

Motorvägsbro över väg 1820

– Projektering och dimensionering av ett brokoncept

Kandidatarbete inom Väg- och vattenbyggnad

Alexandersson Elin
Andersson Jonatan
Göransson Anna
Svantesson Gustav
Söderström Sofia
Wesley David

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, Sverige 2013

KANDIDATARBETE

Motorvägsbro över väg 1820

– Projektering och dimensionering
av ett brokoncept

Alexandersson Elin
Andersson Jonatan
Göransson Anna
Svantesson Gustav
Söderström Sofia
Wesley David

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, Sverige 2013

Motorvägsbro över väg 1820

– Projektering och dimensionering av ett brokoncept

Bachelor's thesis in Civil and Environmental Engineering

ALEXANDERSSON ELIN

ANDERSSON JONATAN

GÖRANSSON ANNA

SVANTESSON GUSTAV

SÖDERSTRÖM SOFIA

WESLEY DAVID

© ALEXANDERSSON ELIN, ANDERSSON JONATAN, GÖRANSSON ANNA,
SVANTESSON GUSTAV, SÖDERSTRÖM SOFIA, WESLEY DAVID, 2013.

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of Structural Engineering

Chalmers University of Technology

SE-412 96 Göteborg

Sweden

Bachelor's thesis 2013

Cover:

Visualization of developed bridge concept, normal stressed concrete beam bridge performed in one span (S. Söderström).

Förord

Vi är sex stycken studenter vid civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad på Chalmers tekniska högskola som under våren 2013 utfört ett kandidatarbete inom brokonstruktion vid Institutionen för bygg- och miljöteknik. Utifrån teknisk beskrivning och förslagsritning har dimensionering av en motorvägsbro utförts och resultatet av detta arbete kan läsas i denna rapport.

Under arbetets gång och framför allt under urvalsprocessen har gruppen varit indelad i tre mindre subgrupper med huvudansvar för olika intresseområden. Varje subgrupp har strävat efter att det slutliga brokonceptet ska möta deras respektive intressen och på detta sätt få fram den mest optimala bron. Elin och David har haft beställarens roll och ansvarat för att kalla gruppen till möten och arbetat för att den valda bron möter kraven på trafiksäkerhet samt trafikanternas och samhällets intressen. Gustav och Jonatan har ansvarat för produktionen av bron vilket innebär produktionsmetoder, val av tekniska lösningar och tidsaspekt vid byggnation. Anna och Sofia har haft ansvarsområdet underhåll och förvaltning av bron. Arbetet har inneburit att undersöka vilka inspektioner, åtgärder och underhållsplaner som krävs för specifika brotyper samt att granska om brotyperna kommer klara en eventuell trafikökning i framtiden.

För att möjliggöra utförandet av arbetet har föreläsningar och handledarträffar givits av anställda vid Chalmers tekniska högskola och yrkesverksamma inom ämnesområdet. Ett stort tack vill vi framföra till Sören Lindgren, universitetslektor vid avdelningen för konstruktionsteknik på Chalmers tekniska högskola för ovärderlig hjälp under arbetets beräkningsprocess, och ytterligare tack vill vi rikta till universitetslektor Joosef Leppänen och forskarassistent Rasmus Rempling, båda vid avdelningen för konstruktionsteknik vid Chalmers tekniska högskola, för den vägledning de gett oss under arbetets gång.

Kandidatarbetet har gett oss möjlighet att tillämpa vår kunskap om olika beräkningsmodeller på ett mer öppet problem och dessutom har ny kunskap om brokonstruktion i allmänhet samt en mer fördjupad kunskap om ett specifikt brokoncept inhämtats. Detta har gett oss en ökad förståelse och insikt i broprojektering och har även bidragit till inspiration inför kommande studier.

Sammandrag

Mellan Göteborg i väst till Västervik i öst sträcker sig väg 40 som ingår i det nationella vägnätet. Den låga standarden på vägen i området nordost om Borås har resulterat i projektering av en ny vägsträcka med ett antal nya broar vilket ska höja den bristande trafiksäkerheten och minska de negativa hälsoeffekterna på boende i närområdet. Syftet med detta kandidatarbete är att projektera och dimensionera ett preliminärt förslag till en lämplig bro över väg 1820 på sträckan Brämhult-Rångedala längs väg 40.

Projekteringen består av två delmoment där den första är en urvalsprocess vilken leder fram till det bäst lämpade brokonceptet. Del två består av beräkningar och framtagning av preliminära dimensioner av bron. Givna förutsättningar är att bron ska vara dimensionerad för en livslängd på 80 år samt utformad med två körfält i vardera riktning.

För att avgöra vilken typ av bro som är bäst lämpad för den aktuella platsen bestäms kriterier, vilka tar hänsyn till olika aspekter rörande olika brotyper, material, tekniska krav och förutsättningar samt olika aktörers intressen. Beräkningar och utformning av bron utförs utifrån de givna tekniska förutsättningarna från Trafikverket, enligt regelverket Eurocode samt utifrån tekniska krav och rekommendationer från Trafikverket.

Utifrån valda kriterier utvärderas olika brokoncept vilket till slut resulterar i en fritt upplagd balkbro utförd med normalarmerad betong. Konstruktionen utformas som två separata körbanor i ett system av tre balkar sammanfogade i brobanaplattan. Brons balkar och brobanaplatta dimensioneras preliminärt med erforderlig armeringsinläggning och kontrolleras sedan i både brott- och bruksgränstillstånd för att bedöma dess bärförmåga och funktion.

Slutligen diskuteras urvalsprocessen, dimensioneringen samt kompletterande beräkningar som krävs för fullständig dimensionering av hela brokonstruktionen.

Abstract

Route 40 is the national road between Gothenburg in the west of Sweden and Västervik in the east. As a result of low standard on the road in the area north east of the city Borås a new stretch of road including a number of new bridges is projected. The new distance will improve the insufficient road safety and diminish the negative health impacts on residents in the area. The aim with this study is to project and calculate preliminary data for an appropriate road bridge over the smaller road 1820, Nittavägen, in the section Brämhult–Rångedala on route 40.

The study includes two separate parts where the first part is the selection of an appropriate bridge. The second part contains all the calculations and preliminary data for the selected bridge. There are some already given prerequisites for the construction; the bridge should be constructed in two separate carriageways and the expected lifespan of the bridge is 80 years.

Criteria are chosen to be able to decide a suitable type of bridge for the given spot. These criteria consider different aspects of a bridge, building materials, technical standards, given conditions and the interests of all involved operators. The calculations and the design of the bridge are executed according to the technical descriptions of the bridge given by Trafikverket and their technical demands and recommendations plus the framework Eurocode.

On the basis of the chosen criteria different types of bridges are evaluated and the result of this process is a normal stressed beam bridge. The construction will be designed with two separate carriageways with a system of three beams which are joined together with the bridge deck. The beams and the bridge deck will be dimensioned preliminary with necessary reinforcement. During the calculation process the construction will be controlled according to its structural capacity and function.

At the end of this study the final selection of bridge and its primary dimensions will be discussed. Further requisite calculations which will complete the concept of the chosen bridge will also be described.

Begreppsförklaring

Brottgränstillstånd	Då konstruktionen är på gränsen till att förlora sin bärförmåga.
Bruksgränstillstånd	Då konstruktionen är på gränsen till att förlora sin funktion.
Bruksskedet	Det stadium då konstruktionen är i bruk.
Bygel	Tvärkraftsarmering som omsluter den längsgående armeringen.
Eurocode	Gemensamt regelverk för Europa som säkerställer en hög säkerhetsnivå. Förkortas EC.
Ekvivalent betongtvärsnitt	Tvärsnitt där stålet har gjorts om till ekvivalent betong genom att arean har förstörats med en faktor $\alpha = E_s/E_{cm}$.
Fri höjd	Fri höjd avser sträckan från underliggande terräng upp till den understa delen av brobaneplattan.
Fritt upplagd	Vid ändar är konstruktionsdelen ej fast inspänd och momentkrafter överförs därför inte.
Förstärkningslager	Ett lager i den övre delen av vägen som tar upp belastning från trafiken.
Konstruktionshöjd	Höjden på bronns huvudbärverk, utan vägbeläggning och tätskikt.
Krympning	Lastberoende volymminskning.
Krypning	Lastberoende deformation som ökar med tiden.
Körbana	Vägens körfält tillsammans utgör körbanan.
Livtryckbrott	Tvärkraft bärs upp av sneda tryckspänningar och om dessa blir för stora kommer betongen att krossas och gå till brott.
Lätt överbyggnad	Lätt överbyggnad har konstruktioner i stål, trä, aluminium och prefabricerade betongelement.
Längsled	Bron i längsriktningen, vinkelrätt mot färdriktningen.
Pyloner	Bärande pelare eller avsmalnande torn.
Skarvbrott	Orsakas på grund av att spjälksprickor uppkommer i betongskiktet vilket leder till sönderspjälkning av betongen.
Skjuvglidbrott	Om dragspänningen i stålet blir för stort och börjar flyta kommer balken att skjuvas av utefter en sned spricka och orsaka brott.
Skjuvsprickor	Spricka som uppkommer i betongen inom de områden där huvudspänningarna är stora.

Spjälksprickor	Sprickor kan uppstå på grund av dragspänningar i betongen om det täckande betongskiktet är för litet i förhållande till armeringsstängernas dimensioner.
Spännvidd	Avstånd mellan två upplagspunkter.
Transversaler	Tvärbalkar som förbinder flera parallella bågar i bågbroar med överliggande bågar.
Trycksträva	Tryckt område som bildas mellan konstruktionsdelens tryck- och dragresultant.
Tvärkraftsarmering	Armering i betongkonstruktion som placeras i tvärled för att ta upp den vertikala tryckkraften.
Tvärled	Bron i transversell riktning, parallellt färdriktningen.
Vingmur	Vid ändstöden är ofta vingmurar infästa och dessa är antingen parallella med bronns längsriktning eller snedställda ut från bron. Vingmurarnas uppgift är att stötta upp jordmaterialet i vägbanken.

Innehåll

1. Inledning	1
1.1. Bakgrund	1
1.2. Syfte	1
1.3. Problemställning.....	1
1.4. Avgränsningar.....	1
1.5. Metod	2
2. Förutsättningar och krav inför val av brokoncept.....	3
2.1. Teknisk beskrivning av området	3
2.1.1. Geotekniska förutsättningar	3
2.1.2. Geometriska förutsättningar.....	4
2.1.3. Krav gällande tätskikt och beläggning	4
2.1.4. Krav gällande deformationer.....	4
2.2. Fri höjd.....	4
2.3. Aktörernas intressen	5
2.3.1. Beställare	5
2.3.2. Produktion.....	5
2.3.3. Underhåll och förvaltning.....	6
3. Konstruktionsmaterial	8
3.1. Trä.....	8
3.1.1. Trä som konstruktionsmaterial	8
3.1.2. Träets material- och deformationsegenskaper	8
3.1.3. Förvaltning och återvinning av trämaterial	8
3.2. Betong	9
3.2.1. Betong som konstruktionsmaterial	9
3.2.2. Betongens material- och deformationsegenskaper	10
3.2.3. Förvaltning och återvinning av betongmaterial	10
3.3. Stål	11
3.3.1. Stål som konstruktionsmaterial.....	11
3.3.2 Stålets material- och deformationsegenskaper	11
3.3.3. Förvaltning och återvinning av stålmaterial.....	12
3.4. FRP, Fiber Reinforced Polymer	12
4. Brotyper.....	13
4.1. Plattbro.....	14

4.2. Balkbro.....	15
4.3. Plattrambro	16
4.4. Balkrambro	17
4.5. Snedkabelbro.....	17
4.6. Hängbro	18
4.7. Fackverksbro.....	18
4.8. Valvbro	18
4.9. Bågbro	19
4.10. Rörebro.....	19
5. Uteslutning av ej relevanta brotyper och material	21
5.1. Uteslutning av brotyper utifrån tekniska förutsättningar	21
5.2. Uteslutning av material	21
6. Kriterier och viktning till urvalsprocessen	22
7. Värdering av bromaterial	23
8. Beskrivning av återstående brokoncept.....	24
8.1. Grundläggning och produktionsmetoder av aktuella brokoncept.....	24
8.1.1. Grundläggning	24
8.1.2. Produktionsmetoder	24
8.2. Underhåll och förvaltning av aktuella brokoncept.....	25
9. Slutgiltigt urval.....	27
9.1. Slutgiltigt brokoncept	28
10. Presentation av valt brokoncept	29
11. Dimensionering	32
11.1. Beräkning av egentyngd och centrumavstånd mellan balkar	32
11.2. Beräkning av konstruktionshöjd.....	32
11.3. Beräkning av medverkande flänsbredd.....	33
11.4. Bestämning av betongens hållfasthetsklass.....	34
11.5. Dimensionerande lastfall.....	34
11.6. Moment och tvärkraft	36
11.7. Armeringsutformning och konstruktionsdimensioner.....	37
11.7.1. Längsgående armering i längsled	39
11.7.2. Längsgående armering i tvärled	40
11.7.3. Dimensionering av tvärkraftsarmering i längsled	40
11.7.4. Dimensionering av tvärkraftsarmering i tvärled	41

11.8. Avkortning och förankring av armering	41
11.9. Nedböjning	45
11.10. Beräkning av sprickbredd	46
12. Resultat av dimensionering	49
12.1. Centrumavstånd mellan balkar	49
12.2. Konstruktionshöjd	49
12.3. Medverkande flänsbredd	49
12.4. Dimensionerande laster; moment- och tvärkraft	49
12.5. Inläggning av armering och resulterande kapacitet.....	51
12.5.1. Längsgående armering i längsled	51
12.5.2. Längsgående armering i tvärled	52
12.5.3. Dimensionering av tvärkraftsarmering i längsled	53
12.5.4. Dimensionering av tvärkraftsarmering i tvärled	53
12.6. Kapacitet och kontroll av balk	53
12.6.1. Kapacitetskontroll i längsled	53
12.6.2. Kapacitetskontroll i tvärled	54
12.7. Avkortning armering.....	54
12.7.1. Avkortning av längsgående armering i längsled.....	54
12.7.2. Avkortning av längsgående armering i tvärled.....	56
12.8. Nedböjning i längsled	56
12.9. Sprickbredd.....	56
12.10. Nedsänkning av underliggande väg 1820.....	56
13. Estetisk utformning	57
14. Preliminära materialkostnader.....	58
15. Diskussion	59
15.1. Urvalprocess	59
15.2. Dimensionering	59
15.3. Fortsatt dimensionering	60
15.4. Rimlighet.....	61
16. Slutsats	62
17. Litteraturförteckning	63

1. Inledning

För att få en god grund inför fortsatt läsning av denna rapport ges i följande avsnitt en bakgrund till uppkomsten av detta kandidatarbete. Därefter följer kandidatarbetets syfte och problemställning och till sist redogörs för utförandet av arbetet och de avgränsningar som styr processen.

