkraftskapacitet

(6.2.2 SS-EN 1992-1-1)

Normalkraftens bidrag till tvärkraftskapaciteten försummas, på säkra sidan.

$$N_{Ed} := 0 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för tvärkraftskapaciteten ges av

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_t \cdot d \quad [\text{N}]$$

där

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{tv.D.mm}}} = 1.891 \quad k := \min(k, 2) = 1.891$$

$$\rho_l := \frac{A_{s.D}}{b_t \cdot d_{tv.D}} = 0.021 \quad \rho_l := \min(\rho_l, 0.02) = 0.02$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_C} = 0.12$$

vilket ger

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck.MPa}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{t.mm} \cdot d_{tv.D.mm} N = 265.406 \text{ kN}$$

dock minst

$$V_{Rd.c.min} = v_{min} \cdot b_t \cdot d_{tv.D} \quad [N]$$

där

$$v_{min} := 0.0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck.MPa}^{\frac{1}{2}} = 0.064$$

vilket ger

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b_{t.mm} \cdot d_{tv.D.mm} N = 16.216 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapaciteten mot skjuvglidbrott

$$V_{Rd.c.1} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) = 265.406 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet mot livtryckbrott

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck.MPa}}{250}\right) = 0.48$$

$$V_{Rd.max.1} := 0.5 \cdot b_t \cdot d_{tv.D} \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2.016 \text{ MN}$$

Kontroll bärförmåga

Försummar den reduktion av last nära upplag som får tillgodoses för skjuvglidbrott, på säkra sidan.

$$V_{Rd.D} := \min(V_{Rd.c.1}, V_{Rd.max.1}) = 265.406 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed.D}}{V_{Rd.D}} = 0.831 \quad \text{OK!}$$

12.2 I fält

Armering antas utformas med både drag- och tryckarmering enligt Fig. 6

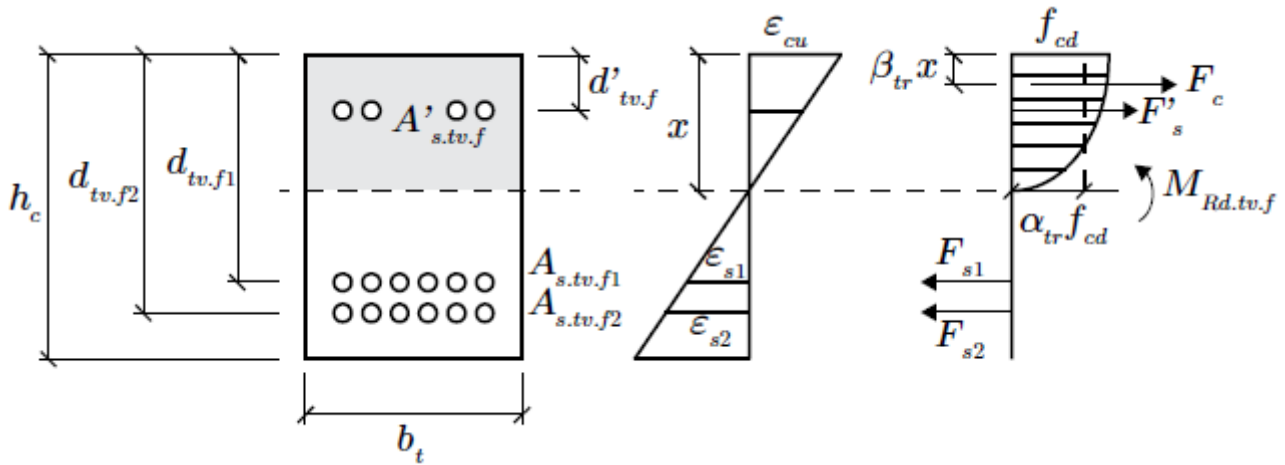


Fig. 6 Dubbelarmerat betongtvärsnitt i fält

$$h_c = 300 \text{ mm}$$

$$d_{tv,f1} := h_c - c_{kant} - s_{min} = 214 \text{ mm}$$

$$d_{tv,f2} := h_c - c_{kant} = 252 \text{ mm}$$

$$d'_{tv,f} := c_{kant} = 48 \text{ mm}$$

$$s_{tv,f} := 46 \text{ mm}$$

$$s_{tv,f} \geq s_{min} \quad \text{OK!}$$

$$n_{tv,f} := \text{floor}\left(\frac{b_t}{s_{tv,f}}\right) = 21$$

$$A_{s.tv,f1} := n_{tv,f} \cdot A_{st} = (4.222 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

(lika många stänger i båda lager)

$$A_{s.tv,f2} := A_{s.tv,f1} = (4.222 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Låter alla stänger i överkant gå över hela brobredden, vilket här blir tryckarmering

$$A'_{s.tv,f} := A_{s,D} = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

12.2.2 Momentkapacitet

Horisontell jämvikt i Fig. 6 ger

$$\longrightarrow F_c + F'_s = F_{s1} + F_{s2} \quad (7)$$

där

$$F_c = \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \quad (8a)$$

$$F'_s = \sigma'_s \cdot A'_{s.tv,f} \quad (8b)$$

$$F_{s1} = \sigma_s \cdot A_{s.tv.f1} \quad (8c)$$

$$F_{s2} = \sigma_s \cdot A_{s.tv.f2} \quad (8d)$$

Antag att all dragarmering flyter, tryckarmering flyter ej

$$\sigma_s = f_{sd} \quad (8d)$$

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \left(\frac{x - d'_{tv.f}}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \quad (8e)$$

Insättning av (4a-e) i (3) ger

$$f(x) := \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x + E_s \cdot \left(\frac{x - d'_{tv.f}}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_{s.tv.f} - f_{sd} \cdot A_{s.tv.f1} - f_{sd} \cdot A_{s.tv.f2}$$

$$x_0 := 0.1 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$\mathbf{x} := \text{root}(f(x_0), x_0) = 80.883 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$\varepsilon_{s1} := \frac{d_{tv.f1} - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 5.76 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{syd} \quad \text{OK!}$$

Eftersom den övre dragarmeringen flyter, flyter även den undre.

$$\varepsilon'_s := \frac{x - d'_{tv.f}}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.423 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s \leq \varepsilon_{syd} \quad \text{OK!}$$

Kontroll seghet

$$d_m := \frac{d_{tv.f1} + d_{tv.f2}}{2} = 0.233 \text{ m} \quad \frac{\mathbf{x}}{d_m} = 0.347 \quad \frac{x}{d_m} \leq 0.35 \quad \text{OK!}$$

Momentjämvikt runt dragarmeringens kraftresultant Fs2 ger

$$F'_s := E_s \cdot \left(\frac{\mathbf{x} - d'_{tv.f}}{\mathbf{x}} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_{s.tv.f} \quad (\text{hjälpvariabel})$$

$$\begin{array}{c} \curvearrowright \\ \mathbf{F}_{s2} \end{array} M_{Rd.tv.f} := \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot \mathbf{x} \cdot (d_{tv.f2} - \beta_{tr} \cdot \mathbf{x}) + F'_s \cdot (d_{tv.f2} - d'_{tv.f}) - f_{sd} \cdot A_{s.tv.f1} \cdot (d_{tv.f2} - d_{tv.f1})$$

$$M_{Rd.tv.f} = 710.583 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed.tv.f}}{M_{Rd.tv.f}} = 0.825 \quad \text{OK!}$$

13. Skjuvförbindare (studs)

(6.6.3 SS-EN 1994-2)

Dimensionerande bärförmåga per studs ges som det minsta av

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \cdot f_{u.sc} \cdot \pi \cdot \frac{d_{st}^2}{4}}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \cdot \alpha_{sc} \cdot d_{st}^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V}$$

där

$$\gamma_V := 1.25 \quad \alpha_{sc} := \min \left(0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right), 1 \right) = 0.825$$

vilket ger

$$P_{Rd.a} := \frac{0.8 \cdot f_{u.sc} \cdot \pi \cdot \frac{d_{sc}^2}{4}}{\gamma_V} = 144.765 \text{ kN}$$

$$P_{Rd.b} := \frac{0.29 \cdot \alpha_{sc} \cdot d_{sc}^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = 149.951 \text{ kN}$$

Dimensionerande bärförmåga/studs

$$P_{Rd.d} := \min(P_{Rd.a}, P_{Rd.b}) = 144.765 \text{ kN}$$

Lasteffekt

Skjuvspänning vid ytan mellan betong och stål

$$\tau_p := \frac{V_{Ed.lä} \cdot S_c(b_{eff.2})}{I_{y.comp.III}(b_{eff.2}) \cdot b_{fö}} = 7.467 \text{ MPa}$$

Skjuvkraften som verkar per meter balk

$$P_{Ed} := \tau_p \cdot b_{fö} = 2.987 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Antal studs som behövs per längsmeter

$$n_{st} := \frac{P_{Ed}}{P_{Rd.d}} = 20.632 \frac{1}{\text{m}}$$

Väljer 21 st studs per meter, utformas i rader om 3, vilket ger 7 rader per meter enligt Fig. 7

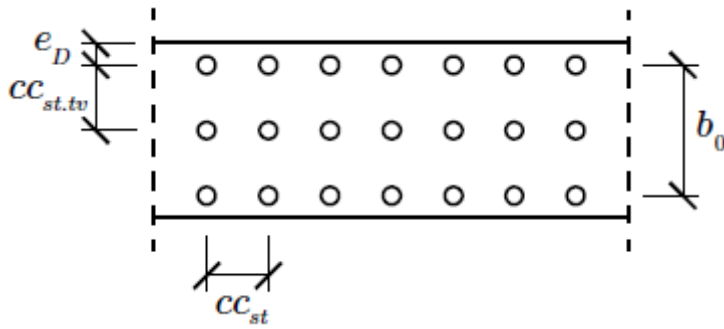


Fig. 7 Placering av studs

Centrumavstånd mellan studsrader

$$cc_{st} := \text{floor} \left(\frac{1000}{7} \right) \text{ mm} = 142 \text{ mm} \quad cc_{st.min} \leq cc_{st} \quad \text{EJ OK!}$$

Centrumavstånd uppfyller ej krav, men behovet av studs kommer minska för ett optimerat tvärsnitt.

14. Kontroll halssvetsar

(4.3.2.1, 4.5 SS-EN 1993-1-8)

$$L_s := 410 \text{ mm} \quad (\text{stödlagrets längd})$$

Kontroll sker enligt komposantmetoden.

Eftersom flänsarnas dimensioner inte är lika behöver kontroll ske mot den svets som får högst spänning. Skjuvspänningar parallellt svetsen beror på det statiska yttröghetsmomentet och beräknas som Normal- och skjuvspänning vinkelrätt svetsen beräknas som

$$\tau_{\parallel}(S_f) := \frac{V_{Ed.lä} \cdot S_f}{I_{y.a} \cdot 2 \cdot a}$$

$$\sigma_T := \frac{V_{Ed.lä}}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot L_s \cdot a}$$

$$\tau_T := \sigma_T$$

Beräkning av ekvivalent spänning

$$\sigma_{eq}(S_f) := \sqrt{\sigma_T^2 + 3 \left(\tau_T^2 + \tau_{\parallel}(S_f)^2 \right)}$$

För övre fläns

$$\sigma_{eq.f\ddot{o}} := \sigma_{eq}(S_{f\ddot{o}}) = 347.24 \text{ MPa}$$

För undre fläns

$$\sigma_{eq.fu} := \sigma_{eq}(S_{fu}) = 365.388 \text{ MPa}$$

Störst spänning erhålls i svetsar mot undre fläns, varvid dessa blir dimensionerande.

Kontroll Normalspänning vinkelrätt

$$\sigma_{Rd} := \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_{Rd}} = 0.39 \quad \text{OK!}$$

Kontroll ekvivalent spänning

$$\sigma_{eq.Rd} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq} := \max(\sigma_{eq.f\ddot{o}}, \sigma_{eq.fu})$$

$$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{eq.Rd}} = 0.878 \quad \text{OK!}$$

15. Kontroll svetsförband

(4.3.2.1, 4.5 SS-EN 1993-1-8)

Svetsförbandet principiella utseende illustreras i Fig. 8.

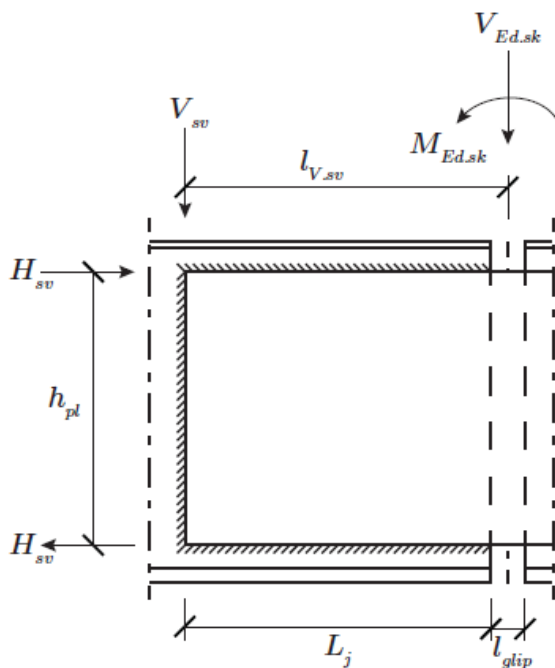


Fig. 8 Illustration över svetsförband

$$L_j := 2000 \text{ mm} \quad (\text{svetslängd})$$

$$l_{glip} := 5 \text{ mm} \quad (\text{antaget avstånd mellan balkar vid skarv})$$

Effektiv svetslängd

$$150 \cdot a_{pl} = 1.8 \text{ m}$$

$$\beta_{L.w1} := 1.2 - \frac{0.2 \cdot L_j}{150 \cdot a_{pl}} = 0.978$$

$$150 \cdot a_{pl} < L_j \quad \text{ger att} \quad l_{sv} := L_j \cdot \beta_{L.w1}$$

Kraft per svets

Tvärkraften antas endast att tas upp av den vertikala svetsen, då kraften flyttas till svetsens centrum uppstår ett bidragande moment

$$V_{sv} := V_{Ed.sk} = 1.972 \text{ MN}$$

$$l_{V.sv} := L_j + \frac{l_{glip}}{2} = (2.003 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (\text{avstånd från svetscentrum till skarvmitt})$$

$$M_V := V_{Ed.sk} \cdot l_{V.sv} = 3.949 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Moment antas endast att tas upp av de horisontella svetsarna, det totala momentet som verkar på svetsarna blir

$$M_{tot} := M_{Ed.sk} + M_V = 7.182 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

vilket bildar ett kraftpar som angripen i svetsarna

$$H_{sv} := \frac{M_{tot}}{h_{pl}} = 10.409 \text{ MN}$$

Beräkning av spänningar

Eftersom förbandet är utformat med en plåt på vardera sida om livet fördelas krafterna på 2 svetsar. Svetsar utsätts enbart för parallella skjuvspänningar, vilka beräknas som

$$\tau_{\parallel}(P, L) := \frac{P}{2 \cdot L \cdot a_{pl}}$$

vilket ger ekvivalent spänning som

$$\sigma_{eq}(P, L) := \sqrt{3} \cdot \tau_{\parallel}(P, L)$$

För vertikal svets erhålls

$$\sigma_{eq.V} := \sigma_{eq}(V_{Ed.sk}, h_{pl}) = 206.256 \text{ MPa}$$

För horisontell svets erhålls

$$\sigma_{eq.H} := \sigma_{eq}(H_{sv}, l_{sv}) = 384.124 \text{ MPa}$$

Kontroll ekvivalent spänning

$$\sigma_{Rd} := \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eq} := \max(\sigma_{eq,V}, \sigma_{eq,H})$$

$$\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_{Rd}} = 0.923 \quad \text{OK!}$$