1.1. Bakgrund

Väg 40 ingår i det nationella vägnätet och sträcker sig från Göteborg i väst till Västervik i öst (Trafikverket, 2013). I området nordost om Borås har vägen dock låg standard i plan och profil och eftersom vägen dessutom är hårt belastad är förekomsten av olyckor stor på vägsträckan. Förutom den låga trafiksäkerheten överskrids även gränserna för god miljö, då bullernivåer vid intilliggande bostäder är för höga. En ny motorvägssträckning, som innehåller ett antal broar, ska åtgärda dessa problem, se figur 1-1 (Vägverket, 2002).



Figur 1-1. En av broarna som ska byggas ska överbrygga Nittavägen längs väg 40 mellan Borås och Ulricehamn (Eniro, 2013).

1.2. Syfte

Syftet är att projektera och dimensionera en lämplig motorvägsbro på sträckan Brämhult-Rångedala längs väg 40 över väg 1820, Nittavägen. Arbetet ska resultera i ett färdigt brokoncept innehållande preliminära dimensioner med tillhörande skisser.

1.3. Problemställning

Bron ska utformas enligt den givna tekniska beskrivningen från Trafikverket och konstrueras enligt EC samt tekniska krav och rekommendationer från Trafikverket.

Uppgiften består av ett antal delmoment; olika broförslag ska jämföras utifrån olika perspektiv och valda kriterier och därefter väljs ett lämpligt brokoncept vilket sedan projekteras och dimensioneras.

1.4. Avgränsningar

I rapporten presenteras de vanligaste brotyperna som byggs i Sverige och därefter beskrivs endast brotyper med relevanta spännvidder och konstruktionshöjder för det aktuella projektet djupare. Beräkningar utförs slutligen på ett specifikt brokoncept.

I beräkningsdelen ligger fokus på dimensionering av balkarna och brobanepattan. Beräkningar utförs för inläggning av armering i balkar och brobanepattan och kontroller avseende moment- och

tvärkraftskapacitet, sprickbredd och nedböjning görs. Under beräkningsprocessen dimensioneras bron ej för sidolaster men dessa ska kunna tas upp och föras ned i konstruktionen.

1.5. Metod

Under första delen av processen gallras ett antal olika brotyper ut och kvarstående viktas och jämförs därefter utifrån olika kriterier. Brotyperna bedöms utifrån ett beställar-, produktions- och förvaltningsperspektiv. Därefter identifieras den mest fördelaktiga brotypen för projektet utifrån ett poängsystem och sedan dimensioneras och utformas. Beräkningarna utförs i Mathcad, Matlab och för hand och kompletteras med figurer. Slutligen redovisas, sammanfattas och analyseras hela projektet i en slutrapport där beräkningarna bygger på EC.

2. Förutsättningar och krav inför val av brokoncept

Vid val av brokoncept finns vissa tekniska krav som rör brons utformning och tekniska förutsättningar. Dessutom har projektets inblandade aktörer intressen som bör beaktas. Projektets tekniska krav och aktörernas intressen presenteras nedan.

2.1. Teknisk beskrivning av området

Nedanstående tekniska krav, se tabell 2-1, har hämtats från projektets förslagsritning och tekniska beskrivning, se bilaga 1 och 2.

Tabell 2-1. Konstruktionens tekniska krav.

Teknisk livslängd	Fri höjd över körbanan på väg 1820
80 år	Minst 4,7 m

Den framtagna bron ska följa beställarens föreslagna angivelser enligt förslagsritning nr 543K2001 gällande bredd, höjd, radie, lutning och korsningsvinkel. För de konstruktionsdelar där mått inte är angivna gäller kraven i BRO 2011. Läget för profillinjen över bron måste följa de angivna måtten från förslagsritningen.

Under byggtiden av motorvägsbron kommer väg 1820 att läggas om så att det finns möjlighet att passera arbetsplatsen på ett säkert sätt. Det är ett krav från beställaren till entreprenören.

För området där bron i detta projekt kommer att byggas finns inga större svårigheter att få till en god arbetsplatsdisposition. Det är framför allt den underliggande befintliga vägen som under projektets gång ska vara möjlig att använda. Arbetsplatsen ligger dessutom i direkt närhet till befintlig väg 40 vilket underlättar för transport till arbetsplatsen. Det finns dessutom inget tätbebyggt område i närheten som kan störas av buller.

2.1.1. Geotekniska förutsättningar

Marken i området där bron kommer att förläggas utgörs av ett 0,5-2,0 m tjockt lager av i huvudsak morän, se figur 2-1. Mäktigheten på de totala jordlagren vid västra brofästet är 5,6 m och vid det östra brofästet 4,3 m. Tack vare jordarternas egenskaper och mäktighet ner till fast berggrund föreligger det ingen risk för sättningar i området.



Figur 2-1. Jordlagerföljden i området utgörs huvudsakligen av morän (SGU, 2013).

2.1.2. Geometriska förutsättningar

Väg 40 har en total bredd på 22,5 m där varje delbro har en bredd på 10,4 m och underliggande väg 1820 har en total bredd på 7,5 m. Den fria höjden ska verka på en bredd av minst 9 m. Brons teoretiska spännvidd ligger, enligt förslagsritning, mellan 10 m och 22 m och spännvidden väljs till 15 m. På brobaneplattan läggs ett slitlager på 95 mm.

2.1.3. Krav gällande tätskikt och beläggning

Bron ska förses med en beläggning bestående av ett 40 mm slitlager, 50 mm slitlager av gjutasfalt och 5 mm isoleringsmatta, vilket medför en total beläggningstjocklek på 95 mm. Utefter brons kantbalkar och en eventuell mittremsa av betong ska fogmassa utföras enligt BRO 2011. Fogmassan ska ha en bredd på minst 20 mm och ha samma höjd som slitlagret.

2.1.4. Krav gällande deformationer

Bron ska utformas enligt BRO 2011 så att nedböjningen av underbyggnaden inte överstiger 1/200 av spännvidden i beräkningar. Horisontella rörelser på stödmuren och vingmuren vid fri ändkant ska begränsas till 10 mm.

2.2. Fri höjd

Enligt den tekniska beskrivningen ska en höjd på minst 4,7 m tas i beaktning. Enligt Vägverkets broprojekteringshandbok bör broar med så kallad lätt överbyggnad normalt utformas med en fri höjd på minst 5,1 m (Vägverket, 1996). En fri höjd på 4,7 m medför ett begränsat antal broalternativ i jämförelse med en fri höjd på 5,1 m då även konstruktioner med lätt överbyggnad samt konstruktioner med hög konstruktionshöjd kan tas i beaktning. Vid en fri höjd av 5,1 m fås andra förutsättningar för parametrar som kostnader, släntlutning och väggeometri. Då kostnader inte kommer att vara den avgörande faktorn bortses detta som en begränsande faktor.

Den slutgiltiga fria höjden kommer på så sätt att anpassas efter det valda brokonceptet och vid behov kommer schaktning att genomföras för att säkerställa erforderlig fri höjd.

2.3. Aktörernas intressen

Utöver de givna tekniska förutsättningarna finns specifika önskemål och krav från de olika aktörerna som medverkar i broprojekteringen.

2.3.1. Beställare

Beställarens funktion vid infrastrukturprojekt är att tillgodose samhällets och trafikanternas intresse. Säkerheten är en av de avgörande faktorerna att ta hänsyn till men även körupplevelsen är viktig. Den landskapsestetiska effekten av infrastruktur beaktas alltid och hänsyn tas till omkringliggande bostäder och verksamheter så att minimal störning erhålls. Vid varje projekt ställs tekniska och miljömässiga krav och beställaren ansvarar för att dessa uppfylls.

All infrastruktur som uppförs ska vara samhällsekonomiskt lönsam, vilket innebär att den ekonomiska långtidsnyttan av byggnationen ska överstiga sammanlagda kostnader för produktion och underhåll av densamma. Den ekonomiska aspekten är ofta avgörande och det billigaste alternativet brukar väljas. I detta projekt kommer den ekonomiska aspekten beaktas men är inte begränsande.

Beställaren har som tidigare nämnts ställda krav på trafiksäkerhet. Vid trafikolyckor kan brand uppstå vilket leder till höga temperaturer och att materialen förlorar sin bärförmåga. Vid påkörning av överbyggnad uppstår stora laster som konstruktionen måste klara av att ta upp. Broar av typen lätt överbyggnad är mer känslig för påkörning vilket gör att kravet på den fria höjden för dessa är högre än för platsgjutna betongkonstruktioner.

Under byggnationen är de största olycksriskerna förknippade med transport av material, arbete med maskiner och gjutning av betong. Andra förutsättningar att ta hänsyn till är geografiskt givna omständigheter och klimat, exempelvis översvämningsrisk, miljörisker och vibrationer.

2.3.2. Produktion

Valet av teknisk lösning för infrastrukturprojekt ger upphov till skilda produktionsmetoder och det är entreprenörens uppgift att analysera metoderna utifrån olika brotyper. När en viss konstruktionslösning är vald fastställs en produktionsordning av entreprenören, vilket är ett tidsschema för hur arbetet ska utföras. Vid val av produktionsmetod är tidsperspektivet en viktig faktor. En viss typ av koncept kan vara dyrare i ren tillverkningskostnad men ge en kortare uppförandetid. Dessa värden ställs mot varandra för att välja den för situationen mest fördelaktiga metoden.¹

I samband med brobyggen och andra vägprojekt köper Trafikverket upp den mark som behövs för den anvisade vägen. I anslutning till vägen köper de extra mark till arbetsplatsområdet för transportvägar, uppställningsplats och andra ytor som krävs för att möjliggöra projektet. Vanligtvis tilldelas entreprenörerna en given uppställningsplats av Trafikverket. Det är sedan upp till entreprenören hur arbetsplatsområdet disponeras. Logistik av material och maskiner behöver planeras noggrant för att undvika dyra förseningar. Arbetsyta och förvaringsmöjligheter på eller omkring byggplatsen påverkar planeringen av transporter och upplägget av logistiken är därmed extra viktigt vid begränsad fri yta vid byggarbetsplatsen.²

För en del projekt behöver tillfälliga konstruktioner uppföras under byggnationstiden som sedan rivs när konstruktionen är färdigställd. Exempel på sådana är gjutformar av trä vid gjutning av betong och ställningar för att bära egenvikten innan konstruktionen har en tillräckligt hög hållfasthet.³

¹ Staffan Lindén, brokonstruktör, COWI.

² Staffan Lindén, brokonstruktör, COWI.

³ Staffan Lindén, brokonstruktör, COWI.

2.3.3. Underhåll och förvaltning

För att säkerställa en brokonstruktions skick genomförs olika inspektioner. Inspektionerna ska identifiera bronns fysiska och funktionella tillstånd och peka på åtgärder som är nödvändiga för att uppfylla krav på såväl kort som lång sikt. Minst vart sjätte år genomförs en huvudinspektion där alla konstruktionsdelar inspekteras för att brister och slitage ska upptäckas. För att upptäcka akuta skador och verifiera att ställda krav uppfylls utförs andra inspektioner med tätare intervall (Vägverket, 2009a).

En drift- och underhållsplan utformas efter vilken typ av brokonstruktion som beaktas. Den innefattar bland annat tidpunkten för återkommande kontroller av konstruktionens tillstånd, trafikförhållanden och inspektionsresultat (Domone & Illston, 2010).

Fortlöpande inspektioner utförs kontinuerligt och syftet är att upptäcka akuta skador som kan innebära risker för trafikanterna och konstruktionens funktion på kort sikt. Inspektionerna utförs på brobaneplattans ovansida och anslutande vägbankar (Vägverket, 1994).

Översiktliga inspektioner ska utföras minst två gånger om året på nationella vägnät och en gång på övriga. Syftet är att kontrollera att de krav som ställs på konstruktionsdelar och element uppfylls (Vägverket, 1994).

Allmän inspektion genomförs minst vart tredje år och innefattar alla konstruktionselement med undantag av delar i vatten. Syftet med inspektionen är att kontrollera att eventuella skador som noterats på föregående huvudinspektion åtgärdats. Den allmänna inspektionen ska även upptäcka skador som kan försämra bronns bärförmåga, trafiksäkerhet och väsentligt öka underhållskostnaderna samt kontrollera att de krav som ställs på konstruktionen är uppfyllda (Vägverket, 1994).

En **huvudinspektion** ska utföras minst vart sjätte år och omfattar samtliga konstruktionselement. Vid inspektionen kontrolleras och mäts bland annat kloridhalt och karbonatisering av betong, korrosion på armering och sprickor i stålkonstruktioner. Syftet är att upptäcka brister som kan påverka trafiksäkerheten, bärförmågan och förvaltningskostnaderna under en tioårsperiod samt kontrollera att alla krav på bron uppfylls (Vägverket, 1994).

Särskild inspektion sker vid behov och innefattar enskilda konstruktionselement. Det kan till exempel vara en mätning på brobaneplattan för att kontrollera isoleringen (Vägverket, 1994).

För att säkerställa god trafiksäkerhet bör även farbanan kontrolleras med avseende på spårbildning, slaghål, krackelering samt blåsbildning (Vägverket, 2009a).

Stuprör, avlopp och liknande ska kontrolleras för korrosion samt att de är hela och inte igenfyllda av grus eller liknade. Avloppens och dräneringskanalernas funktion bör studeras och om sprickor uppkommit vid kanalerna kan det innebära att kanalerna är igensatta. Det bör även kontrolleras att inget avlopp mynnar ut över underliggande konstruktioner vilket kan leda till vittringsskador och urspolning. Om vattensamlingar förekommer på bron kan det bero på att underhållsbeläggningen är felbyggd eller att ytavloppen är felplacerade (Vägverket, 1994).

Vid val av brokoncept bör möjligheten till framtida inspektioner och reparationer beaktas. En bro ska utföras så att alla synliga delar är lätta att inspektera med avseende på eventuella framtida skador samt är så enkel som möjligt att underhålla och reparera med minimala trafikstörningar (Vägverket, 1996).

När nya broar ska konstrueras är det viktigt att beakta eventuella framtida öknings av trafiklast och trafikmängder. Prognoser visar att de faktorer som kan komma att ändras är laster, fordons- och

körfältsbredder, hastighet på vägen, fordonens egenskaper samt krav på trafiksäkerheten. Enligt resultaten från en undersökning som PIARCs (World Road Association) har gjort pekar trenden på att framför allt de vertikala trafiklasterna kommer att öka medan körfältsbredden kommer vara konstant (Vägverket, 2000b).

För att kunna förbättra bronns geometri ska det finnas möjlighet att bredda bron och öka den fria höjden. I framtiden kan det komma att ställas högre krav på trafiksäkerheten vilket kan leda till att tvärsektion hos broar måste ökas och förbättras. För betongbroar kan det ske på tre olika sätt. Påggjutning på den gamla konstruktionen är den vanligaste metoden, vilken innebär möjligheten att bredda brobaneplatta, kantbalkar och brobanor. Denna metod ger bron en högre kapacitet men kan vara tidskrävande och kostsam. En annan metod är att använda sprutbetong, med eller utan fibrer, för att öka tvärsektionen på bron. Detta kan utföras på frontmurar, underkanten av brobaneplattan, vingmurar eller på landfästen. Ytterligare ett alternativ är att kringgjuta den gamla konstruktionen (Vägverket, 2000a).

3. Konstruktionsmaterial

De tre främsta konstruktionsmaterialen inom brobyggnation är trä, stål och betong. FRP, Fiber Reinforced Polymer, är ett nytt material på marknaden som används i allt större utsträckning.

3.1. Trä

Trä är ett byggnadsmaterial som använts under mycket lång tid. Det är ett lätt material med hög hållfasthet i förhållande till sin egen vikt. Den låga vikten gör materialet lätt att transportera och bearbeta för specialanpassning på byggarbetsplatserna. De främsta nackdelarna med trä är att det är fuktkänsligt, att det finns risk för röt- och insektsangrepp och att det är brännbart (Al-Emrani, et al., 2011a).

3.1.1. Trä som konstruktionsmaterial

I Sverige används majoriteten av den sågade trävaran inom byggindustrin. För konstruktionsändamål används antingen hållfasthets sorterat sågat virke eller en förädlad produkt så som limträ. Limträ är bärande lamellerade trärelement av massivt trä förbundna genom limning för att uppnå större virkesdimensioner (Al-Emrani, et al., 2011a).

3.1.2. Träets material- och deformationsegenskaper

Hållfastheten och elasticitetsmodulen hos trä varierar mellan olika hållfasthetsklasser och belastningsriktningar i förhållande till träfibrerna. Trä är starkast parallellt fibrerna och svagast vinkelrätt fibrerna för både tryck och drag, se tabell 3-1.

Tabell 3-1. Ungefärliga hållfasthetsvärden för felfritt gran- och furuvirke (Träguiden, 2013a).

	Längs fiberriktningen [MPa]	Tvärs fiberriktningen [MPa]
Draghållfasthet	100	3
Tryckhållfasthet	50	7
Skjuvhållfasthet	10	5

Hållfastheten är beroende av belastningstid och gäller för alla belastningsriktningar.

Deformationerna ökar med belastningstid och detta kallas krypning. Vid avlastning av träet återhämtar det sig efter en tid, dock kommer det alltid att finnas en kvarstående deformation. Fuktkvoten hos träprodukten påverkar hållfastheten som minskar i takt med att fuktkvoten ökar. Vid ökad temperatur minskar hållfastheten och elasticitetsmodulen, men denna minskning är dock marginell och försummas vid normala träkonstruktioner. Trä är ett brännbart material och för att uppnå rätt brandklass kan träet skyddas med brandskyddsfärger eller genom inklädnad av olika typer av skivmaterial. Det är dock oftast billigare att öka trävirkets dimensioner (Al-Emrani, et al., 2011a).

3.1.3. Förvaltning och återvinning av trämaterial

Den främsta orsaken till skador i trä är fukt vilket fysikaliskt ger upphov till sprickor och avflagningar i materialet. Mikrobiologiska organismer påverkar trämaterial biologiskt och ger röta (Burström, 2007).

Först under senare tid har trämaterial från konstruktioner börjat återanvändas och återvinnas i större skala. Bland annat har det blivit möjligt att använda träpaneler som bränsle för att generera elektricitet, vilket har medfört att flera fabriker för tillverkning av biomassa har byggts upp (Domone & Illston, 2010).

3.2. Betong

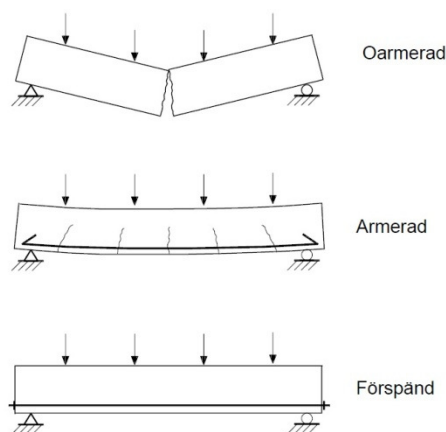
Betong består huvudsakligen av cement, sand, sten och vatten. Med hjälp av olika tillsatsmedel kan egenskaperna hos den färska eller hårdnade betongen modifieras och formas efter önskat behov.

3.2.1. Betong som konstruktionsmaterial

Som byggnadsmaterial är betong helt dominerande och är volymmässigt det byggnadsmaterial som används mest. Betong har ett brett användningsområde och används inom bland annat hus-, industri-, hamn- och grundbyggnationer. I jämförelse med andra byggnadsmaterial är betong billigt och kräver låg energitillförsel vid produktion vilket ger ett lågt energiinnehåll. Det är även mycket fukttåligt, möglar inte, tål höga temperaturer, är ljuddämpande och värmelagrande (Al-Emrani, et al., 2011a).

Ytterligare fördelar med betong är att det är lättillgängligt, robust och enkelt kan omformas med olika tillsatsmedel. Med hjälp av armering kan kapaciteten hos bärverket regleras och olika bärverksdelar kan bindas ihop. Betong kan göras estetiskt tilltalande genom att forma olika strukturer i materialet, tillsätta ballast i olika färger på ytan eller skapa ett marmorliknande utseende med hjälp av blankpolering (Al-Emrani, et al., 2011a).

Nackdelar med betong är bland annat att sprickor lätt uppkommer till följd av betongens låga draghållfasthet och materialets benägenhet till krypning och krympning. Då materialet är relativt tungt används en stor del av bärförmågan för att bära upp egentyngden. En annan nackdel är att det vid platsgjutning av betongelement krävs gjutformar och tid för betongen att härda vilket leder till lång byggnationstid (Al-Emrani, et al., 2011a).



Figur 3-1. Oarmerad, armerad och förspänd balk (Al-Emrani, et al., 2011a).

Normalarmerad betong

Även för måttliga belastningsnivåer på en betongkonstruktion kan uppträdande dragspänningar resultera i sprickbildningar. För att motverka stora sprickbildningar och för att få ett kraftsystem i jämvikt efter att betongen har spruckit, kan betongen förses med armering vars funktion är att överföra dragkrafter i konstruktionen efter att betongen spruckit i de dragna zonerna, se figur 3-1. Krafterna mellan armeringen och betongen överförs via vidhäftning då armeringen sitter direkt förankrad i betongen. En armerad betongkonstruktion är av samverkanstyp och materialet kan ej betraktas som homogent (Al-Emrani, et al., 2011a).

Den vanligaste formen av armering är ingjutna armeringsstänger av stål placerade i betongens dragspänningsbelastade delar. Stålmaterialets draghållfasthet är mycket högre än betongens och det krävs då relativt små mängder stål för att uppfylla behovet. Värmeutvidgningskoefficienten för stål är nästan identisk med betongens vilket minimerar inre spänningar vid temperaturskillnader.

Stålarmering fäster väl i betong och förankras direkt i betongkonstruktionen genom ingjutning. Krafterna överförs sedan mellan armering och betong genom vidhäftning och kontaktryck som uppstår kring armeringsstångernas förankringar (American Concrete Institution, 2000).

Förspänd betong

Konceptet förspänd betong bygger på att betongen trycks ihop innan den belastas med den nyttiga lasten. Genom att spännarmera en betongkonstruktion motverkas sprickbildning vid normalanvändning i bruksstadiet. Sprickbildning sker då vid en betydligt högre lastpåkänning än motsvarande vid normalarmering. En förspänd konstruktion möjliggör en slankare konstruktion med större spännvidd. Då förspänd betong befinner sig i ett inhomogent tillstånd finns det vissa krav på delmaterialens egenskaper för att funktionen hos den förspända betongen ska bevaras. Armeringsstålet och betongen behöver anpassas med en högre hållfasthet. Förspänd betong kan utföras på två olika sätt, antingen genom förespänning eller genom efterspänning (Feng & Chen, 2000).

Vid **förespänd** betong spänns en förutbestämd mängd armeringen in i ett formverktyg innan betongen gjuts. När betongen sedan har härdat kapas armeringen och spännstålet är då vidhäftat med betongen. Den vanligaste metoden för förespänning är hydrauliska domkrafter tillsammans med tvinnade vajrar (Feng & Chen, 2000).

Det finns två typer av **efterspänning**, antingen efterspänns betongen internt eller externt. Vid intern efterspänning spänns stålet in i ursparningsrör vilka sedan vidhäftar med omslutande betong. Med hjälp av injektering kan sedan spännstålet gjutas in i ursparningsrören. Extern efterspänning sker istället utan vidhäftning då spännstålet vanligtvis ligger utanför tvärsnittet.⁴ Efterspänning är en metod som utförs då betongen har nått en härdningsgrad på cirka 70 % av betongens slutgiltiga hållfasthet (Feng & Chen, 2000).

3.2.2. Betongens material- och deformationsegenskaper

Den mest karakteristiska egenskapen hos hårdnad betong är att tryckhållfastheten är cirka tio gånger större än draghållfastheten. Vid relativt små belastningar kan dragpåkänningar resultera i sprickbildningar i betongen.

Betong ändrar volym på grund av yttre omständigheter och betraktas därmed som ett levande material. En orsak till volymändringen är att betongen successivt krymper under uttorkningsprocessen och efter hårdnandet. Betongen har även ett krypbeteende vilket leder till att deformationerna ökar med tiden på grund av belastningarna. Krypning och krympning kan orsaka påkänningar i konstruktionen vilket i sin tur kan leda till sprickor och i värsta fall brott i konstruktionen (Al-Emrani, et al., 2011a).

3.2.3. Förvaltning och återvinning av betongmaterial

I armerad betong är kontroll av armeringens skick viktig. Den får inte vara frilagd och angripen av korrosion. Tydliga indikatorer på korroderad armering är sprickor och rostfärg i betongen. Betongkonstruktionen bör undersökas med avseende på belastningssprickor, gjutsår och krossning. Krossning uppstår vanligtvis av påkörning vilket är vanligast på transversaler och på balkars undersida över väg (Vägverket, 1994).

I konstruktioner med brobaneplatta av betong bör en kontroll med avseende på urlakning och vittring på plattans undersida utföras. Synlig kalkutfällning kan tyda på ett läckande täckskikt och

⁴ Björn Engström, bitr. professor vid avd. for Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola. *Preliminär dimensionering av förspända betongbroar*, föreläsning 2013-03-05.

skador på brobaneplattans ovansida. Även sprickor i plattan bör identifieras eftersom inträngande vatten enkelt når armeringen och gör att den korroderar (Domone & Illston, 2010).

Efter ett rivningsarbete krossas de stora betongelementen i en maskin och separeras från övriga material. Betongen kan innehålla andra material så som plast och murbruk vilka kan skapa problem under nyproduktionen av betong. På grund av det finns det olika klassificeringar av den återanvändbara betongen, RCA (Recycled Concrete Aggregate) och RA (Recycled Aggregate). RCA består till största del av krossad betong och kan användas till högpresterande betongelement medan RA även innehåller andra material och kan användas till lågpresterande betongblock. Den största delen av denna betong återanvänds som fyllnadsmaterial under vägar, fundament och till undergrunder men allt mer används för att framställa ny betong (Domone & Illston, 2010).

3.3. Stål

Stål är ett material vars huvudbeståndsdel är järn. I stål förekommer också kol vilket är det ämne som ger flest egenskapsvariationer i materialet. Normalt konstruktionsstål är en legering mellan järn, kol, mangan och kisel (Burström, 2007).

3.3.1. Stål som konstruktionsmaterial

En av de stora fördelarna med stål är de förtillverkningsmöjligheter som finns. Komponenterna kan prefabriceras med stor måttnoggrannhet för en smidigare transport till byggsplatsen och en enklare montering.

Valsade profiler

Valsade profiler är förtillverkade element med förbestämda mått enligt europeisk standard. De tillverkas som U-balkar och I-balkar. I-balkar har ungefär lika höjd- och breddmått och lämpar sig därför i konstruktioner där konstruktionshöjden är en begränsande faktor (Al-Emrani, et al., 2011a).

Svetsade balkar

I-balkar utformade med svetsar är generellt ett dyrare alternativ i jämförelse med en valsad balk. Det gäller främst vid små och måttliga spann. Vid större spännvidder och stora laster som brokonstruktioner kan det vara mer lönsamt att använda en svetsad I-balk. Fördelen med svetsade balkar är möjligheten att kunna optimera konstruktionsdelen och på så sätt få ner materialåtgången (Al-Emrani, et al., 2011a).

Konstruktionsrör

Konstruktionsrör kan tillverkas genom varmbearbetning eller kallformning. Konstruktionsrör tillhör de mest avancerade valsprodukterna. Konstruktionselementens användningsområden är främst pelare eller som fackverkskonstruktioner i bland annat brokonstruktioner (Al-Emrani, et al., 2011a).

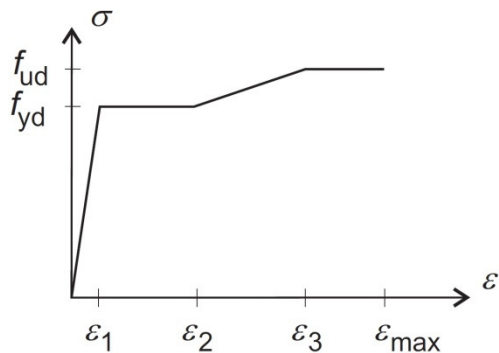
Stångstål

Rundstång, plattstång och vinkelstång är tre typer stångstål. Vinkelstången används främst i fackverkskonstruktioner medan platt- och vinkelstång fungerar som ett dragstag i en konstruktion, och tar således upp dragkrafter (Al-Emrani, et al., 2011a).