16. Kontroll skruvförband

(3.4, 3.5 SS-EN 1993-1-8)

Skruvförband utformas som hålkantsförband, typ A, enligt Fig. 9.

$$n := 8 \quad (\text{antal rader})$$

$$o := 5 \quad (\text{antal kolumner})$$

$$H := 0 \text{ N}$$

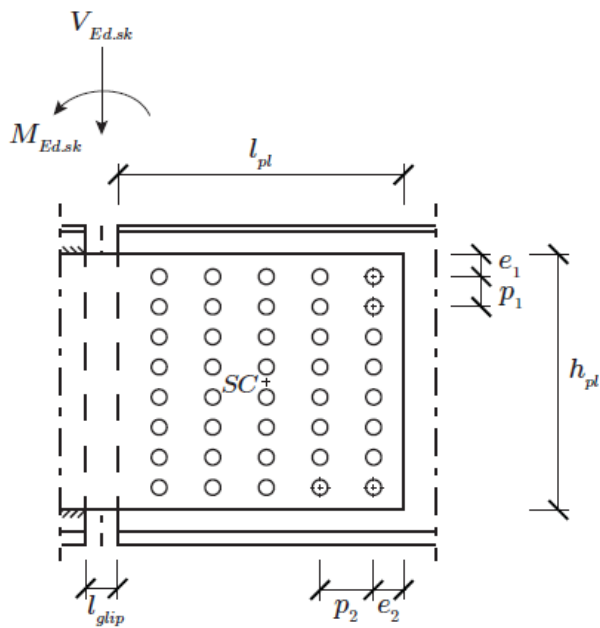


Fig. 9 Illustration över skruvförbandets utformning

Hålplacering för skruvar

(Tabell 3.3 SS-EN 1993-1-8)

	minimum	maximum
Ändavstånd, e_1	$1.2 \cdot d_0 = 31.2 \text{ mm}$	$4 \cdot t_{pl} + 40 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$
Kantavstånd, e_2	$1.2 \cdot d_0 = 31.2 \text{ mm}$	$4 \cdot t_{pl} + 40 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$
Centrumavstånd, p_1	$2.2 \cdot d_0 = 57.2 \text{ mm}$	$14 \cdot t_{pl} = 490 \text{ mm}$
Centrumavstånd, p_2	$2.4 \cdot d_0 = 62.4 \text{ mm}$	$14 \cdot t_{pl} = 490 \text{ mm}$

Avstånd väljs till

$$e_1 := 60 \text{ mm} \quad p_{1,max} := \frac{h_{pl} - 2 \cdot e_1}{n - 1} = 81.429 \text{ mm} \quad \text{vilket ger} \quad p_1 := 82 \text{ mm}$$
$$e_2 := 75 \text{ mm} \quad p_2 := 480 \text{ mm}$$

Kontroll buckling mellan fästelement

$$\frac{p_1}{t_{pl}} = 2.343 \quad 9 \cdot \varepsilon = 6.986$$

Buckling mellan fästelement behöver inte kontrolleras eftersom

$$\frac{p_1}{t_{pl}} < 9 \cdot \varepsilon$$

$$l_{pl} := 2 \cdot e_2 + p_2 \cdot (o - 1) = (2.07 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$l_{V.sk} := \frac{l_{pl}}{2} + \frac{l_{glip}}{2} = 1.038 \text{ m} \quad (\text{avstånd skarv till skruvcentrum, SC})$$

Beräkning av respektive skruvs koordinater

$$g_x(i, j) := \frac{p_2}{2} \cdot (1 - \text{mod}(o, 2)) + p_2 \cdot \left(j - \text{floor}\left(\frac{o}{2}\right) \right)$$

$$g_y(i, j) := \frac{p_1}{2} \cdot (1 - \text{mod}(n, 2)) + p_1 \cdot \left(\text{floor}\left(\frac{n}{2}\right) - (1 - \text{mod}(n, 2)) - i \right)$$

$$x := matrix(n, o, g_x) = \begin{bmatrix} -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \\ -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \\ -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \\ -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \\ -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \\ -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \\ -0.96 & -0.48 & 0 & 0.48 & 0.96 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$y := matrix(n, o, g_y) = \begin{bmatrix} 0.287 & 0.287 & 0.287 & 0.287 & 0.287 \\ 0.205 & 0.205 & 0.205 & 0.205 & 0.205 \\ 0.123 & 0.123 & 0.123 & 0.123 & 0.123 \\ 0.041 & 0.041 & 0.041 & 0.041 & 0.041 \\ -0.041 & -0.041 & -0.041 & -0.041 & -0.041 \\ -0.123 & -0.123 & -0.123 & -0.123 & -0.123 \\ -0.205 & -0.205 & -0.205 & -0.205 & -0.205 \\ -0.287 & -0.287 & -0.287 & -0.287 & -0.287 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$I_p := \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{o-1} \left(\left(x^{(j)} \right)_i \right)^2 + \left(\left(y^{(j)} \right)_i \right)^2 = 19.844 \text{ m}^2 \quad (\text{polära tröghetsmomentet})$$

Totalt moment

$$M_{tot} := M_{Ed.sk} + V_{Ed.sk} \cdot l_{V.sk} = 5.279 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kraft i mest belastade skruven

$$N_{iy} := \frac{V_{Ed.sk}}{n \cdot o} + \frac{M_{tot} \cdot \langle x^{(o-1)} \rangle_0}{I_p} = 304.681 \text{ kN} \quad (\text{kraft i y-led})$$

$$N_{ix} := \frac{H}{n \cdot o} + \frac{M_{tot} \cdot \langle y^{(o-1)} \rangle_0}{I_p} = 76.348 \text{ kN} \quad (\text{kraft i x-led})$$

$$N_1 := \sqrt{N_{iy}^2 + N_{ix}^2} = 314.101 \text{ kN}$$

Dimensionerande bärförmåga

(3.6, Tabell 3.4 SS-EN 1993-1-8)

Bärförmåga för skjuvning

$$\alpha_v := 0.6 \quad (\text{skjuvplan går genom ogängade delen})$$

$$A_{sk} := \frac{\pi \cdot d_{sk}^2}{4} = 452.389 \text{ mm}^2 \quad (\text{skruvens bruttoarea})$$

$$n_{skär} := 2 \quad (\text{antal skär})$$

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{sk}}{\gamma_{M2}} \cdot n_{skär} = 347.435 \text{ kN}$$

Bärförmåga för hållkantryck

$$\alpha_{d,1} := \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 0.769 \quad (\text{för skruvar vid ände, i kraftriktningen})$$

$$k_{1,1} := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5 \quad (\text{för skruvar vid ände, vinkelrätt kraftriktningen})$$

$$\alpha_{d,2} := \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0.801 \quad (\text{för inre skruvar, i kraftriktningen})$$

$$k_{1,2} := \min \left(1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5 \quad (\text{för inre skruvar, vinkelrätt kraftriktningen})$$

$$\alpha_b := \min \left(\min(\alpha_{d,1}, \alpha_{d,2}), \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0 \right) = 0.769$$

$$k_1 := \min(k_{1,1}, k_{1,2}) = 2.5$$

$$t_{min} := \min(2 \cdot t_{pl}, t_w) = 20 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_{sk} \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} = 384 \text{ kN}$$

Kontroll bärförmåga

Bärförmåga för skjuvning blir dimensionerande

$$F_{Rd} := \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd}) = 347.435 \text{ kN}$$

$$\frac{N_1}{F_{Rd}} = 0.904 \quad \text{OK!}$$

Kontroll av skarvplåtens bärförmåga

Tvärsnittsklass för skarvplåt bestäms enligt Tabell 5.2 SS-EN 1993-1-1

$$\frac{h_{pl}}{t_{pl}} = 19.714 \quad 72 \cdot \varepsilon = 55.89$$

För tvärsnittsklass 1 gäller

$$\frac{h_{pl}}{t_{pl}} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad \text{OK!}$$

Då plåten befinner sig i tvärsnittsklass 1 tillåts full plasticering

$$W_{skpl} := \frac{2 \cdot t_{pl} \cdot h_{pl}^2}{4}$$

$$M_{pl.Rd.skpl} := \frac{W_{skpl} \cdot f_{y.pl}}{\gamma_{M0}} = 3.499 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Tjockleken för två plåtar är större än livtjockleken vilket gör livet dimensionerande för skjuvbuckling, varvid detta inte behöver beaktas i denna kontroll.

$$A_{pl} := 2 \cdot t_{pl} \cdot h_{pl}$$

$$V_{pl.Rd.skpl} := \frac{A_{pl} \cdot \frac{f_{y.pl}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 11.712 \text{ MN}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed.sk}}{M_{pl.Rd.skpl}} = 0.924 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{V_{Ed.sk}}{V_{pl.Rd.skpl}} = 0.168 \quad \text{OK!}$$

17. Tvärbalk för lagerbyte

Tvärbalk kontrolleras mot last som uppstår vid lagerbyte.

17.1 Geometri

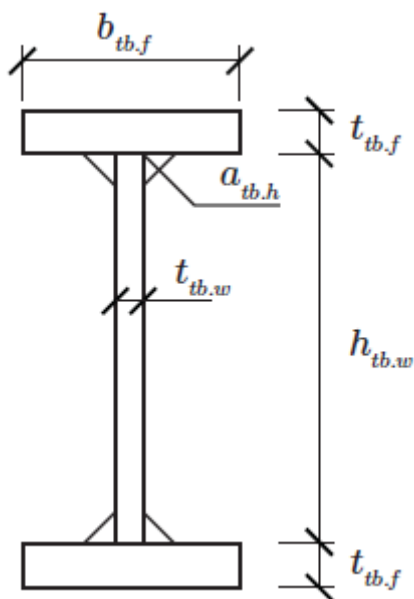


Fig. 10 Tvärsnitt för tvärbalk

$h_{tb} := 500 \text{ mm}$ (höjd, tvärbalk)

$b_{tb,f} := 400 \text{ mm}$ (flänsbredd, tvärbalk)

$t_{tb,f} := 45 \text{ mm}$ (flänstjocklek, tvärbalk)

$h_{tb,w} := h_{tb} - 2 \cdot t_{tb,f} = 0.41 \text{ m}$ (livhöjd, tvärbalk)

$t_{tb,w} := 35 \text{ mm}$ (livtjocklek, tvärbalk)

$a_{tb,h} := 26 \text{ mm}$ (a-mått, halssvets)

$L_{tb} := cc - t_w = 5.78 \text{ m}$ (längd, tvärbalk)

Fördelningsplatta

$l_{tb,pl} := 300 \text{ mm}$ (längd, fördelningsplatta)

$b_{tb,pl} := 100 \text{ mm}$ (bredd, fördelningsplatta)

Areor

$A_{tb,f} := b_{tb,f} \cdot t_{tb,f}$ (flänsarea, tvärbalk)

$A_{tb,w} := h_{tb,w} \cdot t_{tb,w}$ (livarea, tvärbalk)

$A_{tb} := A_{tb,w} + 2 \cdot A_{tb,f}$ (totalarea, tvärbalk)

$$A_{ef} := l_{tb,pl} \cdot b_{tb,pl} \quad (\text{area, fördelningsplatta})$$

Avstånd övre tvärbalk till undre betongplatta är 300 mm enligt D.1.2.7.1 TRVK-Bro 2011. Det återstår där efter ett mellanrum mellan undre tvärbalk och ovansidan på huvudbalkens undre fläns.

$$a_{tb, fu} := h_w + t_{fö} - 300 \text{ mm} - h_{tb} = 106 \text{ mm}$$

Detta anses tillräckligt för att komma åt att svetsa fast tvärbalken i underkant.

17.2 Materialegenskaper

Stålkvalitet, S 460 N/NL

$$f_{tb,y} := 460 \text{ MPa} \quad f_{tb,y.MPa} := \frac{f_{tb,y}}{MPa} = 460$$

$$f_{tb,u} := 540 \text{ MPa}$$

17.3 Egentyngd

(6.1.3 Bilaga C)

$$g_{d.lä} := 75.215 \frac{kN}{m} \quad (\text{egentyngd, halva bron})$$

17.4 Lasteffekt

$$V_{tb.Ed} := g_{d.lä} \cdot L + \frac{3}{2} \gamma_s \cdot A_{tb} \cdot L_{tb} = 3.794 \text{ MN}$$

$$V_{tb.Ed} := g_{d.lä} \cdot L = 3.761 \text{ MN}$$

I den totala tyngden av halva bron kan vi bortse från tyngden av de tre tvärbalkarnas bidrag

$$P_{tb} := V_{tb.Ed}$$

Punktlaster vid lyft med två styck domkrafter placerade vardera 1 m från lagerdimensionerande tvärkraft.

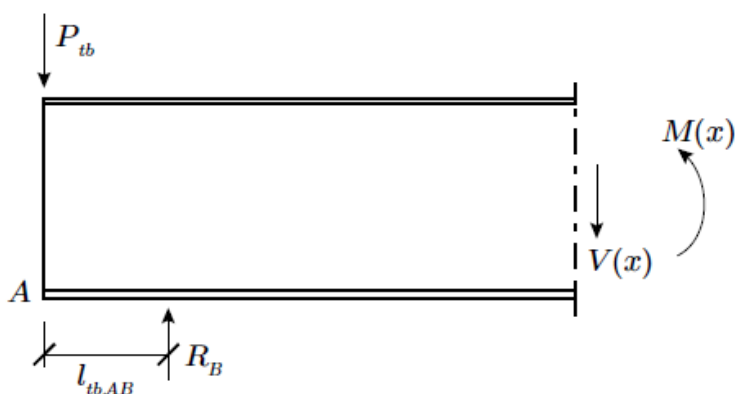


Fig. 11 Krafter vid snitt mellan lyftpunkter.

Punktlast, P_{tb} , verkar i tvärbalkens ändar, dvs. vid infästning till brons huvudbalkar. Detta är punkt A och D. Reaktionskrafterna verkar i punkter, B och C, dessa ligger 1 m in från tvärbalksändar. Det är i dessa punkter tvärbalken kommer att lyftas vid lagerbyte. Dessa punktlaster ger en linjär momentfördelning över hela tvärbalken. Tvärkraften blir 0 kN mellan lyftpunkter B och C, där blir därför momentet konstant och maximalt. För att få ut maximalt moment görs ett snitt mellan punkt B och C.