3.3.2 Stålets material- och deformationsegenskaper

Den karakteristiska draghållfastheten hos stål har tre tydliga faser, se figur 3-2. Den första fasen följer Hooke's lag och kurvan är rätlinjig. I denna fas har stålet ett elastiskt beteende. De plastiska deformationerna inträder då den övre sträckgränsen är uppnådd, se f_{yd} i figur 3-2. Då gäller inte Hooke's lag utan materialet får plastiska deformationer och börjar flyta. Ökas spänningen ytterligare kommer brottgränsen att uppnås och brott inträffar. Brottgränsen är den högsta dragspänningen som materialet kan ta upp. Tryckhållfasthetens egenskaper antas vara samma som

draghållfasthetens, dock ligger sträckgränsen något högre vid tryck än vid drag. Däremot finns ingen brottgräns vid tryck (Burström, 2007).



Figur 3-2. Arbetskurva för stål (Boverket, 2007).

Stål är ett material med hög värmekonduktivitet vilket medför att materialet får stora temperaturbetingade rörelser vid stora temperaturvariationer (Burström, 2007).

3.3.3. Förvaltning och återvinning av stålmaterial

Broar med stålöverbyggnad bör observeras såväl med som utan trafik då svängningar och andra onormala rörelser kan förekomma. Stålkonstruktioner löper stor risk att utsättas för korrosion. Ytbehandlingen bör därför kontrolleras med avseende på flagnig, blåsbildning och synlig korrosion där skruv- och nitförband samt upplag är känsliga partier. Stålbalkens livplåt och flänsar bör kontrolleras med avseende på skada, buckling och utböjning. Även rörelse i förbandet samt lösa skruvar och nitar bör identifieras. Sprickor på flänsar och runt svetsar bör uppmärksammas och stållådor bör kontrolleras invändigt för kondens då risken är stor för korrosion (Vägverket, 1994).

Återanvändning av stålelement efter nedmontering är lönsamt då stålet i de flesta fall inte har förändrats under dess livslängd. Stålskrot kan återanvändas direkt men det är viktigt att kontrollera skrotet före återanvändning då det finns en risk att det kan innehålla element som kan ge oönskade effekter under stålproduktionen. Om stålet har börjat korrodera kan det inte återanvändas (Domone & Illston, 2010).

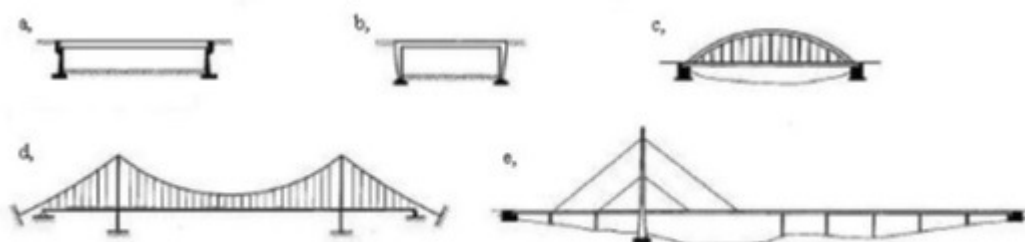
3.4. FRP, Fiber Reinforced Polymer

FRP är ett kompositmaterial vilket betyder att det består av fler än två material. Materialet är nytt som konstruktionsmaterial och kan i brosammanhang användas i balkar, profiler och brobanepattan. Fördelar med materialet är att det trots sin låga vikt har hög hållfasthet och kräver lite underhåll. Det är även lätt att montera och kan i hög grad prefabriceras. Nackdelar med FRP är att det fortfarande är i utvecklingsstadiet och saknar därmed EC-riktlinjer. Dessutom saknas kunskaper om materialets långtidseffekter och materialet är relativt dyrt i förhållande till andra konstruktionsmaterial.⁵

⁵ Valbona Mara, doktorand vid avd. för Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola. *Nya brotyper*, föreläsning 2013-02-14.

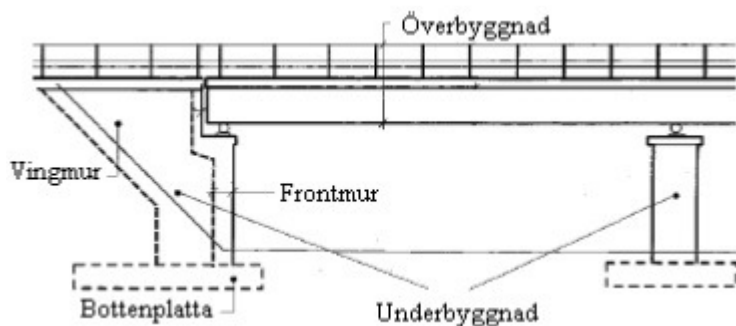
4. Brotyper

En bro definieras av Trafikverket som ett "längre, över underlaget upphöjt byggnadsverk avsett att leda trafik över lägre belägna hinder med en teoretisk spännvidd av 2 m eller mer i största spannet" (Vägverket, 2013). Indelning och benämning av broar utgår från olika huvudkriterier. Broar indelas dels gällande art av trafik i gatubroar, järnvägs- och spårvagnsbroar, gång- och cykelbroar, broar för militär vägtrafik samt broar för trafik med flygplan. Beträffande material finns kategorierna betongbroar, stenbroar, stålbroar och träbroar. En indelning kan även göras utifrån konstruktionens verkningssätt i plattbroar, rambroar, balkbroar, rörbroar, bågbroar, fackverksbroar, snedkabelbroar och hängbroar. Delar av dessa ses i figur 4-1. Utöver dessa kan broar även sorteras i fasta, rörliga och flytande broar. I verkligheten finns en mängd kombinationer av ovanstående brotyper (Eriksson & Jakobson, 2009).



Figur 4-1. Broar kan delas upp efter verkningssätt i ovanstående kategorier: a) balkbro, b) rambro, c) bågbro, d) hängbro, e) snedkabelbro (Eriksson & Jakobson, 2009).

En bro kan delas upp i tre huvuddelar: överbyggnad, underbyggnad och grundläggning, se figur 4-2.



Figur 4-2. Brokonstruktionens olika delar (Eriksson & Jakobson, 2009).

Överbyggnaden består av ett huvudbärverk (balkar eller platta) och ett sekundärbärverk (brobanaplatta mellan balkar) vilka tar upp trafiklasten. Exempel på överbyggnadsdelar är landfäste, vingmurar och mellanstöd (Eriksson & Jakobson, 2009).

Underbyggnaden utgörs av de konstruktionselement som finns ovanför grundläggningen och under överbyggnaden. Underbyggnadens syfte är att överföra belastningarna från överbyggnaden till grunden. De delar som ingår i underbyggnaden varierar mellan de olika brotyperna men exempel på dessa är stöd, pelare, frontmurar och ändskärmar (Eriksson & Jakobson, 2009).

Grundläggningsmetod bestäms framför allt med hänsyn till de geotekniska förhållandena i samråd med geotekniker. De viktigaste faktorerna som avgör typ av grundläggning är grundens bärförmåga, sättningsbenägenhet samt stabilitet, grundvattennivå eller den fria vattenytans läge, tjälsäkert djup, brotyp, tillfartsbankar och deras grundläggning, arbetsutförande, närhet till befintliga konstruktioner och så vidare (Eriksson & Jakobson, 2009).

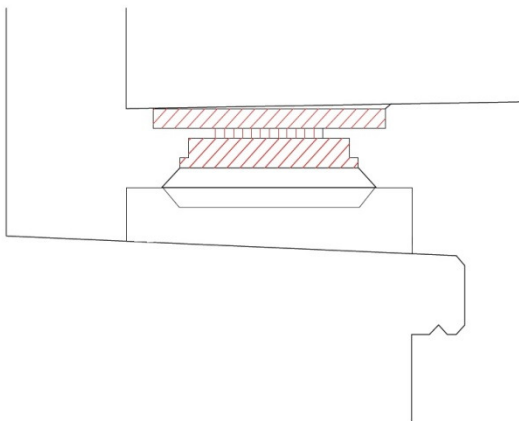
En platta på naturlig mark är den vanligaste grundläggningsmetoden. Grundläggningsnivån läggs på ett måttligt djup under markytan där lagringstätheten och jordmaterialet är av godtagbar kvalitet. Eventuell förekomst av grundvatten över grundläggningsnivå måste beaktas (Eriksson & Jakobson, 2009).

Vid större broar är grundläggning på berg ofta ekonomiskt och praktiskt fördelaktigt. Mindre broar grundläggs istället ofta på packad fyllning på berg. Pålgrundläggning tillämpas vid större laster om grunden är av lera eller silt (Eriksson & Jakobson, 2009).

För alla brotyper gäller att den dimensionerande sättningsskillnaden mellan angränsande stöd inte får överskrida 1/500 av spännvidden. I tvärlängd kan sättningsskillnader behöva beaktas (Eriksson & Jakobson, 2009).

Den tekniska livslängden för en permanent geokonstruktion i underbyggnad och undergrund ska vara densamma som för överliggande konstruktion (Eriksson & Jakobson, 2009).

Lager är en konstruktionsdel som placeras mellan överbyggnaden och underbyggnaden, se figur 4-3. Deras huvudsakliga funktion är att överföra laster från överbyggnaden ner till underbyggnaden och att ta hand om eventuella rörelser i olika riktningar. Rörelser som kan uppstå i lager är så kallade translations- och rotationsrörelser. Exempel på translationsrörelser är krypning, krympning och temperaturbetingade rörelser och förekommer horisontellt som vertikalt. Rotationsrörelserna uppkommer främst av trafikbelastning, sättningar och konstruktionens egenskaper (Feng & Chen, 2000).

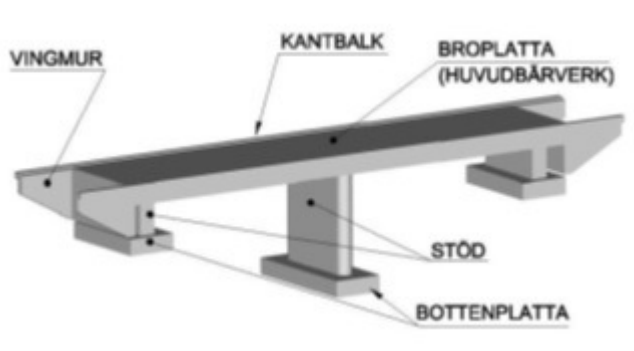


Figur 4-3. Principskiss över ett lager (Trafikverket, 2011a).

Lager delas in efter funktionssätt, ingående material och tillverkningssätt (Vägverket, 1996). Funktionssättet delar in lager som fasta lager och rörliga lager (expansionslager). De fasta lagren tillåter i huvudsak enbart rotationsrörelser, medan de rörliga lagren tillåter både translations- och rotationsrörelser (Feng & Chen, 2000). De ingående detaljerna i olika lager kan vara tillverkade av konstruktionsstål, maskinstål, höghållfaststål, stålgljutgods och gummi (Vägverket, 1996).

4.1. Plattbro

En plattbro består av en platta som vanligtvis är tillverkad av betong, men även vissa träkonstruktioner förekommer. Plattbrons delar ses i figur 4-4. Tillverkningen utförs med normalarmerad eller förspänd betong, varav den förstnämnda är vanligast förekommande. En normalarmerad plattbro klarar av spännvidder upp till 18 m i ett spann och upp till 25 m vid konstruktioner med flera spann, medan den spännarmerade varianten kan klara av spännvidder upp till 35 m.

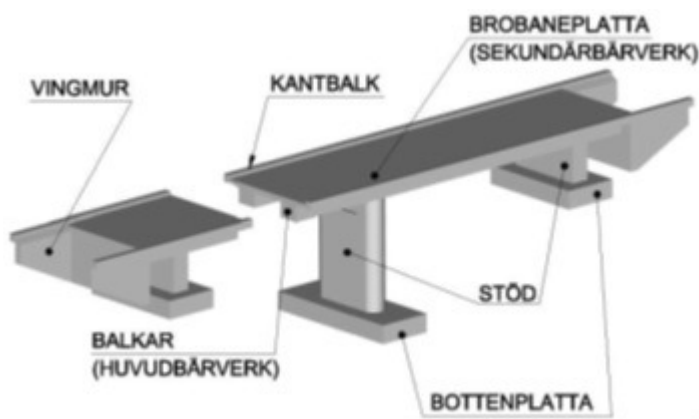


Figur 4-4. Plattbro i längsgående profil (Vägverket, 2008b).

En plattbro utförs oftast med konstant tjocklek på brobaneplattan över hela spannet och används med fördel då det finns en begränsad konstruktionshöjd att tillgå. De två utformningsalternativen är fritt upplagt eller kontinuerligt system. Det fritt upplagda systemet utgörs vanligen av ett spann som är upplagt på landfästen och mellanstöd. Det kontinuerliga systemet består däremot av en obruten brobaneplatta över mellanstöden (Vägverket, 2008a).

4.2. Balkbro

Balkbroar har bärande huvudbalkar i stål, normalarmerad eller förspänd betong och kan byggas både som fritt upplagd eller kontinuerligt upplagd. Balkbroars delar ses i figur 4-5. Vid enspannsbroar används normalt en spännvidd på 18-20 m och vid flerspannsbroar används spännvidder på 22 m och uppåt (Vägverket, 1996). Balkbroar i normalarmerad betong utförs med spännvidder upp till cirka 25 m och i spännarmerad betong med spännvidder från cirka 20 m och uppåt (Vägverket, 2008b).



Figur 4-5. Balkbro i längsgående profil (Vägverket, 2008b).

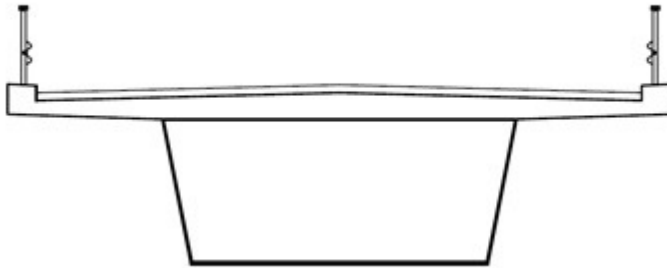
Antalet bärande balkar bör minimeras för att minska den sammanlagda egentyngden för bron. Vid breda och hårt trafikerade broar kan dock extra bärande balkar underlätta reparationer och underhåll. Ovanpå balkarna läggs en brobaneplatta i betong (Vägverket, 1996).

Genom att kombinera två olika materialtyper fås en samverkande effekt och en del av betongplattan utnyttjas som en bärande del i spannet. Utan denna effekt verkar betongplattan endast som en lastöverförande konstruktionsdel med stor egentyngd. Det finns olika typer av samverkansbroar och den vanligaste formen är att föra samman stål och betong.⁶

⁶ Gunnar Jernström, broprojektör. *Broprojektering*, föreläsning 2013-02-12.

Samverkansbroar av stål och betong används vanligen i spann på 15-70 m (Banverket, 2007). På stål balkarna gjuts betongplattan och den kan då tillgodoseas som en utökad fläns. Den övre stål balkflänsen kan därför optimeras genom att få en minskad area.⁷

En **lådbalkbro** är en balkbro med ett lådtvärsnitt av stål eller betong, se figur 4-6. Lådbalkbroar med låda av stål och brobanepatta av betong är av samverkanskonstruktion och används vid långa spannvidder, vid krav på låga konstruktionshöjder eller vid exempelvis enpelarbroar och mycket plankrökta broar då överbyggnaden utsätts för vridande moment. Lådbalkbron väljs ibland av estetiska orsaker då den med sin plana undersida ger ett harmoniskt intryck (Vägverket, 1996).

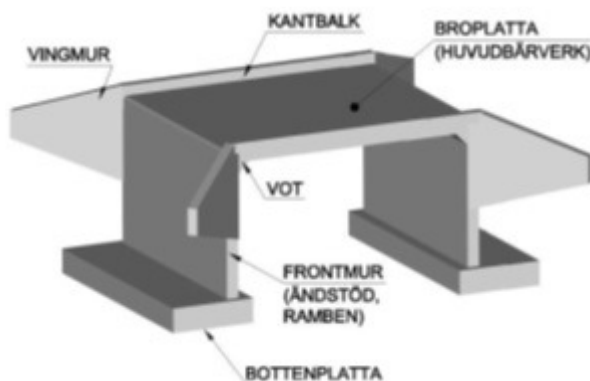


Figur 4-6. Tvärsnitt lådbalkbro (Vägverket, 2008a).

Spannvidden hos en samverkansbro med en lådbalk är densamma som för en stål balkbro. En samverkansbro med en lådbalk som underbyggnad har god vridstyvhet och används därför med fördel i kurvor (Banverket, 2007).

4.3. Plattrambro

I Sverige byggs cirka varannan bro som en plattrambro och denna typ är därmed den vanligaste i landet. Konstruktionen är uppbyggd av en brobanepatta som är inspänd i ändstöden, även kallade ramben, och dessa är i sin tur hopgjutna med bottenplattan, se figur 4-7. Då brobanepattan belastas ovanifrån hjälper jordtrycket mot rambenen till att stabilisera konstruktionen, vilket blir möjligt tack vare den fasta inspänningen (Vägverket, 2008a). Plattrambroar har normalt en spannvidd på 20-25 m med normalarmrad betong. Om förspänd betong används kan spannvidden ökas upp till 35 m. Plattrambroen kan uppföras med en låg konstruktionshöjd vilket är en av dess fördelar (Banverket, 2007).

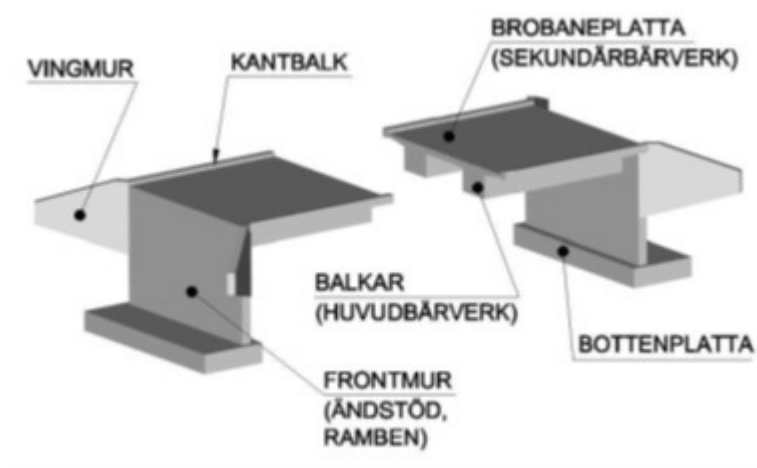


Figur 4-7. Brobanepattan är fast ingjuten i rambenen vilka vilar på bottenplattorna (Vägverket, 2008b).

⁷ Gunnar Jernström, broprojektör. *Broprojektering*, föreläsning 2013-02-12.

4.4. Balkrambro

Balkrambron liknar plattrambro men fördelen med balkrambron är att spännvidden kan ökas, dock blir konstruktionshöjden större (Banverket, 2007). Balkrambron består liksom plattrambro av ramben, som är utformade som skivor, men överbyggnaden består istället av en balkkonstruktion av en eller flera balkar, se figur 4-8. Balkarna utgör huvudbärverket och ovanpå dessa finns en brobaneplatta som fungerar som sekundärbärverk. Balkarna är fast inspända i rambenen och nertill står rambenen på bottenplattor. Vid sidan om ändstöden finns vingmurar infästa som antingen är snedställda eller parallella med körriktningen på bron (Vägverket, 2008a).

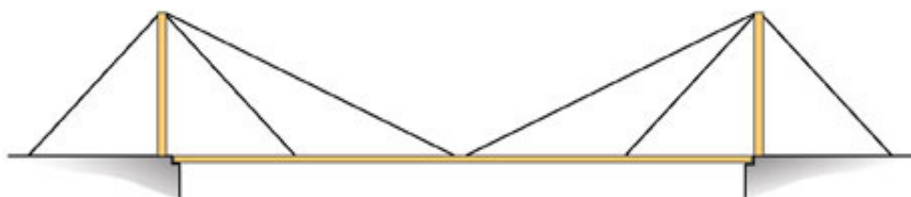


Figur 4-8. Längsgående profil av balkrambro med alla element utmärkta (Vägverket, 2008b).

Balkrambroar kan delas in i förspända balkrambroar och normalarmerade balkrambroar. Järnvägsbroar kan dessutom byggas i stål. Förspända balkrambroar har spännvidder uppemot 40-50 m i ett spann och då det idag är ovanligt att bygga balkrambroar med flera spann är 50 m normalt längsta spännvidden för dessa. Den erforderliga konstruktionshöjden är 3,5-5 % av spännvidden. Den normalarmerade balkrambron används idag mycket sällan och är istället ersatt av plattrambro vid kortare spännvidder och av balkbro vid längre spännvidder (Vägverket, 1996).

4.5. Snedkabelbro

Snedkabelbron har en spännvidd på 100-500 m och utgörs av tre konstruktionsdelar; pyloner, kablar och brobaneplattan som fungerar som en förstärkningsbalk, se figur 4-9 (Vägverket, 1996). Kablarna, som spänner mellan pylonerna och brobaneplattan, tar dragkrafter medan pylonerna framför allt belastas med stora tryckkrafter (Vägverket, 2008a). Bron utformas vanligtvis med tre spann men även två spann förekommer. Brodäcket kan utformas på olika sätt både vad gäller tvärsnittsform och material. Platta, balk och lådbalk förekommer och förutom att låta brodäcket vara helt i betong kan samverkanskonstruktion mellan stål och betong alternativt enbart stål väljas (Vägverket, 1996).



Figur 4-9. Bärverket hos en snedkabelbro (Träguiden, 2013b).

4.6. Hängbro

Hängbron har en spännvidd över 500 m och precis som snedkabelbron är den uppbyggd av pyloner, kablar och en förstyrningsbalk, se figur 4-10. Skillnaden mot snedkabelbron är att två huvudkablar löper mellan pylontornen och är sammanlänkade med brobaneplattan genom lodräta mindre kablar som kallas hängare. Utöver detta behövs ett ankarblock som håller fast huvudkablarna vid ländfästena. Hängbrons stora längder och höjder leder till mycket stor egenvikt och stor påverkan av vindlast (Vägverket, 1996).



Figur 4-10. Bärverket hos en hängbro (Träguiden, 2013b).

4.7. Fackverksbro

Fackverksbron är uppbyggd av stänger som bildar ett fackverk, se figur 4-11. Stängerna hålls ihop med hjälp av svetsförband, skruvförband eller nitförband (Vägverket, 2008a). Den vanligaste användningen av fackverksbroar idag är cykelbroar och provisoriska broar, vilket beror på att underhållskostnaden är hög. Den stora fördelen finns framför allt vid byggnation av gångbroar över befintliga vägar och järnvägar, eftersom trafiken ej påverkas. Stöden byggs först, varefter brobaneplattan kan lyftas på plats med hjälp av mobila kranar under kort tid. Den fria höjden bör vara minst 5,1 m eftersom denna brotyp är av lätt överbyggnad (Vägverket, 1996).



Figur 4-11. Fackverksbåge av stål med en spännvidd på 140 m (Stålbyggnadsinstitutet, 2013).

Fackverksbroar kan även byggas i trä och har då en erforderlig balkhöjd på $L/10$ - $L/15$ (Träguiden, 2013c).

4.8. Valvbro

Valvbron är en av de äldsta brotyperna och kan byggas i ett eller flera spann, se figur 4-12 (Vägverket, 2008a). Broarna byggs idag framför allt av betong och stål men det finns många gamla valvbroar som är byggda av sten. I modern tid är det sällsynt med nybyggnationer av det slaget då produktionskostnaderna är höga (Vägverket, 1996).



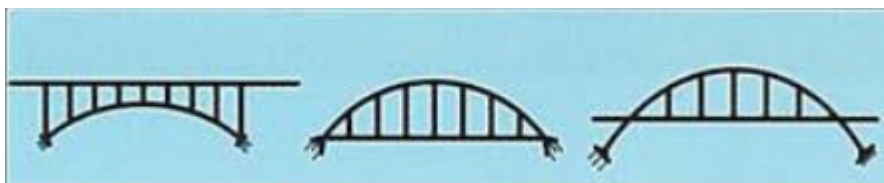
Figur 4-12. Gammal stenvalvbro i Skottland (egentagen bild 2013-04-03).

Betongvalvbroar utsatta för trafiklast kan utföras i spännvidder upp till 30 m, medan stenvalvbroar endast är lämpliga upp till 17 m. Valvet i bron kan utföras av sten, armerad betong eller oarmerad betong och utgör huvudbärverket i konstruktionen. Den ovanliggande fyllningen belastar huvudbärverket med tryckkrafter vilket bidrar till bärförmågan (Vägverket, 2008a).

Det statiska verknings sättet hos valvbroar kräver en god grundläggning. Stenvalvbroar grundläggs fördelaktigt direkt på berg medan betongvalvbroar utformas med separata bottenplattor. Stålvalvbroar kan utföras på en betongbottenplatta (Vägverket, 2008a).

4.9. Bågbro

Bågformen har länge använts inom byggnadstekniken. Bron bär lasterna genom centriskt tryck och de över- eller underliggande bågarna utgör huvudbärverket, vilka kan byggas av armerad betong, stål eller trä. Konstruktionen kan även utformas med bågar i flera spann med olika utformningar på bågarna, se figur 4-13 (Vägverket, 2008a). Bågar byggda av stål kan byggas av fackverk eller som en massiv sektion (Stålbyggnadsinstitutet, 2013). Vid byggnation av bågbroar i trä tillverkas bågarna oftast av limträ. Förband och skivor stabiliserar bron i tvärriktningen. Träbågbroar används främst som gång-, cykel- och skidöverfarter (Träguiden, 2013d).



Figur 4-13. Olika utformningar av bågbroar beroende på körbanans nivå (Vägverket, 1994).

Bågbroar är normalt aktuella vid spännvidder över 60 m och var tidigare ett vanligt broalternativ. Idag har de blivit utkonkurrerade av spännbetong- och stål balkbroar, men byggs fortfarande och då framför allt av estetiska skäl. Vid stora spännvidder byggs de i betong och stål men vid mindre broar kan även trä vara aktuellt (Vägverket, 1996).

4.10. Rörbro

En rörbro samverkar med kringliggande jord och grund och använder stöd från dessa. Materialet består av betong eller stål och denna typ av bro kan normalt användas då brospannet är upp till 7 m. Den vanligaste typen utgörs av korrugerat stål och dess tjocklek beror på rörets tvärsnittsbredd, se figur 4-14 (Vägverket, 1996).



Figur 4-14. Kraftigare rörbro av stål med betongpåggjutning (Vägverket, 2008b).

För att fastställa påverkan av korrosion från omkringliggande jord och vatten görs en bedömning av miljön där bron byggs. Vanligaste skyddet är varmförzinkning men målning kan även användas. Konstruktionen för rörbroar kräver att grundläggningen är tjälsäker, vilket även gäller de delar av banken som ligger närmast röret. Då jordmånen utgörs av kohesionsjord blir stabilitetsproblem och sättningar extra viktiga att beakta (Vägverket, 1996).

5. Uteslutning av ej relevanta brotyper och material

Urvalsprocessen för ett slutgiltigt brokoncept görs i flera steg. Genom resonemang utifrån tekniska krav sällas först olämpliga brotyper och material bort.

5.1. Uteslutning av brotyper utifrån tekniska förutsättningar

En första grovsällning av brotyperna görs utifrån spännvidd, fri höjd och geometri på brotyperna. Utifrån ritningen framgår det att den bro som ska dimensioneras ska vara som längst 22 m vilket jämförs med de olika brotypernas normala spännviddsområden. Den fria höjden ska vara minst 4,7 m och begränsas uppåt av profillinjen för väg 40. Kravet på fri höjd och begränsningen i höjded medför att broar med en geometri som inte kan uppfylla dessa sällas bort.

Hängbroar har spännvidder över 500 m och snedkabelbroar har spännvidder på 100-500 m, vilket medför att de här brotyperna därför inte är lämpliga alternativ för den aktuella bron. Även lådbalkbroar som främst används för långa spännvidder, bågbroar som är aktuella för spännvidder över 60 m samt balkrambroar som idag spännarmeras och byggs med spännvidden 40-50 m sällas bort. Valvbro och rörbro får svårt att uppfylla kravet på fri höjd längs med hela underliggande vägbredd och kommer därför inte att vara med i nästa steg i urvalet. Fackverk av trä sällas bort eftersom den erforderliga balkhöjden överstiger tillgängligt utrymme. Fackverksbro i stål behandlas däremot vidare.

De brotyper som kommer att analyseras djupare är därmed *plattbro*, *plattrambro*, *fackverksbro* och *balkbro* inklusive *samverkansbro*.

5.2. Uteslutning av material

FRP är ett nytt material på marknaden och är fortfarande i utvecklingsstadiet. På grund av bristande kompetens i branschen utesluts därför materialet redan i detta skede.

6. Kriterier och viktning till urvalsprocessen

Utvärderingsmatriser tas fram för att utvärdera lämpligheten hos kvarvarande brotyper och material. Kriterierna som används för att värdera förslagen utifrån olika perspektiv viktas mot varandra för att viktiga aspekter ska tillgodoses.

Kriterierna har tagits fram med hänsyn till projektets intressenter och viktas i tabell 6-1 mot varandra. Ett plus (+) markerar att kriteriet prioriteras högre medan det som väger mindre markeras med ett minus (-). Antalet plus för respektive kriterium summeras och divideras med det totala antalet plus för alla kriterier för att ge viktningfaktorn, se den högra kolonnen nedan.