Lasten från båda balkarna fördelas lika mellan de båda lyftpunkterna, varvid halva brotyngden går ner genom både punkt B och C.

$$R_B := V_{tb.Ed} \quad (\text{reaktionskraft, punkt B})$$

$$R_C := V_{tb.Ed} \quad (\text{reaktionskraft, punkt C})$$

$$l_{tb.AB} := 1 \text{ m} \quad (\text{avstånd infästning-lyftpunkt})$$

Snitt inom $1 \text{ m} \leq x < 4.78 \text{ m}$

$$\curvearrowright M_{tb}(x) := R_B \cdot (x - l_{tb.AB}) - P_{tb} \cdot x$$

$$M_{tb}(1.9 \text{ m}) = -3.761 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (\text{Moment vid godtyckligt } x \text{ i intervallet})$$

$$M_{tb.Ed} := |M_{tb}(1.9 \text{ m})| = 3.761 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

17.5 Spänningsfördelning

$$\sigma_{tb.s} := \frac{V_{tb.Ed}}{l_{tb.pl} \cdot b_{tb.pl}} = 125.358 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{tb.s}}{f_{tb.y}} = 0.273 \quad \text{OK!}$$

17.6 Bärförmåga

17.6.1 Tvärkraftskapacitet

Kontroll mot skjuvbuckling

$$\eta := 1.2 \quad (\text{för stålqualite upp t.o.m S460})$$

$$\varepsilon_{tb} := \sqrt{\frac{235}{f_{tb.y,MPa}}}$$

$$\frac{h_{tb.w}}{t_{tb.w}} = 11.714 < 72 \cdot \frac{\varepsilon_{tb}}{\eta} = 42.885 \quad \text{OK!}$$

Skjuvbuckling riskeras ej!

$$V_{tb.Rd} := h_{tb.w} \cdot t_{tb.w} \cdot \frac{f_{tb.y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 3.811 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{tb.Ed}}{V_{tb.Rd}} = 0.987 \quad \text{OK!}$$

17.6.2 Momentkapacitet

Tvärnittsklass för tvärbalk

$$d_{tb} := h_{tb.w} - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_{tb.h} \quad (\text{livhöjd med borträknade halssvetsar})$$

$$c_{tb.f} := \frac{b_{tb.f}}{2} - \frac{t_{tb.w}}{2} - \sqrt{2} \cdot a_{tb.h} \quad (\text{flänsbredd utanför liv och halssvets})$$

$$\frac{d_{tb}}{t_{tb.w}} = 9.613 \quad 72 \cdot \varepsilon_{tb} = 51.462 \quad \frac{d_{tb}}{t_{tb.w}} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad \text{OK!}$$

Eftersom båda flänsar har samma dimensioner räcker en kontroll för dessa.

$$\frac{c_{tb.f}}{t_{tb.f}} = 3.238 \quad 9 \cdot \varepsilon_{tb} = 6.433 \quad \frac{c_{tb.f}}{t_{tb.f}} \leq 9 \cdot \varepsilon \quad \text{OK!}$$

Tvärnittet uppfyller kraven för tvärnittsklass 1, räknar med plastisk bärförmåga.

$$W_{tb.pl} := t_{tb.f} \cdot b_{tb.f} \cdot (t_{tb.f} + h_{tb.w}) + \frac{t_{tb.w} \cdot h_{tb.w}^2}{4} = (9.661 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad (\text{plastiskt böjmotstånd})$$

$$\chi_{LT} := 1 \quad (\text{ingen risk för vippning})$$

$$M_{tb.Rd} := \chi_{LT} \cdot W_{tb.pl} \cdot \frac{f_{tb.y}}{\gamma_{M1}} = 4.444 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{tb.Ed}}{M_{tb.Rd}} = 0.846 \quad \text{OK!}$$

17.7 Interaktion mellan moment och tvärkraft

Kontrollera om flänsar kan bära hela momentet, om så är fallet är interaktion ej nödvändig

17.7.1 Tvärnittskonstanter

Tyngdpunkt

Eftersom tvärbalken har ett dubbelsymmetriskt tvärnitt hamnar dess tyngdpunkt på halva höjden

$$z_{tb.tp} := \frac{h_{tb}}{2} = 250 \text{ mm}$$

Tröghetsmoment

$$I_{tb.f} := \frac{b_{tb.f} \cdot t_{tb.f}^3}{12} + b_{tb.f} \cdot t_{tb.f} \cdot \left(z_{tb.tp} - \frac{t_{tb.f}}{2} \right)^2 = (9.347 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

17.7.2 Flänsarnas bidrag till momentkapacitet

$$F_{tb,f\ddot{o}} := f_{tb,y} \cdot t_{tb,f} \cdot b_{tb,f} \quad (\text{kraftresultat överfläns})$$

$$F_{tb,fu} := f_{tb,y} \cdot t_{tb,f} \cdot b_{tb,f} \quad (\text{kraftresultat underfläns})$$

$$z_{tb,f} := z_{tb,tp} - \frac{t_{tb,f}}{2} = 227.5 \text{ mm} \quad (\text{hävarm TP till kraftresultater för fläns})$$

Flänsarnas bidrag beräknas till

$$M_{tb,f.Rd} := F_{tb,f\ddot{o}} \cdot z_{tb,f} + F_{tb,fu} \cdot z_{tb,f} = 3.767 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M_{tb.Ed}}{M_{tb,f.Rd}} = 0.998 \quad \text{OK!}$$

Interaktion ej nödvändig ty moment av yttre last kan bäras av enbart flänsarna.

17.8 Kontroll av halssvets

Halssvetsarna kontrolleras för kapacitet vid lyft, enligt Eurocode 3. Punktlaster från domkrafter delas på den så kallade fördelningsplattan.

17.8.1 Tvärsnittskonstanter

Tröghetsmoment

$$I_{tb,w} := \frac{t_{tb,w} \cdot h_{tb,w}^3}{12} + t_{tb,w} \cdot h_{tb,w} \cdot \left(z_{tb,tp} - \frac{h_{tb,w}}{2} - t_{tb,f} \right)^2 \quad (\text{tröghetsmoment, liv})$$

$$I_{tb,f} := \frac{b_{tb,f} \cdot t_{tb,f}^3}{12} + t_{tb,f} \cdot b_{tb,f} \cdot \left(z_{tb,tp} - \frac{t_{tb,f}}{2} \right)^2 \quad (\text{tröghetsmoment, fläns})$$

$$I_{tb} := I_{tb,w} + 2 \cdot I_{tb,f} = (2.07 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad (\text{totalt tröghetsmoment})$$

Statiskt yttröghetsmoment, flänsar

$$S_{tb,f} := t_{tb,f} \cdot b_{tb,f} \cdot \left(h_{tb,w} + \frac{t_{tb,f}}{2} - z_{tb,tp} \right) = (3.285 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

17.8.2 Skjuv- och normalspänningar

$$\tau_{tb,P} := \frac{V_{tb.Ed} \cdot S_{tb,f}}{I_{tb} \cdot 2 \cdot a_{tb,h}} = 114.754 \text{ MPa} \quad (\text{skjuvspänning parallellt vardera halssvets})$$

$$\sigma_{tb,T} := \frac{V_{tb.Ed}}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_{tb,h} \cdot l_{tb,pl}} = 170.465 \text{ MPa} \quad (\text{normalspänning vinkelrätt vardera halssvets})$$

$$\tau_{tb,T} := \sigma_{tb,T} = 170.465 \text{ MPa} \quad (\text{skjuvspänning vinkelrätt vardera halssvets})$$

$$\sigma_{tb.eq} := \sqrt{\sigma_{tb.T}^2 + 3 \left(\tau_{tb.T}^2 + \tau_{tb.P}^2 \right)} = 394.637 \text{ MPa} \quad (\text{ekvivalent spänning})$$

17.8.3 Kontroll av kapacitet

$$\sigma_{tb.Rd} := \frac{f_{tb.u}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 432 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{tb.eq}}{\sigma_{tb.Rd}} = 0.914 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{tb.norm} := 0.9 \cdot \frac{f_{tb.u}}{\gamma_{M2}} = 388.8 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{tb.T}}{\sigma_{tb.norm}} = 0.438 \quad \text{OK!}$$

17.9 Kontroll av svetsförband

Svetsarna längs tvärbalkens livet blir dimensionerande för att ta upp de vertikala tvärkrafterna. Momentet är noll vid tvärbalkens ändar och horisontella krafter bortses från. Vilket innebär att övriga svetsar utformas godtyckligt.

Geometri, svetsförband

$$a_{tb.f} := 19 \text{ mm} \quad (\text{a-mått})$$

$$L_{tb.s} := h_{tb.w} = 0.41 \text{ m} \quad (\text{livets svetslängd})$$

$$150 \cdot a_{tb.f} = 2.85 \text{ m}$$

$$L_{tb.s} \leq 150 \cdot a_{tb.f} \quad \text{ger } L_{tb.s} \text{ som nyttig svetslängd}$$

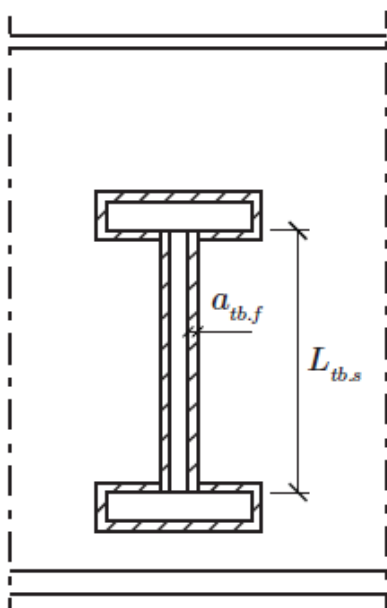


Fig. 12 Vy av tvärbalk på huvudbalk

Kapacitet per svets

$$\sigma_{tb.Rd} := \frac{f_{tb.u}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 432 \text{ MPa}$$

Kontroll av svetsspänningar

$$\tau_{tb.T} := 0 \text{ MPa} \quad (\text{skjuvspänning, vinkelrätt svetsen})$$

$$\sigma_{tb.T} := 0 \text{ MPa} \quad (\text{normalspänning, vinkelrätt svetsen})$$

$$\tau_{tb.P} := \frac{P_{tb}}{2 \cdot a_{tb.f} \cdot L_{tb.s}} \quad (\text{skjuvspänning, parallellt svetsen})$$

$$\sigma_{tb.eq} := \sqrt{3} \cdot \tau_{tb.P} = 418.088 \text{ MPa} \quad (\text{ekvivalent spänning})$$

$$\frac{\sigma_{tb.eq}}{\sigma_{tb.Rd}} = 0.968 \quad \text{OK!}$$

18. Kontroll vid produktion av bro

18.1 Maximalt moment före samverkan

Lyft av stålelement sker i fjädedelpunkterna

$$l_{lyftpkt} := \frac{L_{sk}}{4} = 4.6 \text{ m}$$

I båda lyftpunkter erhålls momentet

$$M_{lyftpkt} := -g_{d.s} \cdot \frac{l_{lyftpkt}^2}{2} = -71.486 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

Maximalt fältmoment ges som

$$M_{d.lyft.f} := \frac{M_{lyftpkt}}{2} + \frac{M_{lyftpkt}}{2} + \frac{g_{d.s} \cdot (L_{sk} - 2 \cdot l_{lyftpkt})^2}{8} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

Precis efter gjutning sker ingen samverkan mellan stål och betong, då gäller

$$M_{d.gjut.B} := -\frac{g_{d.gjut} \cdot L_1^2}{8} = -5.149 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

$$M_{d.gjut.f} := \frac{9 \cdot g_{d.gjut} \cdot L_1^2}{128} = 2.896 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

Störst fältmoment ges då broplattan gjutits, därmed blir denna dimensionerande.

18.2 Maximal tvärkraft före samverkan

Stålbalken måste klara av de tvärkrafter som uppstår på grund av lasten av betongen inklusive form och stålbalkens egentynngd.

Symmetrisk utbredd last ges maximal tvärkraft vid stöd B, vilken ges som halva stödreaktionen.

$$V_{Ed.prod} := \frac{1.25 \cdot g_{d.gjut} \cdot L_1}{2} = 1.03 \text{ MN} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

18.3 Bärförmåga

18.3.1 Vertikal tvärkraft

Kontroll bärförmåga

$$\frac{V_{Ed.prod}}{V_{Rd.lä}} = 0.26 \quad \text{OK!}$$

18.3.2 Böjning och vertikal tvärkraft

Den dimensionerande vertikala tvärkraften överstiger inte halva bärförmågan vilket medför att interaktion mellan tvärkraft och moment inte behöver beaktas.

18.3.3 Bärförmåga mot moment

(6.2.5 SS-EN 1993-1-1)

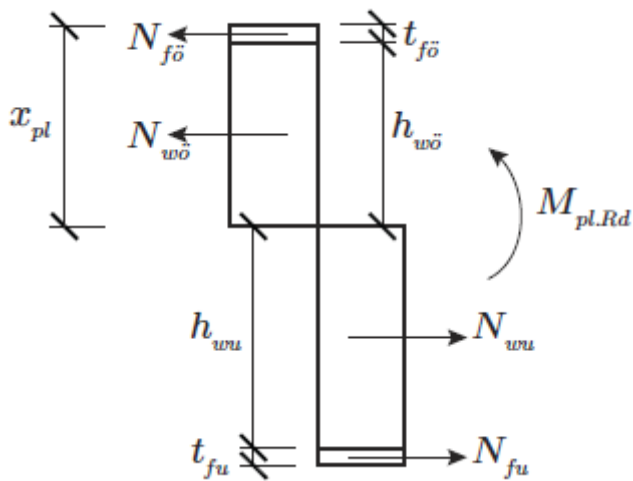


Fig. 13 Momentkapacitet för stålprofil

Beräkning av tyngdpunkt för stålprofilen

$$h_{w\ddot{o}} := z_{tp.a} - t_{f\ddot{o}} \quad (\text{höjd liv ovanför TP})$$

$$h_{wu} := h_w - h_{w\ddot{o}} \quad (\text{höjd liv under TP})$$

Kraftresultanter för stålvarsnittet

$$N_{f\ddot{o}} := t_{f\ddot{o}} \cdot b_{f\ddot{o}} \cdot f_{yd} = 4.056 \text{ MN}$$

$$N_{w\ddot{o}} := t_w \cdot h_{w\ddot{o}} \cdot f_{yd} = 4.931 \text{ MN}$$

$$N_{wu} := h_{wu} \cdot t_w \cdot f_{yd} = 1.933 \text{ MN}$$

$$N_{fu} := t_{fu} \cdot b_{fu} \cdot f_{yd} = 14.43 \text{ MN}$$

Momentjämnvikt runt N.fö ger:

$$M_{pr.pl.Rd} := N_{wu} \cdot \left(\frac{t_{f\ddot{o}}}{2} + h_{w\ddot{o}} + \frac{h_{wu}}{2} \right) + N_{fu} \cdot \left(\frac{t_{f\ddot{o}}}{2} + h_w + \frac{t_{fu}}{2} \right) - N_{w\ddot{o}} \cdot \left(\frac{t_{f\ddot{o}}}{2} + \frac{h_{w\ddot{o}}}{2} \right) = 13.11 \text{ MN} \cdot m$$

Kontroll kapacitet:

$$\frac{M_{d.gjut.f}}{M_{pr.pl.Rd}} = 0.221 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{|M_{d.gjut.B}|}{M_{pr.pl.Rd}} = 0.393 \quad \text{OK!}$$

19. Sprickkriterie

I tvärled studeras en breddmeter.

För osprucken betong gäller att

$$\sigma_c = \frac{M}{I_c} \cdot z \leq f_{ct,fl}$$

där

$$k := 1.6 - \frac{h_{c,mm}}{1000} = 1.3 \quad k := \max(k, 1) = 1.3$$

$$f_{ct,fl} := k \cdot f_{ctm} = 5.33 \text{ MPa}$$

$$I_c := \frac{b_t \cdot h_c^3}{12} = (2.25 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad (\text{armeringens bidrag försummas})$$

$$z := \frac{h_c}{2} = 0.15 \text{ m}$$

Vi beräknar det moment som gör så att betongen precis spricker, den kritiska spänningen är då

$$\sigma_{cr} := f_{ct,fl} = 5.33 \text{ MPa}$$

vilket tillsammans med sprickkriteriet

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{I_c} \cdot z \leq k \cdot f_{ctm}$$

ger att

$$M_{cr} := \frac{\sigma_{cr} \cdot I_c}{z} = 79.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av sprickkriterie

$$M_{Ed.tv.f.l.k} = 390.048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} \geq M_{Ed.tv.f.l.k} \quad \text{EJ OK!}$$

Betongen spricker och befinner sig i stadium II.

20. Inverkan av långtidseffekter

20.1 Krypning

(5.4.2.2 SS-EN 1994-2, Bilaga B SS-EN 1992-1-1)

Ålder vid belastning antas vara en dag

$$t_0 := 1$$

20.1.1 Längsled

Kryptalet beräknas enligt

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

där

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0}$$

$$u := \frac{w}{2} - b_{f\ddot{o}} = 4.85 \text{ m} \quad (\text{exponerad omkrets utsatt för uttorkning, enbart})$$

$$h_{0.l\ddot{a}} := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 649.485 \text{ mm} \quad h_{0.l\ddot{a}.mm} := \frac{h_{0.l\ddot{a}}}{\text{mm}}$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.l\ddot{a}.mm}}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm.MPa}} \right)^{0.7} \right) \cdot \left(\frac{35}{f_{cm.MPa}} \right)^{0.2} = 1.05$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm.MPa}}} = 2.206$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.909$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

För $t = \infty$ erhålls $\beta_c(\infty, t_0) := 1$ vilket tillsammans med ovanstående ger ett slutligt kryptal på

$$\varphi_{t.l\ddot{a}} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.107$$

För långtidslast beaktas inverkan av krypning med

$$\alpha_{ef} = \alpha \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t)$$

där

$$\psi_L := 1.1$$

vilket ger

$$\alpha_{ef.l\ddot{a}} := \alpha \cdot (1 + \varphi_{t.l\ddot{a}}) = 16.793$$

20.1.2 Tvärled

Kryptalet beräknas enligt

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

där

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0}$$

$$u := b_t = 1 \text{ } \textcolor{blue}{m} \quad (\text{exponerad omkrets utsatt för uttorkning})$$

$$A_{c.tv} := h_c \cdot b_t = 0.3 \text{ } \textcolor{blue}{m}^2$$

$$h_{0.tv} := \frac{2 \cdot A_{c.tv}}{u} = 600 \text{ } \textcolor{blue}{mm} \quad h_{0.tv.mm} := \frac{h_{0.tv}}{\textcolor{blue}{mm}}$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.tv.mm}}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm.MPa}} \right)^{0.7} \right) \cdot \left(\frac{35}{f_{cm.MPa}} \right)^{0.2} = 1.054$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm.MPa}}} = 2.206$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.909$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

För $t = \infty$ erhålls $\beta_c(\infty, t_0) := 1$ vilket tillsammans med ovanstående ger ett slutligt kryptal på

$$\textcolor{green}{\varphi_{t.tv}} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.115$$

För långtidslast beaktas inverkan av krypning med

$$\alpha_{ef} = \alpha \cdot (1 + \varphi_t)$$

vilket ger

$$\alpha_{ef.tv} := \alpha \cdot (1 + \varphi_{t.tv}) = 16.835$$

20.2 Krympning

(3.1.4, Bilaga B SS-EN 1992-1-1)

Total krympning ges av

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Slutligt värde på uttorkningskrympningen är

$$\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

där

$$k_h := 0.7 \quad \text{för både längsled och tvärled gäller} \quad h_0 \geq 500 \text{ mm}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) = 0.756$$

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad (\text{antar cementtyp N})$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm,MPa}}{10} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.116 \cdot 10^{-4}$$

vilket ger

$$\varepsilon_{cd} := k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1.481 \cdot 10^{-4}$$

Den slutliga autogena krympningen ges som

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot (f_{ck,MPa} - 10) \cdot 10^{-6} = 1 \cdot 10^{-4}$$

Den totala krympningen beräknas nu till

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.481 \cdot 10^{-4}$$

21. Tvärsnittskonstanter, stadium II

21.1 Längsled

21.1.1 Area

$$A_{c.II}(b_{eff}, h_{ct}) := (h_c - h_{ct}) \cdot b_{eff}$$

$$A_{lä.s.tot} := 2 \cdot A_{lä.s}$$

$$A_{comp.II}(b_{eff}, h_{ct}) := \frac{A_{c.II}(b_{eff}, h_{ct})}{\alpha_{ef.lä}} + A_a + A_{lä.s.tot}$$

21.1.2 Tyngdpunkt

För armering

$$z_{tp.s} := \frac{d_{lä.1} + d_{lä.2}}{2} = 0.083 \text{ m}$$

För betongfläns

$$z_{tp.c.II}(h_{ct}) := \frac{h_c - h_{ct}}{2}$$

För ekvivalent stål tvärsnitt

$$z_{tp.II}(b_{eff}, h_{ct}) := \frac{\frac{A_{c.II}(b_{eff}, h_{ct})}{\alpha_{ef.lä}} \cdot z_{tp.c.II}(h_{ct}) + A_a \cdot (h_c + z_{tp.a}) + A_{lä.s.tot} \cdot z_{tp.s}}{A_{comp.II}(b_{eff}, h_{ct})}$$

Härarmar mellan delareor

$$a_{s.II}(b_{eff}, h_{ct}) := h_c + z_{tp.a} - z_{tp.II}(b_{eff}, h_{ct}) \quad (\text{tvärsnittets tyngdpunkt till stålets tyngdpunkt})$$

$$a_{c.II}(b_{eff}, h_{ct}) := z_{tp.II}(b_{eff}, h_{ct}) - \frac{h_c}{2} \quad (\text{tvärsnittets tyngdpunkt till betongens tyngdpunkt})$$

21.1.3 Tröghetsmoment

För stålprofil

$$I_{y.fö} := \frac{b_{fö} \cdot t_{fö}^3}{12} + b_{fö} \cdot t_{fö} \cdot \left(z_{tp.a} - \frac{t_{fö}}{2} \right)^2 = (4.33 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{y.w} := \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + t_w \cdot h_w \cdot \left(t_{fö} + \frac{h_w}{2} - z_{tp.a} \right)^2 = (1.786 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{y.fu} := \frac{b_{fu} \cdot t_{fu}^3}{12} + b_{fu} \cdot t_{fu} \cdot \left(h_w + t_{fö} + \frac{t_{fu}}{2} - z_{tp.a} \right)^2 = (2.761 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{y.a} := I_{y.fö} + I_{y.w} + I_{y.fu} = (8.877 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

För armering

$$I_{y.s1}(b_{eff}, h_{ct}) := A_{lä.s} \cdot (z_{tp.II}(b_{eff}, h_{ct}) - d_{lä.1})^2$$

$$I_{y.s2}(b_{eff}, h_{ct}) := A_{lä.s} \cdot (z_{tp.II}(b_{eff}, h_{ct}) - d_{lä.2})^2$$

För betongfläns

$$I_{y.c.II}(b_{eff}, h_{ct}) := \frac{b_{eff} \cdot (h_c - h_{ct})^3}{12}$$

För ekvivalent stältvärsnitt

$$I_{y.comp.II}(b_{eff}, h_{ct}) := I_{y.a} + A_a \cdot a_{s.II}(b_{eff}, h_{ct})^2 + \frac{1}{\alpha_{ef.lä}} \cdot (I_{y.c.II}(b_{eff}, h_{ct}) + A_{c.II}(b_{eff}, h_{ct}) \cdot a_{c.II}(b_{eff}, h_{ct})^2)$$

$$I_{y.comp.II}(b_{eff}, h_{ct}) := I_{y.comp.II}(b_{eff}, h_{ct}) + I_{y.s1}(b_{eff}, h_{ct}) + I_{y.s2}(b_{eff}, h_{ct})$$

21.2 Tvärled

Tvärsnittskonstanter i tvärled bestäms i samband med spänningsberäkningar i avsnitt 4.3 eftersom tryckzonshöjden inte erhålls med i tvärsnittets tyngdpunkt.

22. Kontroll av spänningar

22.1 Begränsning av spänningar

Betong

(7.2.2 SS-EN 1994-2)

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{c,max} := 0.45 \cdot f_{ck} = 22.5 \text{ MPa}$$

Stål

(7.3 SS-EN 1993-2)

$$\sigma_s \leq f_y$$

$$\sigma_{s,max} := f_y = 390 \text{ MPa}$$

Armering

(7.2.2 SS-EN 1994-2; 21 kap 10 § TRVFS 2011:12)

$$\sigma_{sk} \leq 0.8 \cdot f_{sk}$$

$$\sigma_{sk,max} := 0.8 \cdot f_{sk} = 400 \text{ MPa}$$

22.2 Längsled

(Collin, P. (2009) Steel Concrete Composite Bridges)

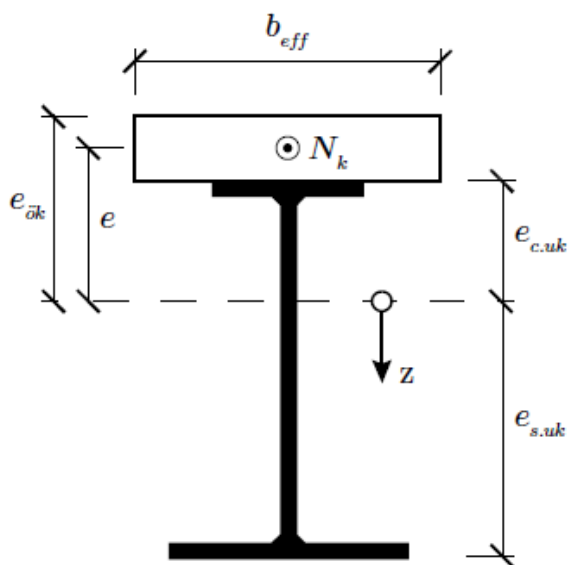


Fig. 14 Illustration över avstånd vid spänningsberäkningar

$$E_{c.ef} := \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi_{t.lä}} = 11.153 \text{ GPa} \quad (\text{betongens elasticitetsmodul mht långtidseffekter})$$

$$N_k := \varepsilon_{cs} \cdot E_{c.ef} \cdot A_c = 4.358 \text{ MN} \quad (\text{krympkraft, angriper tryckande i betongens tyngdpunkt})$$

22.2.1 I fält

$$h_{ct.f} := 0 \text{ m} \quad (\text{all betong antas tryckt})$$

$$e := -z_{tp.II} (b_{eff.1}, h_{ct.f}) + \frac{h_c}{2} = -265.445 \text{ mm} \quad (\text{TP till normalkraft})$$

$$e_{c.ök} := -z_{tp.II} (b_{eff.1}, h_{ct.f}) = -415.445 \text{ mm} \quad (\text{TP till överkant betong})$$

$$e_{c.uk} := -z_{tp.II} (b_{eff.1}, h_{ct.f}) + h_c = -115.445 \text{ mm} \quad (\text{TP till underkant betong/överkant stål})$$

$$e_{s.uk} := h - z_{tp.II} (b_{eff.1}, h_{ct.f}) = 840.555 \text{ mm} \quad (\text{TP till underkant stål})$$

Spänning i överkant betong

$$\sigma_{lä.c.ök} := \frac{-N_k}{\alpha_{ef.lä} \cdot A_{comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.lä.f.l.k}}{\alpha_{ef.lä} \cdot I_{y.comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} \cdot e_{c.ök} + \frac{N_k}{A_c} = -4.337 \text{ MPa}$$

Spänning i underkant betong

$$\sigma_{lä.c.uk} := \frac{-N_k}{\alpha_{ef.lä} \cdot A_{comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.lä.f.l.k}}{\alpha_{ef.lä} \cdot I_{y.comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} \cdot e_{c.uk} + \frac{N_k}{A_c} = -0.387 \text{ MPa}$$

Spänning i överkant stålprofil

$$\sigma_{lä.s.ök} := \frac{-N_k}{A_{comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.lä.f.l.k}}{I_{y.comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} \cdot e_{c.uk} = -52.974 \text{ MPa}$$

Spänning i underkant stålprofil

$$\sigma_{lä.s.uk} := \frac{-N_k}{A_{comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.lä.f.l.k}}{I_{y.comp.II} (b_{eff.2}, h_{ct.f})} \cdot e_{s.uk} = 158.377 \text{ MPa}$$

Kontroll mot krav

$$\sigma_{c.max} = 22.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.max} = 390 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\sigma_{lä.c.ök}|}{\sigma_{c.max}} = 0.193 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{|\sigma_{lä.s.ök}|}{\sigma_{s.max}} = 0.136 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{|\sigma_{lä.c.uk}|}{\sigma_{c.max}} = 0.017 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{lä.s.uk}}{\sigma_{s.max}} = 0.406 \quad \text{OK!}$$

22.2.2 Över stöd

$$h_{ct.B} := 300 \text{ mm} \quad (\text{all betong dragen})$$

$$e := -z_{tp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B}) + \frac{h_c}{2} = -516.044 \text{ mm} \quad (\text{TP till normalkraft})$$

$$e_{c.ök} := -z_{tp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B}) = -666.044 \text{ mm} \quad (\text{TP till överkant betong})$$

$$e_{c.uk} := -z_{tp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B}) + h_c = -366.044 \text{ mm} \quad (\text{TP till underkant betong/överkant stål})$$

$$e_{s.uk} := h - z_{tp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B}) = 589.956 \text{ mm} \quad (\text{TP till underkant stål})$$

Spänning i överkant betong

$$\sigma_{lä.c.ök} := \frac{-N_k}{\alpha_{ef.lä} \cdot A_{comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.f})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.B.l.k}}{\alpha_{ef.lä} \cdot I_{y.comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} \cdot e_{c.ök} + \frac{N_k}{A_c} = 19.322 \text{ MPa}$$

Spänning i underkant betong

$$\sigma_{lä.c.uk} := \frac{-N_k}{\alpha_{ef.lä} \cdot A_{comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.B.l.k}}{\alpha_{ef.lä} \cdot I_{y.comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} \cdot e_{c.uk} + \frac{N_k}{A_c} = 10.104 \text{ MPa}$$

Spänning i överkant stålprofil

$$\sigma_{s.ök} := \frac{-N_k}{A_{comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.B.l.k}}{I_{y.comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} \cdot e_{c.uk} = 123.203 \text{ MPa}$$

Spänning i underkant stålprofil

$$\sigma_{s.uk} := \frac{-N_k}{A_{comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.B.l.k}}{I_{y.comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} \cdot e_{s.uk} = -315.225 \text{ MPa}$$

Kontroll mot krav

Då betongen är dragen erfordras inte någon kontroll.