Tabell 6-1. Viktning av kriterier.

Kriterier	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Σ	Viktning
1. Trafiksäkerhet	0	+	+	+	+	+	+	+	+	8	0,22
2. Estetik	-	0	+	+	+	+	-	+	+	6	0,17
3. Underhåll	-	-	0	-	-	-	-	+	+	2	0,06
4. Produktionstid	-	-	+	0	-	-	-	-	-	1	0,03
5. Enkelhet vid uppförande	-	-	+	+	0	-	-	-	-	2	0,06
6. Återvinning av material	-	-	+	+	+	0	-	+	+	5	0,14
7. Beständighet	-	+	+	+	+	+	0	+	+	7	0,19
8. Ekonomi - produktion & material	-	-	-	+	+	-	-	0	-	2	0,06
9. Ekonomi - underhåll	-	-	-	+	+	-	-	+	0	3	0,08
									Σ	36	1,00

Trafiksäkerhet	Med trafiksäkerhet avses brotypens tålighet mot påkörning. Detta gäller såväl ovanpå bron som undertill på grund av underliggande väg.
Estetik	Med estetik avses möjligheten till att bygga en estetiskt tilltalande konstruktion.
Underhåll	Underhållskriteriet avser enkelhet och omfattning vid underhållsarbete.
Produktionstid	Produktionstiden avser den tid som krävs för hela processen fram till färdig bro.
Enkelhet vid uppförande	Enkelhet vid montering avser hur resurskrävande uppförandet är på byggarbetsplatsen.
Återvinning av material	Återvinning av material avser miljöaspekter och möjligheter att återvinna eller återanvända materialet.
Beständighet	Här avses materialets beständighet och dess förmåga att under tid behålla sina förväntade egenskaper.
Ekonomi: produktion och material	Här avses uppskattade kostnader för material och produktion av konstruktionsdelar.
Ekonomi: underhåll	Här avses uppskattad underhållskostnad för aktuell brotyp.

7. Värdering av bromaterial

De brotyper som kommer att analyseras djupare är *plattbro*, *plattrambro*, *fackverksbro* och *balkbro* inklusive *samverkansbro*. Av dessa byggs plattrambro endast av betong, fackverksbroar konstrueras främst i stål och samverkansbroar byggs i stål och betong. Balkbro och plattbro kan däremot konstrueras i olika material och för att få fram det mest lämpliga materialvalet för respektive brotyp värderas aktuella material i tabellerna 7-1 och 7-2.

Tabell 7-1. Värdering av material för balkbro.

Balkbro (huvudbärverk)				
Kriterier	Viktning	Stål	Betong	Trä
1. Trafiksäkerhet	0,22	4	5	3
2. Estetik	0,17	4	3	4
3. Underhåll	0,06	3	5	2
4. Produktionstid	0,03	5	2	4
5. Enkelhet vid uppförande	0,06	4	2	3
6. Återvinning av material	0,14	5	3	4
7. Beständighet	0,19	4	5	2
8. Ekonomi - produktion & material	0,06	3	4	3
9. Ekonomi - underhåll	0,08	3	5	2
	1,00	4,01	4,1	3,04

För balkbro är betong därmed det bäst lämpade konstruktionsmaterialet utifrån valda kriterier.

Tabell 7-2. Värdering av material för plattbro.

Plattbro (huvudbärverk)			
Kriterier	Viktning	Betong	Trä
1. Trafiksäkerhet	0,22	5	3
2. Estetik	0,17	3	4
3. Underhåll	0,06	5	2
4. Produktionstid	0,03	3	3
5. Enkelhet vid uppförande	0,06	3	4
6. Återvinning av material	0,14	3	4
7. Beständighet	0,19	5	2
8. Ekonomi - produktion & material	0,06	4	2
9. Ekonomi - underhåll	0,08	5	2
	1,00	4,19	3,01

För plattbro är betong därmed det bäst lämpade konstruktionsmaterialet utifrån valda kriterier.

8. Beskrivning av återstående brokoncept

Detta avsnitt beskriver de fem återstående brokoncepten *plattbro i betong*, *balkbro i betong*, *samverkansbro i stål och betong*, *plattrambro i betong* och *fackverksbro i stål* utifrån grundläggnings-, produktions- och förvaltningsaspekter.

8.1. Grundläggning och produktionsmetoder av aktuella brokoncept

Nedan beskrivs grundläggnings- och produktionsmetoder för de fem återstående brokoncepten.

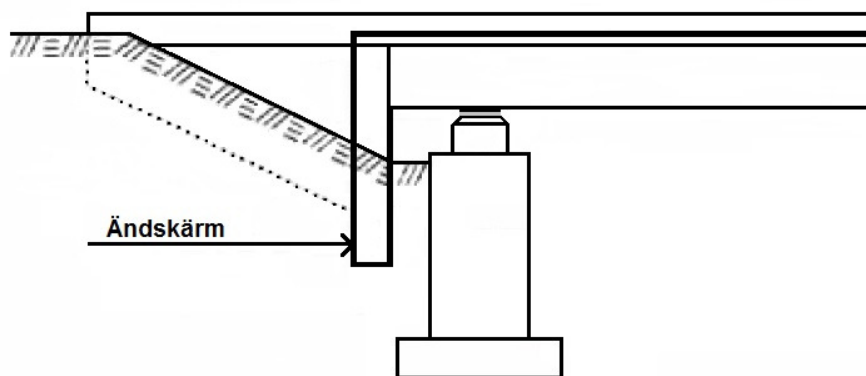
8.1.1. Grundläggning

På grund av jordlagrens begränsade mäktighet kommer all jordmassa att schaktas bort ner till berggrunden. Detta gäller både för bottenplattan och för utgrävningen för väg 1820, så att trafik på ett säkert sätt kan passera under bron oavsett om 4,7 m eller 5,1 m väljs som fri höjd.

Grundläggningen kommer att utföras på samma sätt för samtliga brokoncept. Innan gjutning av bottenplattan kan ske ska underliggande fyllnadsmaterial till grundläggningen utformas med förstärkningslagermaterial enligt kap E.7.3.1 i ATB VÄG 2004. Grundläggningen blir således en gjuten bottenplatta på packat fyllningsmaterial som sedermera gjuts samman med ändupplagen.

8.1.2. Produktionsmetoder

De olika brokoncepten kommer utföras att med olika produktionsmetoder beroende på vilken typ som studeras. Samtliga koncept, förutom plattrambro, kommer att utföras som en ändskärmskonstruktion vid upplagen. Ändskärmskonstruktionen är en del av den överliggande brobanepattan och reducerar jordtryckets horisontella krafter på bottenplattan. Genom användandet av ändskärmar undviks rörelsefogar som kräver extra underhåll, se figur 8-1 (Vägverket, 2008a).



Figur 8-1. Principskiss av ändupplag med ändskärm sett vinkelrätt körriktningen. Omarbetad från (Vägverket, 1996).

Plattrambro, plattbro och balkbro i betong

Samtliga betongbrokoncept är tänkta att platsgjutas då varken tidsaspekten eller den ekonomiska aspekten prioriteras. Platsgjutning kräver temporära konstruktioner i form av byggnadsställningar och gjutformar i trä. Formarna monteras ned efter fyra dagars härdning och brokonstruktionen når sin slutgiltiga hållfasthet efter 28 dagar. Den största risken med platsgjutna konstruktioner är en feldimensionerad träform. Det kan leda till att hela konstruktionen kollapsar med förseningar, materiella skador och eventuella personskador som följd.⁸

⁸ Staffan Lindén, brokonstruktör, COWI.

Vid utförande av plattbroar och balkbroar gjuts ändupplagen och huvudbärverket separat. För plattrambroar gjuts bärverket och ändupplagen som en homogen enhet. Det mest fördelaktiga utförandet för plattbroarna är en gemensam överbyggnad för båda körbanorna. För balkbron är det dock mer gynnsamt med två separata broar, en för varje körbana.⁹

Samverkansbro med I-tvårsnitt i stål och betong

Huvudbärverket i samverkansbron är av prefabricerade I-balkar av stål och transporteras från fabrik till byggarbetsplatsen. Balkarna monteras samman med ändupplagen på lager med hjälp av mobila lyftkranar. Brobaneplattan av betong gjuts därefter ihop med balkarna och får då en samverkande effekt. Vid gjutning av brobaneplattan krävs gjutformar av trä som monteras på stålbalkarna. Samverkansbron utförs som två separata broar, en för varje körbana. Risker som föreligger vid byggnationen är tunga lyft av stålbalkar och gjutformshaverier.

Fackverksbro i stål

Hela stålbrokonstruktionen vilar på ändupplag i betong med tillhörande lager. Brobaneplattan platsgjuts i betong när stålkonstruktionen är infäst vid ändupplagen. De risker som förekommer vid uppförandet är svetsolyckor, gjutformshaverier och tunga lyft av ståldelar.

8.2. Underhåll och förvaltning av aktuella brokoncept

Följande avsnitt beskriver underhålls- och förvaltningsaspekter för de fem återstående brokoncepten.

Plattbro i betong

Ur ett förvaltningsperspektiv är vissa punkter på en betongplattbro extra kritiska och bör kontrolleras. Brobaneplattan på en plattbro tillhör huvudbärverket i konstruktionen och besiktigas med avseende på sprickor och krossning på grund av påkörning. För kontinuerliga plattbroar kan det även uppkomma böjsprickor i konsolerna och över stöden. Ytterligare kritiska punkter är plattans undersida, där vittring, kalkutfällningar och urlakning kan förekomma. Om kalkutfällning förekommer kan det indikera på läckage i tätskiktet och skador på brobaneplattans översida. Vid konstruktionens ving- och stödmurar bör betongen granskas beträffande vittringsskador och att armeringen inte är frilagd och angripen av korrosion (Vägverket, 1994).

Balkbro i betong

För balkbroar med bärande huvudbalkar i betong bör samma detaljer studeras som för plattbro, men med större fokus på balkarna då de utgör huvudbärverket i konstruktionen. Sprickor i betongen bör kontrolleras för att förhindra att armeringen korroderar (Vägverket, 1994).

Samverkansbro i stål och betong

För balkbroar, med bärande huvudbalkar i stål, är de känsliga partierna skruv- och nitförband, balkars anslutning till betongkonstruktioner och runt flänsar och livplåtar. Detaljer som skruvar och nitar kontrolleras så att de inte sitter löst och deformationer så som skador, buckling och utböjning ska granskas för hela konstruktionen. För stålbalkbroar med en platta av betong kan det förekomma dragsprickor tvärs över plattan. Ytterligare bör konstruktionen observeras med hänsyn till svängningar eller andra onormala rörelser (Vägverket, 1994).

Plattrambro i betong

Underhåll av plattrambroar utförs på samma sätt som hos plattbroar där brobaneplattan tillhör huvudbärverket och bör kontrolleras på samma vis (Vägverket, 1994).

⁹ Mikael Thorsell, brokonstruktör, COWI.

Fackverksbro i stål

För fackverkskonstruktioner kan det framför allt uppträda sprickor vid nithålen. Extra känsliga områden är vid balkars anslutning till betongkonstruktioner, runt svetsar och på flänsar. Nitar och skruvar ska kontrolleras så att de inte sitter löst och eventuella deformationer ska undersökas runt flänsar, livplåtar samt tryckt och dragen sträva (Vägverket, 1994).

9. Slutgiltigt urval

För att identifiera det mest lämpade brokonceptet värderas de återstående brokoncepten mot varandra utifrån viktade kriterier i tabell 9-1.

Tabell 9-1. Slutgiltig värdering av de fem återstående brokoncepten. Motivering till poängsättning ses nedan.

Olika brotyper (huvudbärverk)						
Kriterier	Viktning	Plattbro btg	Balkbro btg	Samverkansbro stål & btg	Plattrambro btg	Fackverksbro stål
1. Trafiksäkerhet	0,22	3	3	2,5	3,5	2
2. Estetik	0,17	3	4	3	2	4
3. Underhåll	0,06	3	3	3	5	2
4. Produktionstid	0,03	3	3	4	3	2
5. Enkelhet vid uppförande	0,06	3	3	4	2	5
6. Återvinning av material	0,14	3	3	3,5	3	4
7. Beständighet	0,19	5	5	4,5	5	4
8. Ekonomi - produktion & material	0,06	4	4	3	4	2
9. Ekonomi - underhåll	0,08	3	3	3	5	2
	1,00	3,47	3,64	3,365	3,63	3,2

Motivering till poängsättning:

Trafiksäkerhet: Fackverksbron är känslig för påkörning och får därför något lägre betyg. Betong som material är mer robust för dessa påfrestningar och får högre betyg. Plattrambro får med sin styva konstruktion något högre betyg än de andra betongvarianterna. Stål som material är mer känsligt för höga temperaturer vid brand då det tappar hållfasthet.

Estetik utgår från en subjektiv bedömning. Balkbron och fackverksbron anses vara de mest tilltalande och plattrambro den minst attraktiva.

Underhåll: Stål kräver i allmänhet mer underhåll än betong. Fackverk har många beslag och infästningar som kan ge upphov till defekter och betygssätts därför lägst. Balkbroar, plattbroar och samverkansbroar har besvärliga lager som sänker dess betyg.

Produktionstid: Samverkansbro bedöms, tack vare möjligheten till prefabricerade ståldelar, tillverkas snabbare än de tre betongalternativen medan fackverksbro får lägst betyg då produktionstiden i fabrik antas vara lång på grund av svetsning av detaljer.

Enkelhet vid uppförande: Plattrambroar gjuts i princip alltid i form och detta kräver en hel del arbete på plats. De andra betongvarianterna samt delar av samverkansbron kan prefabriceras och lyftas på plats. Fackverksbron kan lyftas på plats färdigkonstruerad och läggas på redan byggda stöd och är därför enklast att uppföra.

Återvinning av material: Plattbro, balkbro och plattrambro har här valts att uppföras i betong. Betong kan återanvändas i hög grad som krossmaterial men kräver relativt arbetsamma

processer för att separera de olika materialen. Fackverksbro har huvudbärverk i stål, ett material som har hög återanvändningsfaktor så länge stålet är okorroderat. Samverkansbron har bärande delar av både betong och stål och får därmed ett medelvärde av de ingående materialens poäng.

Beständighet: Betong som material bedöms ha högst livslängd medan stålvarianterna får något lägre poäng. Precis som för punkten ovan får samverkansbron ett medelbetyg.