$$\sigma_{s.max} = 390 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{s.ök}}{\sigma_{s.max}} = 0.316 \quad \text{OK!} \quad \frac{|\sigma_{s.uk}|}{\sigma_{s.max}} = 0.808 \quad \text{OK!}$$

Spänning på dragarmeringens nivå

$$e_{sk} := e_{c.ök} + d_{lä.1} \quad (\text{TP till yttre dragarmering})$$

Spänning i yttre dragarmering

$$\sigma_{lä.sk} := \frac{-N_k}{A_{comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.f})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.B.l.k}}{I_{y.comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} \cdot e_{sk} + \frac{N_k}{A_c} = 251.417 \text{ MPa}$$

Kontroll mot krav

$$\sigma_{sk.max} = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{lä.sk}}{\sigma_{sk.max}} = 0.629 \quad \text{OK!}$$

Beräkning av tryckzonshöjd

$$\sigma_{sk}(z) := \frac{-N_k}{A_{comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} + \frac{N_k \cdot e + M_{Ed.B.l.k}}{I_{y.comp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})} \cdot z$$

$$x_0 := 0.5 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$x_{lä} := \text{root}(\sigma_{sk}(x_0 - z_{tp.II}(b_{eff.2}, h_{ct.B})), x_0) = 568.647 \text{ mm}$$

22.3 Tvärled

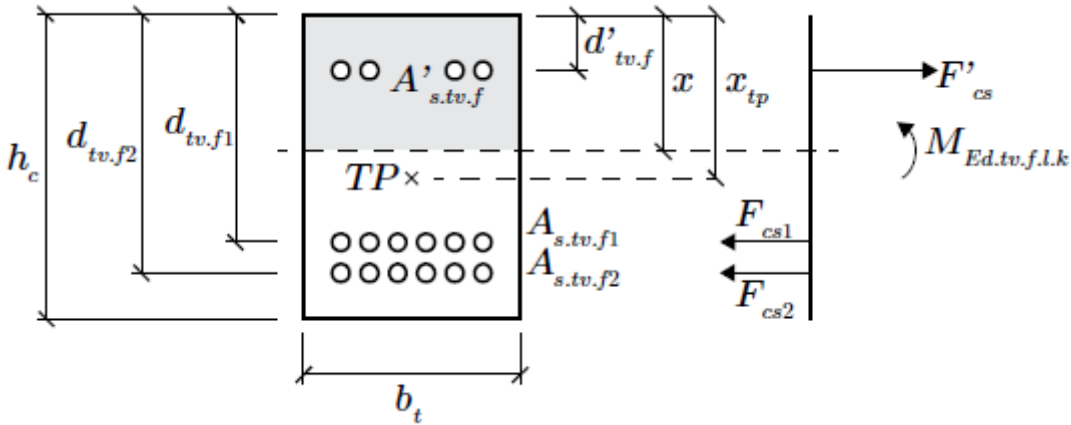


Fig. 15 Illustration över krafter och mått för spänningsberäkningar i tvärled

$$F_{cs1} := E_a \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_{s.tv.f1} = 209.507 \text{ kN} \quad (\text{krympkraft dragarmering övre lager})$$

$$F_{cs2} := E_a \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_{s.tv.f1} = 209.507 \text{ kN} \quad (\text{krympkraft dragarmering undre lager})$$

$$F'_{cs} := E_a \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A'_{s.tv.f} = 259.39 \text{ kN} \quad (\text{krympkraft tryckarmering})$$

Bestämning av tryckzonshöjd och tvärsnittskonstanter utförs iterativt

Area

$$A_{II.ef}(x) := b_t \cdot x + (\alpha_{ef.tv} - 1) \cdot A'_{s.tv.f} + \alpha_{ef.tv} \cdot (A_{s.tv.f1} + A_{s.tv.f2})$$

Tyngdpunkt

$$x_{tv.tp.II}(x) := \frac{b_t \cdot \frac{x^2}{2} + (\alpha_{ef.tv} - 1) \cdot A'_{s.tv.f} \cdot d'_{tv.f} + \alpha_{ef.tv} \cdot (A_{s.tv.f1} \cdot d_{tv.f1} + A_{s.tv.f2} \cdot d_{tv.f2})}{A_{II.ef}(x)}$$

Hävarmar

$$e_1(x) := d_{tv.f1} - x_{tv.tp.II}(x) \quad (\text{TP till krympkraft övre lagre})$$

$$e_2(x) := d_{tv.f2} - x_{tv.tp.II}(x) \quad (\text{TP till krympkraft undre lager})$$

$$e'(x) := -x_{tv.tp.II}(x) + d'_{tv.f} \quad (\text{TP till krympkraft tryckarmering})$$

Tröghetsmoment

$$I_{II.ef}(x) := b_t \cdot \frac{x^3}{12} + b_t \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} - x_{tv.tp.II}(x) \right)^2 + (\alpha_{ef.tv} - 1) \cdot A'_{s.tv.f} \cdot e'(x)^2 + \alpha_{ef.tv} \cdot A_{s.tv.f1} \cdot (e_1(x)^2 + e_2(x)^2)$$

Spänningen för tryckzonshöjden ska spänningen vara noll

$$\sigma_{tv.c}(z, x) := \frac{F_{cs1} + F_{cs2} + F'_{cs}}{A_{II.ef}(x)} + \frac{F_{cs1} \cdot e_1(x) + F_{cs2} \cdot e_2(x) + F'_{cs} \cdot e'(x) + M_{Ed.tv.f.l.k}}{I_{II.ef}(x)} \cdot z$$

$$x_0 := 0.1 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$\mathbf{x}_{tv} := \text{root}(\sigma_{tv.c}(x_0 - x_{tv.tp.II}(x_0), x_0), x_0)$$

Tryckzonshöjden finns på

$$\mathbf{x}_{tv} = 0.115 \text{ m}$$

Spänning i betongen beräknas med

$$\sigma_{tv.c}(z) := \frac{F_{cs1} + F_{cs2} + F'_{cs}}{A_{II.ef}(\mathbf{x}_{tv})} + \frac{F_{cs1} \cdot e_1(\mathbf{x}_{tv}) + F_{cs2} \cdot e_2(\mathbf{x}_{tv}) + F'_{cs} \cdot e'(\mathbf{x}_{tv}) + M_{Ed.tv.f.l.k}}{I_{II.ef}(\mathbf{x}_{tv})} \cdot z$$

Spänning i överkant betong

$$\sigma_{c.ök} := \sigma_{tv.c}(-x_{tv.tp.II}(x_{tv})) = -16.654 \text{ MPa}$$

Spänning i dragarmering, undre lagret

$$\sigma_{tv.sk} := \frac{-F_{cs2}}{A_{s.tv.f1}} + \alpha_{ef.tv} \cdot \sigma_{tv.c}(e_2(x_{tv})) = 285.348 \text{ MPa}$$

Spänning i tryckarmering

$$\sigma'_{tv.sk} := \frac{-F'_{cs}}{A'_{s.tv.f}} + \alpha_{ef.tv} \cdot \sigma_{tv.c}(e'(x_{tv})) = -212.791 \text{ MPa}$$

Kontroll mot krav

$$\sigma_{c.max} = 22.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sk.max} = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\sigma_{c.\ddot{o}k}|}{\sigma_{c.max}}=0.74 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{tv.sk}}{\sigma_{sk.max}}=0.713 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{|\sigma'_{tv.sk}|}{\sigma_{sk.max}}=0.532 \quad \text{OK!}$$

23. Sprickbredd

(7.3.4 SS-EN 1992-1-1; 21 kap. TRVFS 2011:12)

$$w_{max} := 0.2 \text{ mm} \quad (\text{tillåten sprickbredd, exponeringsklass XD1, L100})$$

Karakteristisk sprickbredd ges av

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

där

$$k_t := 0.4 \quad (\text{för långtidslast})$$

$$k_1 := 0.8 \quad (\text{kamstång})$$

$$k_2 := 0.5 \quad (\text{för böjning})$$

$$k_3 := 7 \cdot \frac{\phi}{c_{nom}} = 2.8 \quad (\text{nationell parameter})$$

$$k_4 := 0.425 \quad (\text{nationell parameter})$$

$$s_{r,max}(\rho_{p,ef}) := k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,ef}}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,ef})}{E_a}$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_s}{A_{ef}}$$

$$h_{c,ef} = \min\left(2.5 \cdot (h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2}\right)$$

23.1 Längsled

I längsled gäller

$$h_{c,ef} := \min\left(2.5 \cdot \frac{d_{l\ddot{a}.1} + d_{l\ddot{a}.2}}{2}, \frac{h - x_{l\ddot{a}}}{3}, \frac{h}{2}, h_c\right) = 0.208 \text{ m}$$

$$A_{ef} := b_{eff,2} \cdot h_{c,ef} = 0.711 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,ef} := \frac{A_{l\ddot{a}.s}}{A_{ef}} = 0.023$$

vilket ger

$$s_{r,max}(\rho_{p,ef}) = 0.231 \text{ m}$$

$$w_{k.l\ddot{a}} := s_{r.max}(\rho_{p.ef}) \cdot \frac{\sigma_{l\ddot{a}.sk} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p.ef})}{E_a} = 0.197 \text{ mm}$$

Kontroll mot krav

$$\frac{w_{k.l\ddot{a}}}{w_{max}} = 0.986 \quad \text{OK!}$$

23.2 Tvärled

I tvärled gäller

$$h_{c.ef} := \min \left(2.5 \cdot \left(h_c - \frac{d_{tv.f1} + d_{tv.f2}}{2} \right), \frac{h_c - x_{tv}}{3}, \frac{h_c}{2} \right) = 0.062 \text{ m}$$

$$A_{ef} := b_t \cdot h_{c.ef} = 0.062 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_{s.tv.f1}}{A_{ef}} = 0.068$$

vilket ger

$$s_{r.max}(\rho_{p.ef}) = 0.152 \text{ m}$$

$$w_{k.tv} := s_{r.max}(\rho_{p.ef}) \cdot \frac{\sigma_{tv.sk} - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p.ef})}{E_a} = 0.192 \text{ mm}$$

Kontroll mot krav

$$\frac{w_{k.tv}}{w_{max}} = 0.958 \quad \text{OK!}$$

24. Nedböjning i längsled

(B.3.4.2.2 TRVK Bro 11)

Vi bildar ett intervall inom vilket den faktiska nedböjningen kommer att ligga genom att beräkna nedböjning med konstant böjstyvhets för den högsta och lägsta böjstyvhets som erhålls.

$$EI_I := E_a \cdot I_{y,comp.III}(b_{eff,2}) = 8.388 \text{ GN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{största böjstyvhets})$$

$$EI_{II} := E_a \cdot I_{y,comp.II}(b_{eff,2}, h_{ct,f}) = 7.197 \text{ GN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{minsta böjstyvhets})$$

Uttryck för beräkning av nedböjning hämtas ur elementarfall.

Bidrag från stödmoment

$$w_B(x, EI) := M_{Ed.B.l.f} \cdot \frac{x \cdot L_1}{6 \cdot EI} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{L_1^2}\right)$$

Bidrag från utbredd last

$$w_q(x, EI) := (g_{d.b.lä} + q_{d.f.lä}) \cdot \frac{L_1^4}{24 \cdot EI} \cdot \left(\frac{x}{L_1} - 2 \cdot \frac{x^3}{L_1^3} + \frac{x^4}{L_1^4}\right)$$

Bidrag från punktlast

$$w_Q(x, EI) := \begin{cases} \text{if } x \leq a_Q \\ \left\| \left\| Q_{d.f.lä} \cdot \frac{L_1^3}{6 \cdot EI} \cdot \left(1 - \frac{a_Q}{L_1}\right) \left(\left(2 - \frac{a_Q}{L_1}\right) \cdot \frac{a_Q \cdot x}{L_1^2} - \frac{x^3}{L_1^3} \right) \right\| \right. \\ \text{else} \\ \left. \left\| \left\| Q_{d.f.lä} \cdot \frac{L_1^3}{6 \cdot EI} \cdot \left(1 - \frac{L_1 - a_Q}{L_1}\right) \left(\left(2 - \frac{L_1 - a_Q}{L_1}\right) \cdot \frac{(L_1 - a_Q) \cdot (L_1 - x)}{L_1^2} - \frac{(L_1 - x)^3}{L_1^3} \right) \right\| \right\| \end{cases}$$

Total nedböjning

$$w_I(x) := w_B(x, EI_I) + w_q(x, EI_I) + w_Q(x, EI_I)$$

$$w_{II}(x) := w_B(x, EI_{II}) + w_q(x, EI_{II}) + w_Q(x, EI_{II})$$

Beräkning av maximal nedböjning

$$x_0 := 12 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$\mathbf{x}_I := \text{root}(w_I'(x_0), x_0) = 11.481 \text{ m}$$

$$w_I(\mathbf{x}_I) = 35.106 \text{ mm} \quad (\text{maximal nedböjning vid störst böjstyvhets})$$

$$\mathbf{x}_{II} := \text{root}(w_{II}'(x_0), x_0) = 11.481 \text{ m}$$

$$w_{II}(\mathbf{x}_{II}) = 40.92 \text{ mm} \quad (\text{maximal nedböjning vid minsta böjstyvhets})$$

Tillåten nedböjning med hänsyn till konstruktionshöjd och krav

$$w_{max} := \min\left(\frac{L_1}{400}, h_{max} - h_{tot}\right) = 49 \text{ mm}$$

Fig. 16 visar nedböjning längs maximalt belastat fack.

$$x_{L1} := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots L_1$$

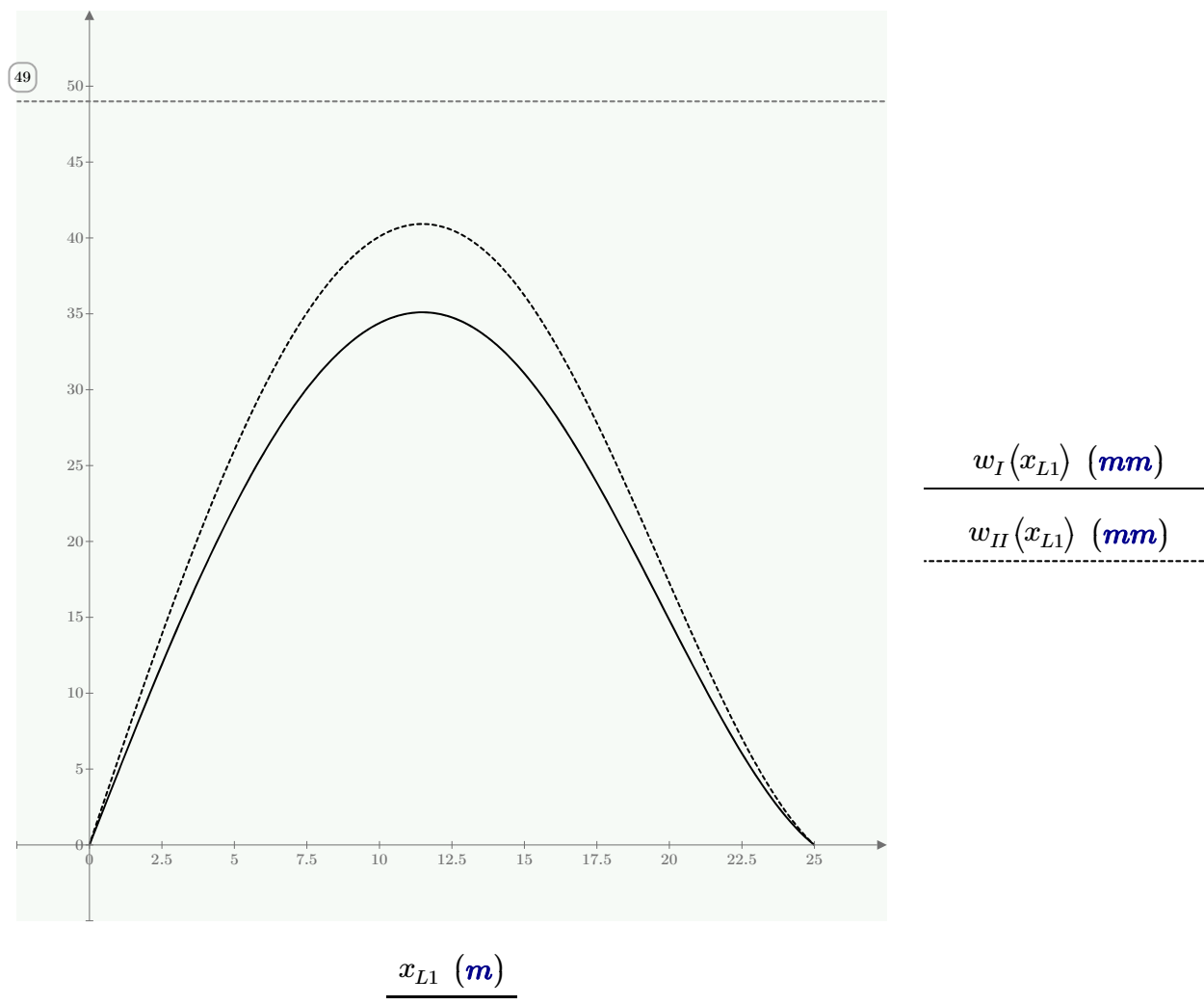


Fig. 16 Nedböjning i maximalt belastat fack.