Ekonomi – produktion och material: Stålbroad blir först ekonomiskt fördelaktiga vid långa spännvidder, varför dessa får lägre betyg. De tre betongalternativen uppskattas kräva ungefär lika stor materialåtgång och kostnaderna bedöms därför likvärdigt. Samverkansbron, som består av både stål och betong, får ett medelbetyg.

Ekonomi – underhåll: Samma betyg sätts som för "Underhåll" då de antas vara proportionerliga mot varandra.

9.1. Slutgiltigt brokoncept

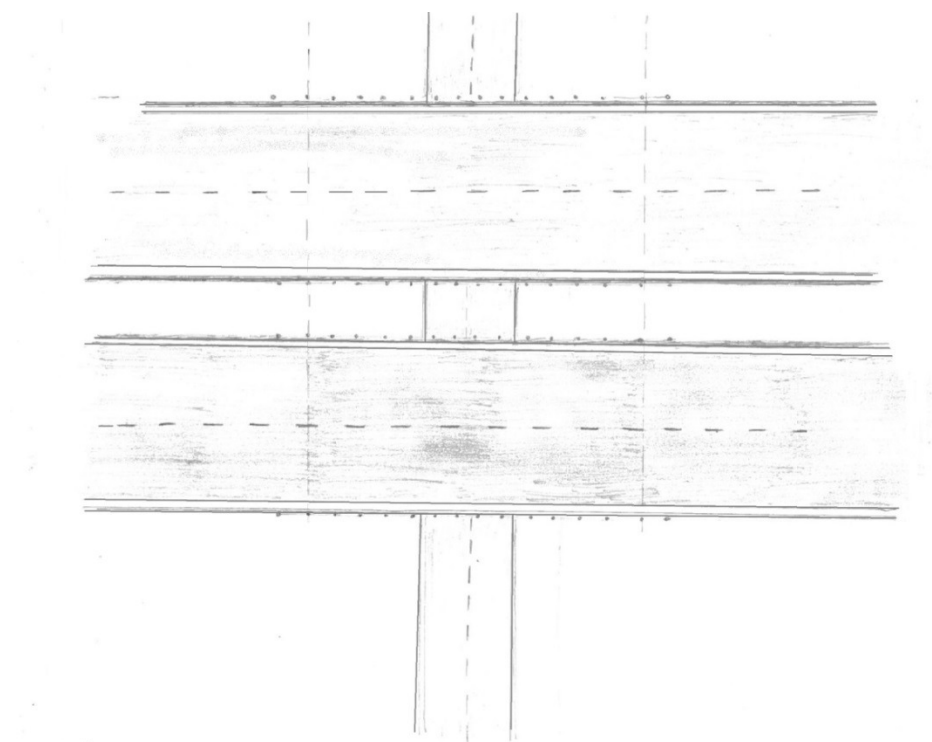
Efter viktning av kriterier och efterföljande poängbedömning fås två brokoncept med nästan identisk poängsumma: balkbro med 3,64 poäng och plattrambro med 3,63 poäng. Balkbrons största fördel jämfört med plattrambro är att den är estetiskt mer tilltalande, vilket har viktats högt. Dess största nackdel är att den kräver klart mer underhåll på grund av dess lager. Trots att poängsumman skiljer sig försumbart åt är betongbalkbron det brokoncept som efter flera steg av bedömning och sällning har fått flest poäng och väljs därför som slutgiltigt brokoncept över Nittavägen.

10. Presentation av valt brokoncept

Betongbalkbron kommer att uppföras som fritt upplagd på ändstöd i ett spann med en vald längd på 15 m, se figur 10-1. För att effektivt fördela lasterna kommer bron byggas som två separata och parallella körbanor vilka kan ses som identiska betongbalkbroar, se figur 10-2. Antalet balkar per körbana och bro kommer att bestämmas i dimensioneringsavsnittet. Tack vare det korta spannet över Nittavägen kommer bron kunna uppföras i ett spann och några stöd behöver därför ej placeras ut eller dimensioneras. På grund av bronns begränsade storlek kommer alla betongelement att platsgjutas och normalarmeras.



Figur 10-1. Principskiss av färdigt brokoncept sett från sidan (egen bild).



Figur 10-2. Principskiss av färdigt brokoncept med två parallella betongbalkbroar som överbryggar Nittavägen sett ovanifrån (egen bild).

Ett lager monteras vid upplagspunkterna för att överföra laster mellan överbyggnaden och underbyggnaden samt ta hand om rörelser i konstruktionen. Lagrens typ och specifika funktion behandlas ej vidare i arbetet.

Bron kommer, som nämnts tidigare, utföras med en ändskärmskonstruktion (se avsnitt 8.1.2. om produktionsmetoder). Vid dimensioneringen bortses ändskärmens inverkan på balkarna och dessa ses som fritt upplagda.

Betong har som tidigare nämnts bra tålighet mot höga temperaturer och det kommer därmed vid uppkomsten av brand inte finnas en större risk för att bron ska förlora sin bärförmåga. Eftersom valet föll på en platsgjutet betongbalkbro är konstruktionen mer tålig mot påkörning än om en lätt överbyggnad hade valts och därmed kan den fria höjden 4,7 meter användas.

Påverkan på befintlig trafik

Då bron kommer att vara en del av den nybyggda väg 40 påverkar inte byggnationen av bron den befintliga trafiken eftersom denna kan fortsätta att färdas på den ursprungliga vägen tills byggnationen är slutförd. Arbetet med maskiner och gjutning av betong kommer därmed endast påverka de personer som närvarar vid bygget och säkerhetsåtgärder ska då anpassas för att skapa en trygg arbetsmiljö för byggarbetarna. Transport av material till byggarbetsplatsen görs på befintlig väg 40 vilket innebär en ökning av tyngre trafik på den redan högt belastade vägen.

Geografiska risker

Det finns inga utmärkande geografiska risker i området såsom översvämningrisk och inte heller några miljörisker som måste tas hänsyn till vid byggnation av bron. Då vanligt sydvästsvenskt klimatförhållande förekommer finns heller inga direkta risker kopplade till klimat som måste beaktas. Vid byggarbetsplatsen och omkringliggande område finns inga kulturminnen som måste tas hänsyn till.

Buller och vibrationer

Trafik ger alltid uppkomst till buller vilket måste beaktas vid val av ny vägsträcka. Eftersom beslut om sträckningen av den nya väg 40 redan fastställts antas det att utredning om trafikbuller redan gjorts i området. Dock bör buller under byggnationstiden beaktas med tanke på närliggande bostäder, och detta görs lämpligast genom att utföra arbetet på väl valda tider.

Bron ska dimensioneras med hänsyn till vibrationer och dess effekter på brokonstruktionen och dess omgivning. En fördel med den valda bron är att balkbroar, vilka är fritt upplagda i längsled, kan ta upp rörelser och deformationer orsakade av trafik på ett fördelaktigt sätt. Betongkonstruktioner är stabila och påverkas ej i hög grad av vibrationer. Då den aktuella konstruktionen är belägen i ett område med lite bebyggelse krävs inte omfattande arbete för att minska vibrationerna.

Inspektioner på balkbron bör inte vara svåra att genomföra då det är en relativt enkel konstruktion som är lättåtkomlig. De lager som ska monteras kan dock innebära vissa problem, då dessa innehåller rörliga delar som behöver underhållas och bytas ut. Den största risken anses vara trafiken på motorvägen och den underliggande vägen vilket kan komplicera kontrollen av överbyggnaden och räcken. Det kan vara aktuellt att stänga av trafiken i vissa körfält när inspektionerna utförs. Som ett resultat av den öppna ytan just under bron blir inspektioner av underbyggnaden samt ving- och stödmurar enkla. Ett bra och konsekvent underhållsarbete är viktigt för att bron ska behålla sin bärförmåga och uppfylla kraven under dess livslängd.

Eventuell ökad trafiklast bör tas i beaktning vid projekteringen av bron. Gällande den brokonstruktion som här ska dimensioneras verkar det mest troligt att tvärsektionen kan komma att

behöva breddas eller förstärkas vid ökad trafiklast i framtiden. Vilken metod som kommer användas är svårt att säga i dagsläget. Vid en sådan situation kommer en utredning genomföras för att jämföra olika alternativ och få fram den mest ekonomiska och hållbara metoden. Ett alternativ kommer troligtvis vara att helt enkelt riva bron och bygga en ny som klarar av framtida krav och laster utifall det inte är ekonomiskt hållbart att förbättra den gamla konstruktionen. Något som även kan påverka hur brokonstruktioner behandlas är utvecklingen av fordon och deras egenskaper. Till exempel är det sannolikt att fordon i framtiden kommer medföra mindre slitage på vägarna till följd av bättre däck och lättare karosser. Vissa detaljer kan projekteras så att de blir anpassningsbara för varierande trafiklast. Räckten och liknande delar ska konstrueras så att de är lätta att byta ut.

11. Dimensionering

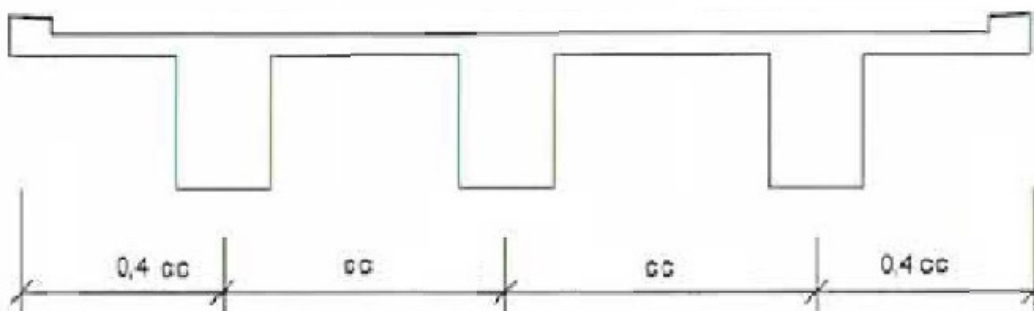
Dimensioneringsarbetet av bron innebär att såväl tvärsnittets mått, geometrier samt erforderlig mängd armering i balkar och platta bestäms. Det hela är en iterativ process där ingångsvärden antas som utgångspunkt för att sedan systematiskt kunna optimera konstruktionen. Målet är att alla krav i brott- och bruksgränstillstånd uppfylls utan att materialåtgången blir onödigt hög. Den standard som ska uppfyllas följer EC. Till EC läggs nationella parametrar som gäller för just svenska förhållanden. Nedan följer de olika stegen i dimensioneringsprocessen.

11.1. Beräkning av egentyngd och centrumavstånd mellan balkar

Bron väljs att dimensioneras med tre stycken betongbalkar. Egentyngden i längsled delas upp och beräknas separat för mittbalken och för ytterbalkarna. I de båda egentyngderna ingår tyngden för beläggningen och för ytterbalkarna ingår även tyngden för broräckena.

Vid beräkning av egentyngden i tvärlid beräknas endast tyngden av brobaneplattan, beläggningen, kantbalkarna och räckena då betongbalkarna ses som stöd i tvärlid. Egentyngden i tvärlid beräknas på en del som är en meter bred.

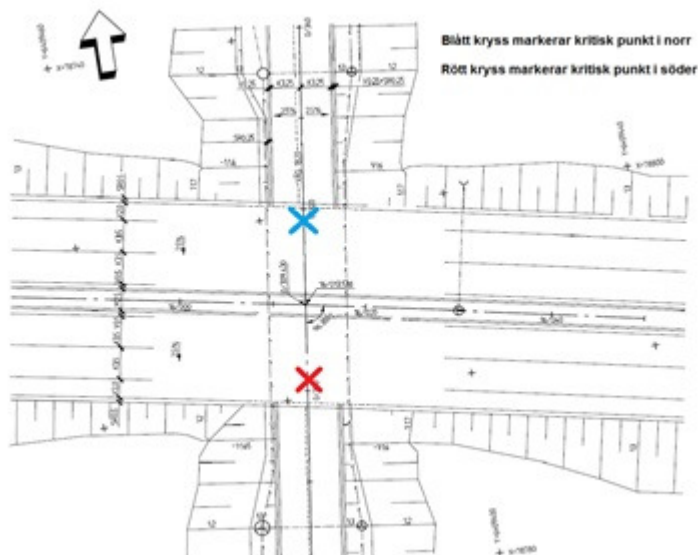
Avståndet mellan centrum på betongbalkarna, så kallat cc-avstånd, är ett förhållande mellan brobredden och antalet balkar som brokonstruktionen har. Avståndet från centrum av ytterbalkarna till brokanten sätts till 0,4 av centrumavståndet, se figur 11-1.



Figur 11-1. Centrumavstånd mellan balkarnas mitt. Omarbetad (Vägverket, 1996).

11.2. Beräkning av konstruktionshöjd

Då den fria höjden skall vara minst 4,7 m under hela bron undersöks två kritiska punkter som kommer att vara avgörande för konstruktionshöjden, en i söder och en i norr, se figur 11-2. Punkterna är belägna på mittremsan på väg 1820 och där väg 1820 passerar ytterkanten på de yttersta betongbalkarna på bron. Höjdskillnaderna mellan väg 1820 och väg 40 på de kritiska punkterna beräknas utifrån givna lutningar, kurvradier, beläggningstjocklek och höjdlägen från förslagsritningen, se bilaga 1. De kritiska punkterna jämförs sedan med varandra och den punkt som ger lägst konstruktionshöjd blir dimensionerande. Konstruktionshöjden är höjden från underkant betongbalk till överkant brobaneplatta. Med hjälp av konstruktionshöjden kan sedan en uppskattad spännvidd tas fram från formeln $h = \frac{L}{20}$, där h är konstruktionshöjden och L är bronns uppskattade spännvidd. Kontroll av att den uppskattade spännvidden inte understiger den valda spännvidden utförs.



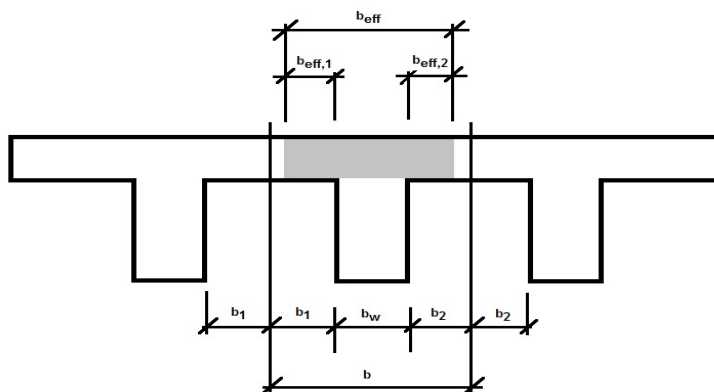
Figur 11-2. Ritning med de kritiska punkterna i norr respektive söder utmarkerade. Omarbetad från förslagsritning.