25. Landfäste

25.1 Beräkningsmodell

(B.1.7.2 TRVR bro 11)

Frontmuren approximeras som en fast inspänd konsol enligt Fig. 17

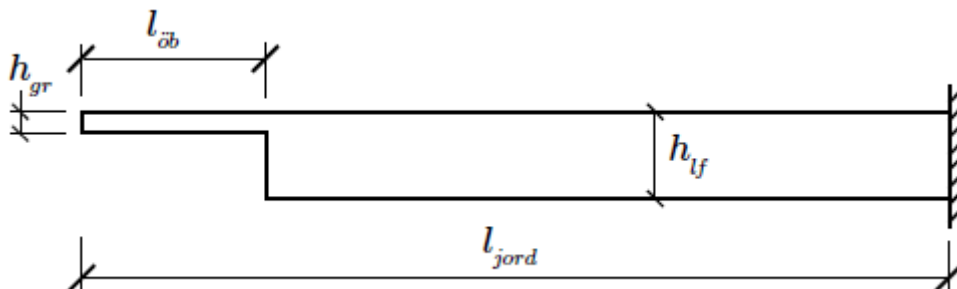


Fig. 17 Beräkningsmodell för frontmur

$$l_{jord} := 6148 \text{ mm}$$

$$l_{ob} := (1351 + 95 + 300) \text{ mm} \quad (\text{överbyggnad} + \text{beläggning} + \text{lager})$$

$$h_{gr} := 250 \text{ mm} \quad (\text{grusskift, krav})$$

$$h_{lf} := 1475 \text{ mm} \quad (\text{inspektionskrav} + \text{lagerbredd} + \text{marginaler})$$

Konsolen består av 2 olika tjocka delar, kommer dessa 2 delar studeras separat enligt Fig. 18

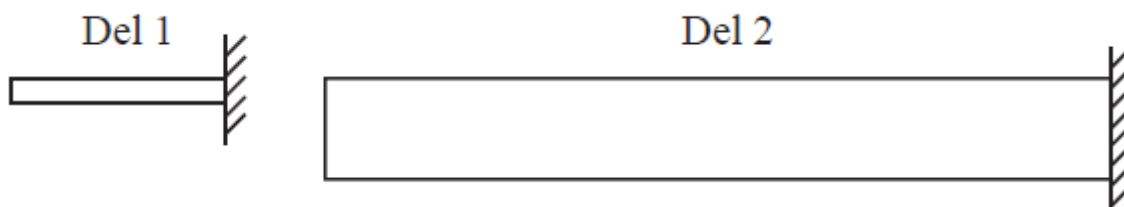


Fig. 18 Uppdelning av konsol

Eftersom bredden hos del 1 är mycket mindre än för del 2 antas approximeras även denna del som en fast inspänd konsol.

25.2 Laster

Vi väljer att studera en meterstrimma

Dimensionering sker med hänsyn till laster enligt Fig. 19

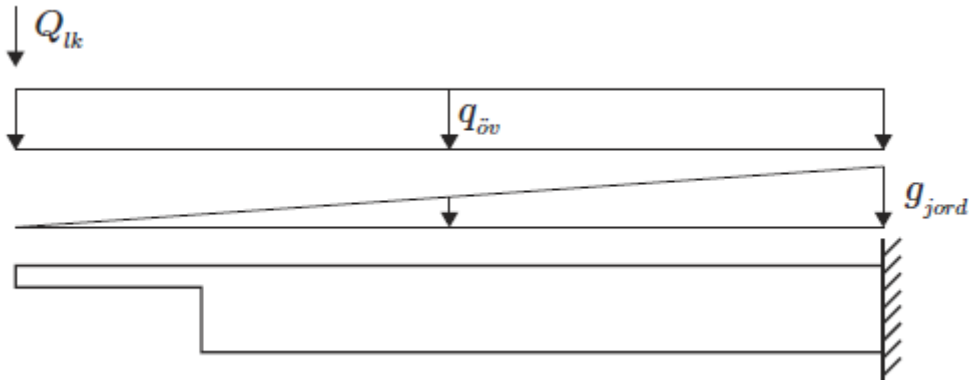


Fig. 19 Jordtryck och överlast mot frontmur

Jordtryck

(Tabell 5.2-1, Tabell 5.2-4, 5.2.2.2.3 TK Geo 11)

$$\gamma_k := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{tunghet för fyllnadsmaterial})$$

$$\phi' := 35 \text{ deg} \quad (\text{friktionsvinkel})$$

$$K_0 := 1 - \sin(\phi') = 0.426 \quad (\text{vilojordtryckskoefficient})$$

$$g_{k,jord} := K_0 \cdot \gamma_k \cdot b_t \cdot l_{jord}$$

Störst moment erhålls vid infästning

$$M_{J,g} := \frac{g_{k,jord} \cdot l_{jord}^2}{6} = 297.279 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

Överlast

(4.9.1 SS-EN 1991-2, 12 § TRVFS 2011:12)

$$q_{eq} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k,\ddot{o}v} := K_0 \cdot q_{eq} \cdot b_t = 8.528 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Störst moment erhålls vid infästning

$$M_{J,q} := \frac{q_{k,\ddot{o}v} \cdot l_{jord}^2}{2} = 161.179 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.2 \text{ Byggformler och tabeller})$$

Bromslast

$$Q_{lk} := 500 \text{ kN}$$

$$Q_{k.br} := \frac{Q_{lk}}{w} \cdot b_t = 47.619 \text{ kN}$$

Störst moment erhålls vid infästning

$$M_{J.Q} := Q_{k.br} \cdot l_{jord} = 292.762 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

25.3 Lastkombinering

(5 Bilaga E)

Partialkoefficienter

$$\gamma_G := 1.35$$

$$\gamma_Q := 1.5$$

Lastreduktionstal

$$\psi_{0.q} := 0.4$$

$$\psi_{0.Q} := 0.75$$

Reduktionsfaktor

$$\xi := 0.89$$

Formler

Formel 6.10a ger

$$q_{J.d} := \gamma_G \cdot M_{J.g} + \gamma_Q \cdot (\psi_{0.q} \cdot M_{J.q} + \psi_{0.Q} \cdot M_{J.Q}) = 827.391 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Formel 6.10b ger

$$q_{J.d} := \xi \cdot \gamma_G \cdot M_{J.g} + \gamma_Q \cdot (M_{J.q} + M_{J.Q}) = (1.038 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Detta ger att formel 6.10b är dimensionerande.

25.4 Dimensionerande last

$$g_{d,jord}(x) := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{k,jord} \cdot \frac{x}{l_{jord}}$$

$$q_{d,\ddot{ov}} := \gamma_Q \cdot q_{k,\ddot{ov}} = 12.793 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{d,br} := \gamma_Q \cdot Q_{k,br} = 71.429 \text{ kN}$$

25.5 Tvärkraft- och momentfördelning

Snittkrafter vid ett godtyckligt snitt längs konsolen visas i Fig. 20

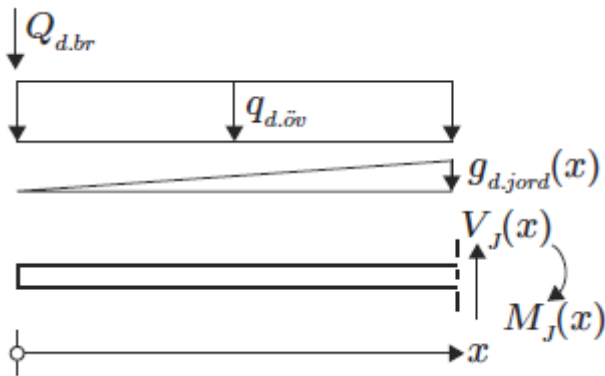


Fig. 20 Godtyckligt snitt längs konsolen

Jämvikt i Fig. 20 ger

$$\downarrow \quad V_J(x) := g_{d,jord}(x) \cdot \frac{x}{2} + q_{d,\ddot{ov}} \cdot x + Q_{d,br}$$

$$M_J(x) := g_{d,jord}(x) \cdot \frac{x^2}{6} + q_{d,\ddot{ov}} \cdot \frac{x^2}{2} + Q_{d,br} \cdot x$$

Tvärkraftsfördelning längs frontmuren visas i Fig. 21

$$x_{lf} := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots l_{jord}$$

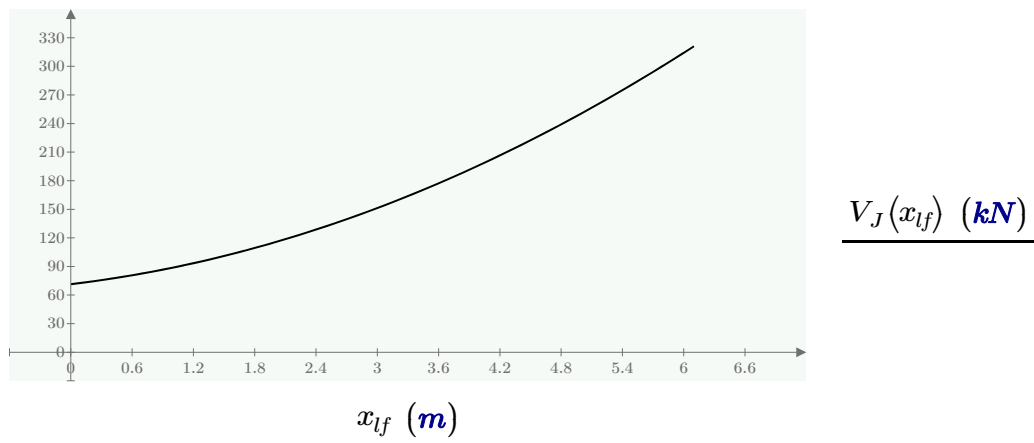


Fig. 21 Tvärkraftsfördelning för frontmur

Momentfördelning längs frontmuren visas i Fig. 22

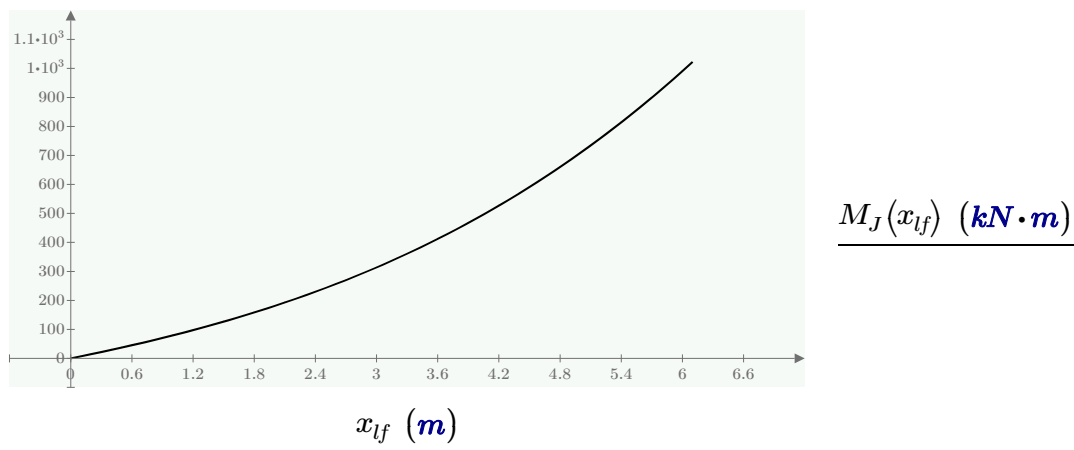


Fig. 22 Momentfördelning för frontmur

Ur Fig. 21 och 22 kan vi konstatera att konsolen blir dragen längs sidan som angränsar till jorden och att maximal tvärkraft och moment uppstår vid inspänningssnitten för respektive del.

För del 1

$$V_{Ed.lf.1} := V_J(l_{\ddot{o}b}) = 107.822 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.lf.1} := M_J(l_{\ddot{o}b}) = 152.395 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

För del 2

$$V_{Ed.lf.2} := V_J(l_{jord}) = 324.369 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.lf.2} := M_J(l_{jord}) = (1.038 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

25.6 Bärförmåga

25.6.1 Del 1

Dimensionering sker mot det kritiska inspänningssnittet, där gäller

$$V_{Ed.lf.1} = 107.822 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.lf.1} = 152.395 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Armeringen antas få plats i ett enkellarmerat betongtvärsnitt enligt Fig. 23

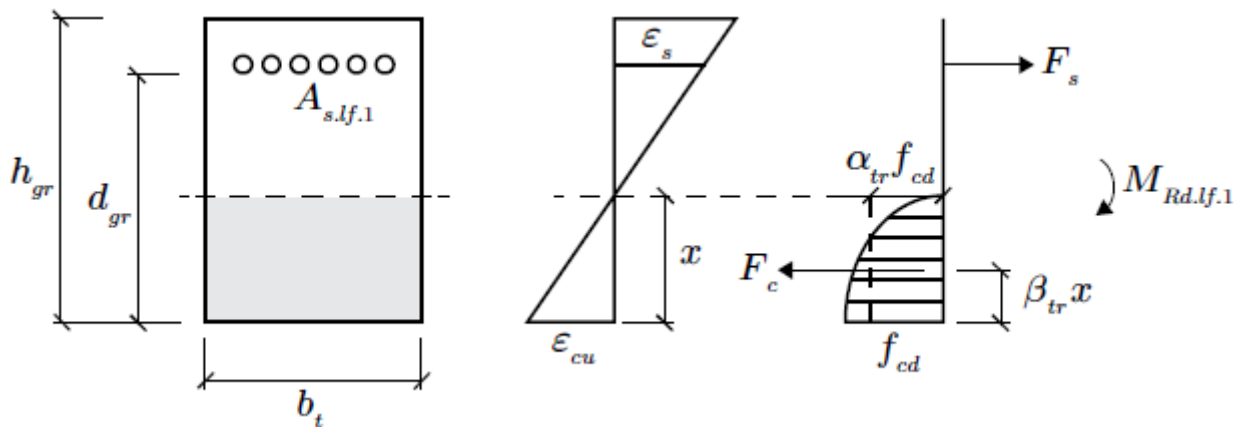


Fig. 23 Enkellarmerat betongtvärsnitt för konsol

$$\phi_{sw} := 8 \text{ mm} \quad (\text{stångdiameter för tvärkraftsarmering})$$

$$d_{gr} := h_{gr} - \left(c_{nom} + \phi_{sw} + \frac{\phi}{2} \right) = 194 \text{ mm} \quad d_{gr.mm} := \frac{d_{gr}}{mm} = 194$$

Minimiarmering

Ytarmering

(D.1.4.1 TRVK Bro 11)

$$A_{s.min.lf.tk1} := 4 \cdot \frac{f_{ctm.MPa}}{3} \text{ cm}^2 = 5.467 \text{ cm}^2 \quad [\text{per meter}]$$

Böjarmering

(9.3.1 SS-EN 1992-1-1)

$$A_{s.min.lf.ec2.1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_t \cdot d_{gr} = 4.136 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.min.lf.ec2.1} := \max(A_{s.min.lf.ec2.1}, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_{gr}) = 4.136 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.min.lf.1} := \max(A_{s.min.lf.tk1}, A_{s.min.lf.ec2.1}) = (5.467 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Tvärkraftsarmering

(9.2.2 SS-EN 1992-1-1)

$$A_{sw} := 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sw}^2}{4} = 100.531 \text{ } \textcolor{blue}{mm}^2 \quad (\text{tvärsnittsarea hos en tvärsarmeringsenhet})$$

$$\rho_{w.min} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck.MPa}}}{f_{sk.MPa}} = 1.131 \cdot 10^{-3}$$

Innehållet av tvärkraftsarmering bestäms av

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_t \cdot \sin(\alpha)} \quad \text{med } \alpha = 45 \text{ deg fås } \sin(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2}}$$

Detta ger

$$s_{sw.min} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot b_t \cdot \frac{1}{\sqrt{2}}} = 125.664 \text{ } \textcolor{blue}{mm}$$

Väljer

$$s_{sw.min} := 125 \text{ } \textcolor{blue}{mm}$$

Momentkapacitet

Med utgångspunkt i Fig. 23 väljs

$$s_{lf.1} := 100 \text{ } \textcolor{blue}{mm}$$

$$s_{lf.1} \geq s_{min} \quad \text{OK!}$$

$$n_{lf.1} := \text{floor} \left(\frac{b_t}{s_{lf.1}} \right) = 10$$

$$A_{s.lf.1} := n_{lf.1} \cdot A_{si} = (2.011 \cdot 10^3) \text{ } \textcolor{blue}{mm}^2$$

$$\frac{A_{s.lf.1}}{A_{s.min.lf.1}} = 3.678 \quad \text{OK!} \quad (\text{kontroll mot minimiarmering})$$

Horisontell jämvikt i Fig. 23 ger

$$\longrightarrow F_c = F_s \quad (9)$$

där

$$F_c = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \quad (10a)$$

$$F_s = \sigma_s \cdot A_{s.1} \quad (10b)$$

Antag att all armering flyter

$$\sigma_s := f_{sd} \quad (10c)$$

Insättning av (10a-c) i (9) ger

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x = f_{sd} \cdot A_{s.1}$$

vilket ger att tryckzonshöjden är

$$x := \frac{f_{sd} \cdot A_{s.lf.1}}{\alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t} = 32.377 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$\varepsilon_s := \frac{d_{gr} - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.017 \quad \varepsilon_{syd} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad \text{Antagande OK!}$$

Kontroll seghet

$$\frac{x}{d_{gr}} = 0.167 \quad \frac{x}{d_{gr}} \leq 0.45 \quad \text{OK!}$$

Momentjämvikt kring dragresultanten ger momentkapacitet

$$\overset{\curvearrowright}{F_s} \quad M_{Rd.lf.1} := \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \cdot (d_{gr} - \beta_{tr} \cdot x)$$

$$M_{Rd.lf.1} = 157.817 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed.lf.1}}{M_{Rd.lf.1}} = 0.966 \quad \text{OK!}$$

Tvärkraftskapacitet

(6.2.2 SS-EN 1992-1-1)

Normalkraftens bidrag till tvärkraftskapaciteten försummas, på säkra sidan.

$$N_{Ed} := 0 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för tvärkraftskapaciteten ges av

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_t \cdot d \quad [\text{N}]$$

där

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{gr.mm}}} = 2.015 \quad k := \min(k, 2) = 2$$

$$\rho_l := \frac{A_{s.lf.1}}{b_t \cdot d_{gr}} = 0.01 \quad \rho_l := \min(\rho_l, 0.02) = 0.01$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_C} = 0.12$$

vilket ger

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck.MPa}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{t.mm} \cdot d_{gr.mm} \text{ N} = 173.585 \text{ kN}$$

dock minst

$$V_{Rd.c.min} = v_{min} \cdot b_t \cdot d \quad [\text{N}]$$

där

$$v_{min} := 0.0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck.MPa}^{\frac{1}{2}} = 0.07$$

vilket ger

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b_{t.mm} \cdot d_{gr.mm} \text{ N} = 13.58 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapaciteten mot skjuvglidbrott

$$V_{Rd.c.1} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) = 173.585 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet mot livtryckbrott

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck.MPa}}{250}\right) = 0.48$$

$$V_{Rd.max.1} := 0.5 \cdot b_t \cdot d_{gr} \cdot \nu \cdot f_{cd} = 1.552 \text{ MN}$$

Kontroll bärförmåga

Försummar den reduktion av last nära upplag som får tillgodoräknas för skjuvglidbrott, på säkra sidan.

$$V_{Rd.lf.1} := \min(V_{Rd.c.1}, V_{Rd.max.1}) = 173.585 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed.lf.1}}{V_{Rd.lf.1}} = 0.621 \quad \text{OK!}$$

Tvärkraftsarmering erfordras inte, lägger in minimiarmering enligt minsta krav ovan.

25.6.2 Del 2

Dimensionering sker mot det kritiska inspänningssnittet, där gäller

$$V_{Ed.lf.2} = 324.369 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.lf.2} = (1.038 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringen antas få plats i ett enkelsarmerat betongtvärsnitt enligt Fig. 24

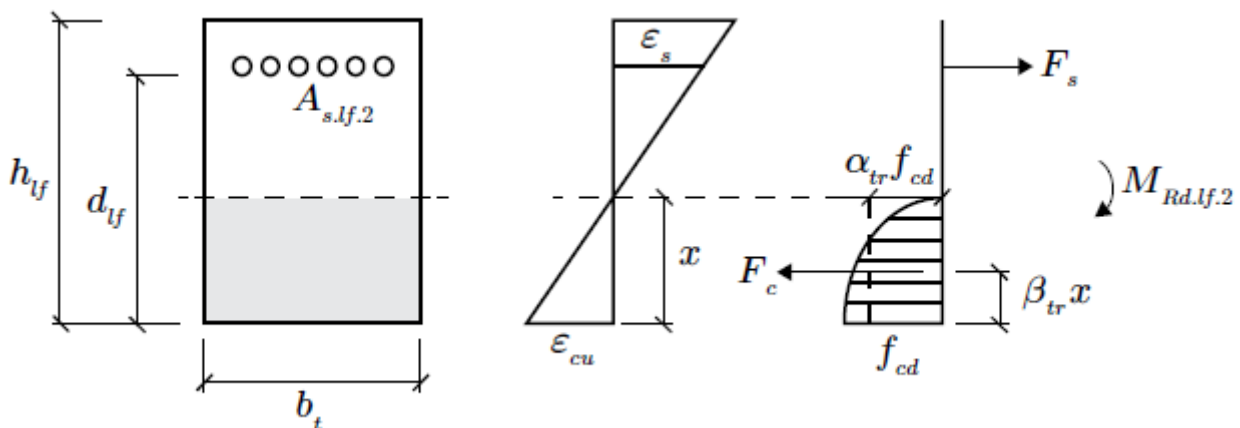


Fig. 24 Enkelsarmerat betongtvärsnitt för konsol

$$\phi_{sw} = 8 \text{ mm} \quad (\text{stångdiameter för tvärkraftsarmering})$$

$$d_{lf} := h_{lf} - \left(c_{nom} + \phi_{sw} + \frac{\phi}{2} \right) = (1.419 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad d_{lf.mm} := \frac{d_{lf}}{mm} = 1.419 \cdot 10^3$$

Minimiarmering

Ytarmering

(D.1.4.1 TRVK Bro 11)

$$A_{s.min.lf.tk2} := 4 \cdot \frac{f_{ctm.MPa}}{3} \text{ cm}^2 = 5.467 \text{ cm}^2 \quad [\text{per meter}]$$

Böjarmering

(9.3.1 SS-EN 1992-1-1)

$$A_{s,min.lf.ec2.2} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_t \cdot d_{lf} = 30.253 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min.lf.ec2.2} := \max(A_{s,min.lf.ec2.2}, 0.0013 \cdot b_t \cdot d_{lf}) = 30.253 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min.lf.2} := \max(A_{s,min.lf.tk2}, A_{s,min.lf.ec2.2}) = (3.025 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Tvärkraftsarmering

Minimikrav enligt 25.6.1 gäller även för denna del.

Momentkapacitet

Med utgångspunkt i Fig. 24 väljs

$$s_{lf.2} := 60 \text{ mm}$$

$$s_{lf.2} \geq s_{min} \quad \text{OK!}$$

$$n_{lf.2} := \text{floor}\left(\frac{b_t}{s_{lf.2}}\right) = 16$$

$$A_{s,lf.2} := n_{lf.2} \cdot A_{st} = (3.217 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \frac{A_{s,lf.2}}{A_{s,min.lf.2}} = 1.063$$

På samma sätt som i 25.6.1 och med antagandet att armeringen flyter fås ur Fig. 24

$$x := \frac{f_{sd} \cdot A_{s,lf.2}}{\alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t} = 51.803 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$\varepsilon_s := \frac{d_{lf} - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.092 \quad \varepsilon_{syd} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad \text{Antagande OK!}$$

Kontroll seghet

$$\frac{x}{d_{lf}} = 0.037 \quad \frac{x}{d_{lf}} \leq 0.45 \quad \text{OK!}$$

Momentjämvikt kring dragresultanten ger

$$\curvearrowleft \mathbf{F}_s \quad M_{Rd.lf.2} := \alpha_{tr} \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \cdot (d_{lf} - \beta_{tr} \cdot x)$$

$$M_{Rd.lf.2} = (1.955 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{Ed.lf.2}}{M_{Rd.lf.2}} = 0.531 \quad \text{OK!}$$

Tvärkraftskapacitet

(6.2.2 SS-EN 1992-1-1)

Normalkraftens bidrag till tvärkraftskapaciteten försummas, på säkra sidan.

$$N_{Ed} := 0 \text{ N}$$

Dimensioneringsvärdet för tvärkraftskapaciteten ges av

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_t \cdot d \quad [\text{N}]$$

där

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{lf.mm}}} = 1.375 \quad k := \min(k, 2) = 1.375$$

$$\rho_l := \frac{A_{s.lf.2}}{b_t \cdot d_{lf}} = 0.002 \quad \rho_l := \min(\rho_l, 0.02) = 0.002$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_C} = 0.12$$

$$b_{t.mm} := \frac{b_t}{mm} = 1000$$

vilket ger

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck.MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{t.mm} \cdot d_{lf.mm} \text{ N} = 526.114 \text{ kN}$$

dock minst

$$V_{Rd.c.min} = v_{min} \cdot b_t \cdot d_{lf} \quad [\text{N}]$$

där

$$v_{min} := 0.0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck.MPa}^{\frac{1}{2}} = 0.04$$

vilket ger

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b_{t.mm} \cdot d_{lf.mm} N = 56.649 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapaciteten mot skjuvglidbrott

$$V_{Rd.c.2} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}) = 526.114 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet mot livtryckbrott

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck.MPa}}{250}\right) = 0.48$$

$$V_{Rd.max.2} := 0.5 \cdot b_t \cdot d_{lf} \cdot \nu \cdot f_{cd} = 11.352 \text{ MN}$$

Kontroll bärförmåga

Försummar den reduktion av last nära upplag som får tillgodoräknas för skjuvglidbrott, på säkra sidan.

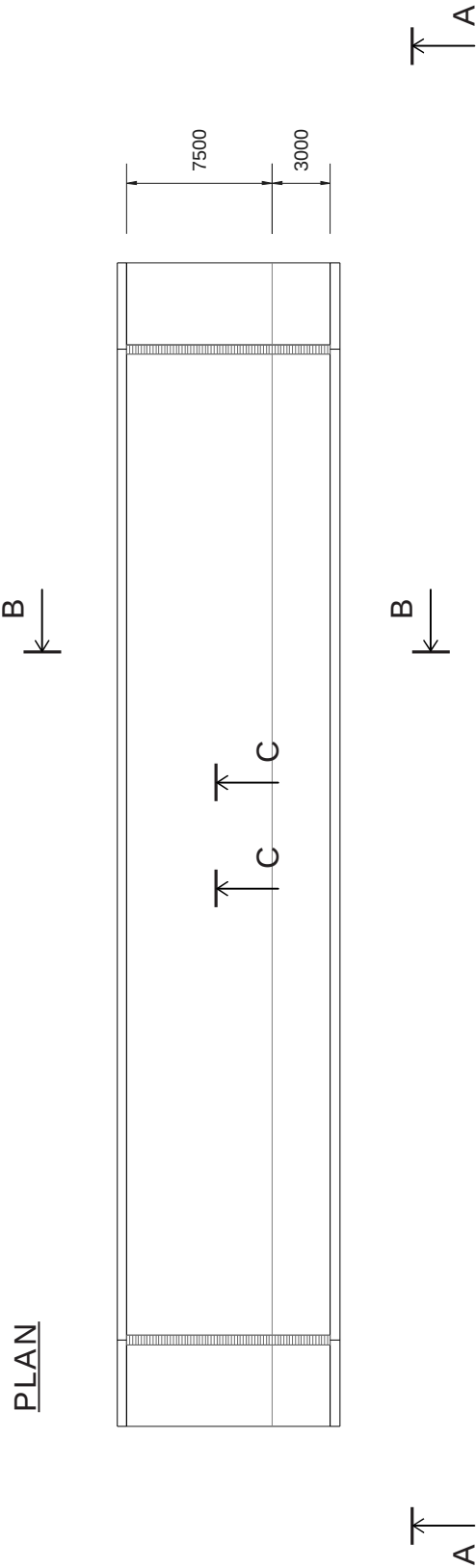
$$V_{Rd.lf.2} := \min(V_{Rd.c.2}, V_{Rd.max.2}) = 526.114 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed.lf.2}}{V_{Rd.lf.2}} = 0.617 \quad \text{OK!}$$

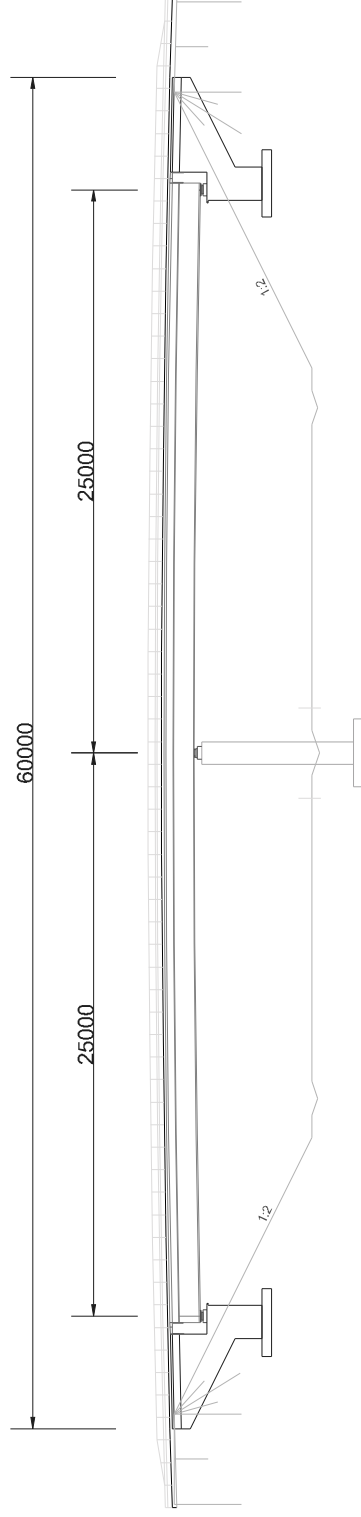
Tvärkraftsarmering erfordras inte, lägger in minimiarmering enligt 25.6.1

Bilaga G Konceptritning

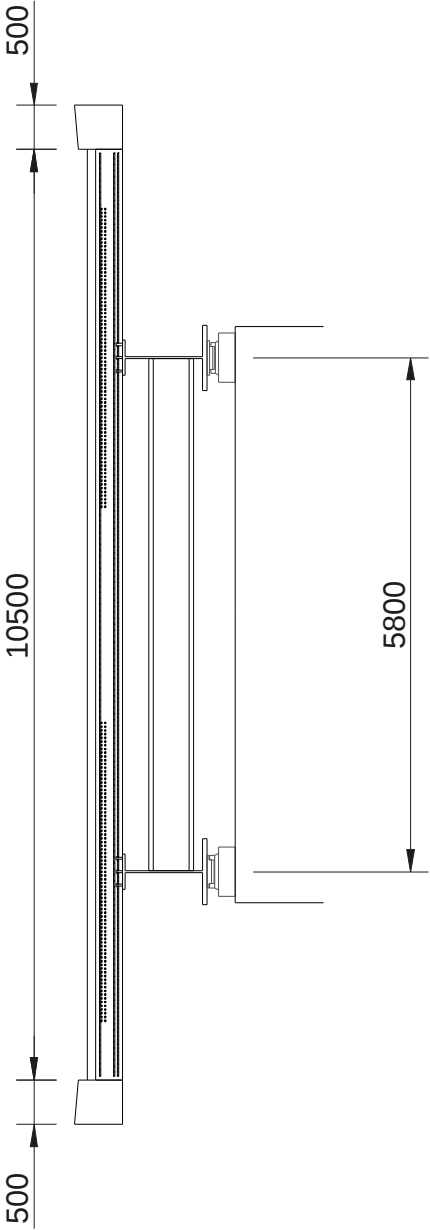
Bilaga G Koncepttritning



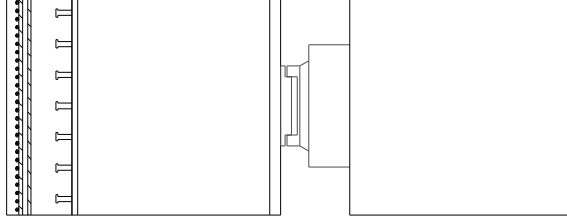
ELEVATION A - A



SEKTION B - B



SEKTION C - C



Bilaga H

Överslagsberäkning skivstöd

Bilaga H Överslagsberäkning Skivstöd

1. Indata

1.1 Bro

(1.1 Bilaga E)

$L := 50 \text{ m}$	(centrumavstånd ändupplag)
$w := 10.5 \text{ m}$	(total brobredd)
$L_1 := 25 \text{ m}$	(teoretisk spännvidd per fack)
$h_{lager} := 300 \text{ mm}$	(höjd på lagerkonstruktion inklusive lagerpall)

1.2 Samverkanstvärsnitt

(1.4 Bilaga E)

Stålprofil

$a := 17 \text{ mm}$	(a-mått)
$t_{fö} := 26 \text{ mm}$	(tjocklek, övre fläns)
$b_{fö} := 400 \text{ mm}$	(bredd, övre fläns)
$t_w := 20 \text{ mm}$	(livtjocklek)
$h_w := 880 \text{ mm}$	(livhöjd)
$t_{fu} := 50 \text{ mm}$	(tjocklek, undre fläns)
$b_{fu} := 740 \text{ mm}$	(bredd, undre fläns)

Betong

$h_c := 300 \text{ mm}$	(flänstjocklek)
-------------------------	-----------------

1.3 Beläggning

(1.5 Bilaga E)

$t_{be} := 95 \text{ mm}$	(tjocklek beläggning)
---------------------------	-----------------------

1.4 Pelartvärnsnitt (skivstöd)

Vi studerar en meterstrimma av skrivstödet och approximerar denna del som en pelare.

Baserat på beräkning av maximal konstruktionshöjd antas pelarens totalhöjd vara

$$h_{pelare} := 4.7 \text{ m} + 0.4 \text{ m} + 1.5 \text{ m} = 6.6 \text{ m}$$

$$b_t := 1 \text{ m} \quad (\text{studerar en meterstrimma})$$

$$h := 1.2 \text{ m} \quad (\text{bredd på mittstöd})$$

2. Materialegenskaper

Betong C50/60

(Tabell 3.1 SS-EN 1992-1)

$$f_{ctm} := 4.1 \text{ MPa} \quad f_{ctm.MPa} := \frac{f_{ctm}}{\text{MPa}} = 4.1$$

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa} \quad f_{ck.MPa} := \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} = 50$$

$$\gamma_C := 1.5 \quad (\text{Tabell 2.1N SS-EN 1992-1-1})$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 33.333 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Tryckblocksfaktorer

$$\alpha := 0.810$$

$$\beta := 0.416$$

Armering B500B

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yk.MPa} := \frac{f_{yk}}{\text{MPa}} = 500$$

$$\gamma_S := 1.15 \quad (\text{Tabell 2.1N SS-EN 1992-1-1})$$

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

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{syd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

3. Horisontalkrafter

Normalkraften som förs ner genom pelare försummas, på säkra sidan.

3.1 Bromslast

(4.4.1 SS-EN 1991-2; 6 kap 3 § TRVS 2011:12)

Angriper i nivå med beläggningens överyta.

$$Q_{lk} := 500 \text{ kN}$$

Kraften ger upphov till en moment i skarven mellan pelare och betongplatta.

$$e_{br} := t_{be} + h_c + t_{fö} + h_w + t_{fu} + h_{lager} + h_{pelare} = 8.251 \text{ m}$$

$$M_{k.br} := Q_{lk} \cdot e_{br} = 4.126 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

All horisontell last antas tas upp av ett lager vid mittstöd. Eftersom bromslasten kan verka åt båda håll läggs samma mängd armering in på båda sidor av pelaren.

$$c_{kant} := 48 \text{ mm}$$

$$s_{min} := 38 \text{ mm}$$

4. Uppskattning dimensioner mittstöd

Armering antas utformas med både drag- och tryckarmering i två lager.

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

$$A_{st} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$h_c := h$$

$$d_1 := h_c - c_{kant} - s_{min} = (1.114 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$d_2 := h_c - c_{kant} = (1.152 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$d'_1 := c_{kant} + s_{min} = 86 \text{ mm}$$

$$d'_2 := c_{kant} = 48 \text{ mm}$$

Väljer

$$s := 38 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 38 \text{ mm}$$

$$s \geq s_{min} \quad \text{OK!}$$

$$n := \frac{b_t}{s} = 26.316 \quad \text{vilket ger} \quad n := 26$$

$$A_{s1} := n \cdot A_{st} = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := n \cdot A_{st} = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A'_{s1} := A_{s1} = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A'_{s2} := A_{s2} = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

4.1 Momentkapacitet

Horisontell jämvikt i Fig. 2 ger

$$\longrightarrow \quad F_c + F'_{s1} + F'_{s2} = F_{s1} + F_{s2} \quad (3)$$

där

$$F_c = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \quad (4a)$$

$$F'_{s1} = \sigma'_s \cdot A'_s \quad (4b)$$

$$F'_{s2} = \sigma'_{s2} \cdot A'_s$$

$$F_{s1} = \sigma_s \cdot A_s \quad (4c)$$

$$F_{s2} = \sigma_s \cdot A_s \quad (4d)$$

Antag att all dragarmering flyter, tryckarmering flyter ej

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (4d)$$

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = E_s \cdot \left(\frac{x - d'}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \quad (4e)$$

Insättning av (4a-e) i (3) ger

$$f(x) := \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x + E_s \cdot \left(\frac{x - d'_1}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_{s1} + E_s \cdot \left(\frac{x - d'_2}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_{s2} - f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}$$

$$x_0 := 0.1 \text{ m} \quad (\text{gissat värde})$$

$$\mathbf{x} := \text{root}(f(x_0), x_0) = 92.865 \text{ mm}$$

Kontroll antagande

$$\varepsilon_{s1} := \frac{d_1 - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 3.849 \cdot 10^{-2} \quad \varepsilon_{syd} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{syd} = 1 \quad \text{OK!}$$

Eftersom den övre dragarmeringen flyter, flyter även den undre.

$$\varepsilon'_{s1} := \frac{x - d'_1}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.587 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon'_{s1} \leq \varepsilon_{syd} = 1 \quad \text{OK!}$$

Eftersom den undre tryckarmeringen flyter, flyter även den övre.

Kontroll seghet

$$d_m := \frac{d_1 + d_2}{2} = 1.133 \text{ m} \quad \frac{x}{d_m} = 0.082 \quad \frac{x}{d_m} \leq 0.35 = 1 \quad \text{OK!}$$

Momentjämvikt runt dragarmeringens kraftresultant F_{s2} ger

$$\begin{array}{c} \curvearrowright \\ \mathbf{F}_{s2} \end{array} \quad M_{Rd.tv.f} := \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot x \cdot (d_2 - \beta \cdot x) + \left(E_s \cdot \left(\frac{x - d'_1}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_{s1} \right) \cdot (d_2 - d'_1) - f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d_2 - d_1)$$

$$M_{Rd.tv.f} := M_{Rd.tv.f} + \left(E_s \cdot \left(\frac{x - d'_2}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_{s2} \right) \cdot (d_2 - d'_2)$$

$$M_{Rd.tv.f} = 4.945 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Kontroll bärförmåga

$$\frac{M_{k.br}}{M_{Rd.tv.f}} = 0.834$$

Maximal framräknad last som kommer gå ned via mittstödet i brottgränstillstånd uppgår till lite drygt 3,2 MN. Med hjälp av denna last kan en grov uppskattning av mittstödet dimensioner beräknas.

$$F_{max} := 3.2 \text{ MN}$$

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa} \quad (\text{betongens medeltryckhållfasthet})$$

Med vetskapen om att utrymmet mellan vägräckerna på väg 40 är 4 m kan vi med god rimlighet anta att skivstödet kan vara 1,2 m brett.

$$b_{mittstod} := h = 1.2 \text{ m}$$

$$A_{mittstod} = b_{mittstod} \cdot L_{mittstod} \quad (\text{arean på hela stödet})$$

Spänningarna som uppstår i stödet får inte överskrida de enligt Eurokod framtagna gränsvärdena för korttidslast.

$$\sigma_{max} := 0.6 \cdot f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Med hjälp av Naviers formel kan vi enkelt beräkna vilken längd på mittstödet som behövs för att klara denna last.

$$\sigma_{mittstod} = \frac{F_{max}}{A_{mittstod}} = \frac{F_{max}}{b_{mittstod} \cdot L_{mittstod}} \quad \text{ger att:} \quad L_{mittstod} = \frac{F_{max}}{b_{mittstod} \cdot \sigma_{mittstod}}$$

Med villkoret

$$\sigma_{mittstod} := \sigma_{max}$$

får vi till sist längden

$$L_{mittstod} := \frac{F_{max}}{b_{mittstod} \cdot \sigma_{max}} = 0.089 \text{ m}$$

Notera: Denna beräkning är en väldigt grov uppskattning som bara bör ses som vägvisare för att kunna uppskatta om skivstödet dimensioner är lämpliga. All eventuell armering har försumrats.

Bilaga I

Övergångskonstruktion

Bilaga I Övergångskonstruktion

1. Materialparametar

(Tabell C.1 SS-EN 1991-1-5, TRVFS 2011:12)

$$\alpha_c := 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K} \quad (\text{Längdutvidgningskoefficient för betong})$$

$$L_1 := 25.260 \text{ m} \quad (\text{Spännvid+halva lager})$$

$$\Delta T := 64 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{Temperturskillnad})$$

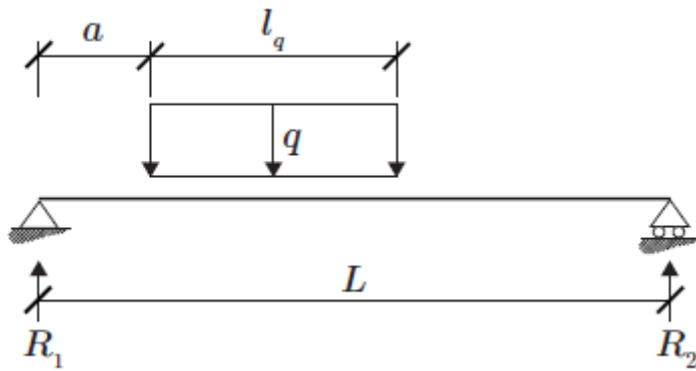
$$\alpha_c \cdot \Delta T \cdot L_1 = 85.164 \text{ mm}$$

$$L_{\ddot{O}ver} := 2 \cdot \alpha_c \cdot \Delta T \cdot L_1 = 0.17 \text{ m} \quad (\text{Maximal rörelse inom givet temperaturintervall})$$

Bilaga J

Elementarfall, fri uppläggning

Bilaga J Elementarfall, fri uppläggning



Momentjämvikt ger

$$R_1 = q \cdot \frac{l_w \cdot \left(L - a - \frac{l_w}{2} \right)}{L}$$

$$R_2 = q \cdot \frac{l_w \cdot \left(a + \frac{l_w}{2} \right)}{L}$$