I beräkningarna av konstruktionshöjd har den fria höjden satts till 4,4 m, se bilaga 5. Detta för att det i beräkningarna av armeringen krävdes att konstruktionshöjden skulle ökas med 30 cm.

11.3. Beräkning av medverkande flänsbredd

Balkarnas flänsar kommer att medverka i lastupptagningen vid belastning av balken i böjning, och därför måste den medverkande flänsbredden beräknas. Medverkande flänsar är de delar av brobanepattan som räknas som balkarnas flänsar, se figur 11-3. Bestämning av medverkande flänsbredd görs genom beräkning av effektiva bredden, vilken beräknas som

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w, \text{ där } b_w \text{ är balklivets bredd.}$$



Figur 11-3. Den medverkande flänsbredd är det gråmarkerade området i figuren. Omarbetad från (Al-Emrani, et al., 2011a).

Den medverkande flänsbredden, b_{eff} , används då sedan som flänsbredd för betongbalkarna i efterföljande beräkningar. Om spännvidden är lång begränsas den effektiva bredden av bredden b , då detta är cc-avståndet för varje balk. Beräkningar av den effektiva bredden görs för både mittbalken och ytterbalkarna. Även om lasten blir störst på en av balkarna, är det inte helt säkert att den balken blir dimensionerande. Den medverkande flänsbredden påverkar nämligen momentkapaciteten och en kontroll bör genomföras.

11.4. Bestämning av betongens hållfasthetsklass

Vid val av betongens hållfasthetsklass är det viktigt att utgå från konstruktionens bärförmåga och mekaniska verknings sätt. Det finns även ytterligare faktorer som påverkar valet, såsom krav på beständighet, formbarhet och härdningsprocessen samt miljö- och exponeringsklass. När en hållfasthetsklass väl har valts är det viktigt att den används konsekvent i alla beräkningar (Al-Emrani, et al., 2011a).

Området där bron ska byggas ligger inom klimatzon 2 vilken är den näst varmaste zonen i Sverige (Vägverket, 2008). Därför antas en relativ fuktighet på 80 %. Den förväntade livslängden är 80 år vilket motsvarar L50 (Vägverket, 2010). Exponeringsklass sätts till XD1 då den avser miljöer med måttlig fuktighet och korrosion som orsakas av luftburna klorider (Svensk Betong, 2003). Utifrån vald exponeringsklass och förväntad livslängd kan vattencementtalet, vct, sättas till 0,45 (Chalmers tekniska högskola, 2008).

Tryckhållfastheten hos betong bestäms efter 28 dygn men hållfastheten ökar successivt med tiden under cirka 5-10 år. Med hjälp av en tidsfunktion kan medeltryckhållfastheten uppskattas hos betongen efter den förväntade livslängden på 80 år (Al-Emrani, et al., 2011a).

Därefter omvandlas medeltryckhållfastheten efter 28 dygn och medeltryckhållfastheten efter 80 år till motsvarande karakteristiska tryckhållfastheter. Dessa värden visar att tryckhållfasthet hos betongen kommer motsvara C35/40 under de första 28 dygnen, samt tryckhållfasthet C80/95 efter 80 år. Bron kommer att gjutas med hållfasthetsklassen C80/95 då det är den hållfasthet som kommer krävas efter 80 år.

Den cementsort som anses lämplig att använda är anläggningscementen Portland Degerhamn, CEM I 42,5 N BV/SR/LA. Denna cementsort passar för grova och medelgrova konstruktioner och är sulfatresistent samt lågalkalisk (Al-Emrani, et al., 2011a).

11.5. Dimensionerande lastfall

De dimensionerande lastfallen tar hänsyn till två laster: egentyngd och trafiklast. Trafiklast avser trafikens påverkan i vertikal och horisontell riktning på körbana, vägren samt eventuell gång- och cykelbana (Vägverket, 2009b). Egentyngheden är betydande för betongbroar och måste först uppskattas genom preliminära tvärsnittsmått vilka sedan optimeras. För trafiklast finns fyra modeller, Load Models, i EC: LM1, LM2, LM3 och LM4.

- LM1: Koncentrerade och jämnt utbredda laster, normal trafikbelastning med last- och personbilar.
- LM2: Enstaka axellast på specifika hjulkontakttytor, dynamiska effekter av normal trafik på bärverksdelar med små spännvidder.
- LM3: Antal axellaster som representerar speciella fordonsmodeller.
- LM4: Jämnt utbredd folkmassa, särskilt lämpad för broar i eller nära tätorter.

(SIS, 2003).

I den svenska nationella bilagan finns ytterligare 14 lastfall som avser typfordon a till n. I detta arbete kommer endast LM1 att beaktas, eftersom det för korta vägbroar normalt är denna som blir dimensionerande.¹⁰

För LM1 belastas brobanepattan med upp till tre lastfält som är tre meter breda. I varje lastfält

¹⁰ Sören Lindgren, universitetslektor vid avd. för Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola. *Brolaster enligt Eurocode*, föreläsning 2013-03-22.

placeras en axellast samt en jämnt utbredd last. Då spännvidden överstiger tio meter kan axellasten förenklas till en punktlast, men för svenska förhållanden får en sådan bara placeras i lastfält ett och två. En jämnt utbredd last kan placeras ut utanför lastfälten för att ge maximalt ogynnsam effekt (Vägverket, 2009b).

Genom LM1 fås ur EC SS-EN 1991-2 karakteristiska värden på de laster som verkar på bron och som är utgångspunkt för beräkning av dimensionerande lastfall. Med anpassningsfaktorer, enligt EC, reduceras sedan lasterna och det är dessa reducerade laster som används som axellast och trafiklast i lastfälten för de olika lastfallen.

Tvärled

Inför framtagning av moment- och tvärkraftsdiagram utförs en lastkombinering av de reducerade lasterna i lastfälten och egentyngden på bron. Vid en lastkombinering skalas lasterna om olika mycket beroende på vilken lastkombination som används och detta görs med partialkoefficienter, reduktionsfaktor och lastreduktionstal som fås från EC. I beräkningar i brottgränstillstånd för det aktuella brokonceptet används lastkombinationsekvationen 6.10b från EC SS-EN 1990 som gör att lasten ökas och egentyngden reduceras. Denna lastkombinering är ofta den som blir dimensionerande för korta broar och därför görs beräkningar i brottgränstillstånd här endast med denna ekvation. För att kunna beräkna sprickbredd i bruksgränstillstånd används lastkombinationsekvation 6.16b.

Längsled

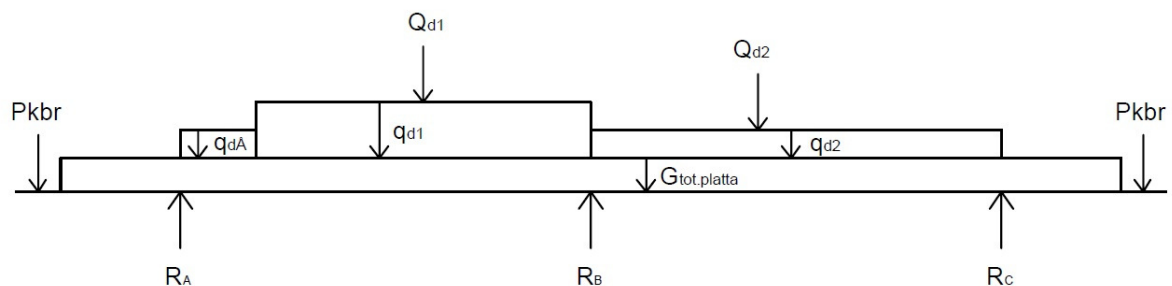
Beräkningarna i längsled genomförs på samma sätt som i tvärled, men de reducerade lasterna görs om med influenslinjer för att anpassas till laster i längsled. För att beräkna spricksnittet används lastkombinationsekvation 6.10b i brottgränstillstånd och sedan används ekvation 6.15b i bruksgränstillstånd för nedböjningen. För beräkning av sprickbredd används ekvation 6.16b i bruksgränstillstånd.

Beskrivning av de tre lastfallen

För förklaring av variabler i figurerna nedan, se bilaga 10.

Lastfall 1

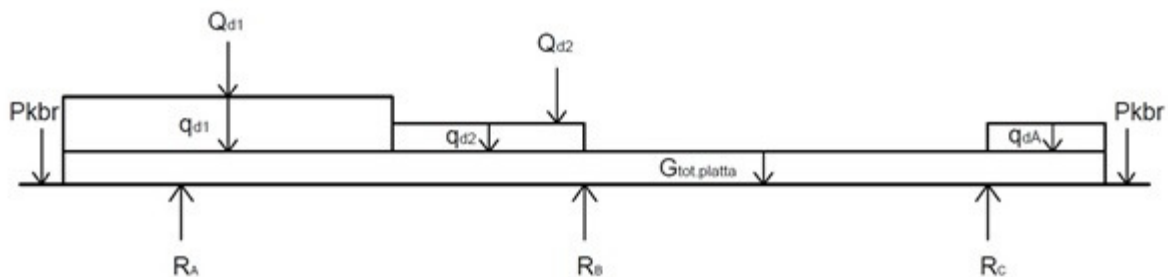
Mittbalken (B i figur) belastas maximalt. Körfält 1 läggs vänster om mittstödet, och körfält 2 läggs till höger. Utanför dessa körfält läggs en utbredd last q_a fram till stöd A och C. Se figur 11-4.



Figur 11-4. Lastfall 1. Balk A, B och C motsvaras av reaktionskrafterna R_A , R_B och R_C (egen bild).

Lastfall 2

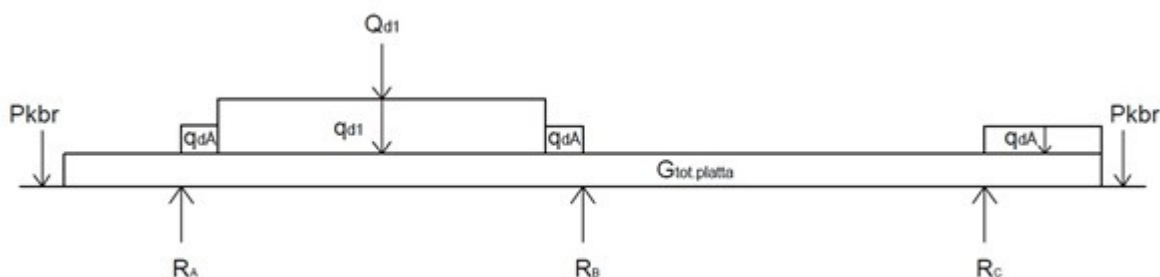
Ytterbalken (A i figur) belastas maximalt. Körfält 1 läggs längst till vänster, körfält 2 till höger om detta och en återstående utbredd last q_a läggs till höger om stöd C. Körfält två kortas av i breddled vid stöd B för att ge den minsta gynnsamma inverkan på stöd A. Se figur 11-5.



Figur 11-5. Lastfall 2. Balk A, B och C motsvaras av reaktionskrafterna R_A , R_B och R_C (egen bild).

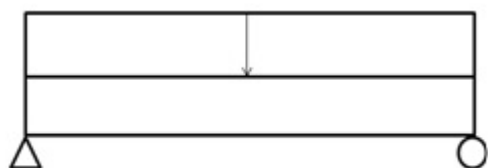
Lastfall 3

Detta lastfall ger maximalt moment i fält mellan stöd A och B. Körväg 1 läggs i mitten mellan stöd A och B och utanför körvägen läggs en utbredd last q_a . Denna utbredda last placeras också till höger om stöd C. Se figur 11-6.



Figur 11-6. Lastfall 3. Balk A, B och C motsvaras av reaktionskrafterna R_A , R_B och R_C (egen bild).

Verkningsätt: I längsled studeras balkarna var för sig och en balk ska bära upp de pålagda lasterna från trafiken på bron ovanför den specifika balken och även sin egentyngd, som förutom betongbalken även består av beläggning och räcken. Dessa laster förs ned via balken till de två lager som balken är fritt upplagd på, se figur 11-7. Symmetri gör att lasten fördelas jämnt över de två lagren.



Figur 11-7. Fritt upplagd balk med jämnt utbredd last (egen bild).

I tvärlid ses istället bronns tre balkar som de stöd som den pålagda lasten och egentyngden, som i detta fall består av plattan, kantbalkar, beläggning och räcken, ska föras ned till. Då betongbron har tre balkar är systemet statiskt obestämt och fördelningen av lasten till de tre stöden bestäms av de olika aktuella lastfallen vilka kan ses i figur 11-4 till 11-6.

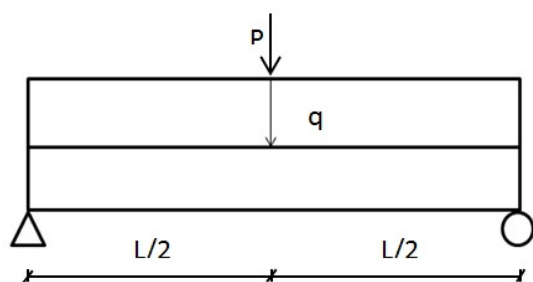
11.6. Moment och tvärkraft

Resultande moment- och tvärkraftsfördelning tas fram i tvärlid och längsled. Max- och minvärden används som underlag för dimensionering av armeringen och dimensionerna på tvärsnitten. Reaktionskrafterna fås genom kraft- och momentjämvikter i längsled samt med hjälp av influenslinjer i tvärlid.

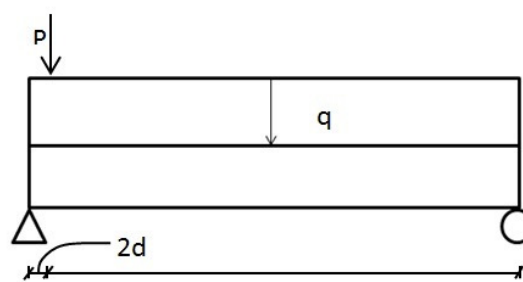
I **längsled** är balkarna fritt upplagda på stöd vilket innebär att systemet är statiskt bestämt. Beräkningar görs både för mittbalken och för ytterbalken eftersom det är olika egentyngder för dessa beroende på medverkande flänsbredd. Det lastfall av lastfall 1 och 2 som ger maximal stödreaktion i tvärlöd (på ett tvärsnitt av balken med ett djup på 1 m) används som dimensionerande i längsled. Denna stödreaktion fungerar som en jämnt utbredd last som verkar på balken i längsriktningen.

Denna jämnt utbredda last i längsled är den trafiklast som verkar på bron och bron belastas dessutom av axellast som vid beräkningarna består av en punktlast. Punktlasten utgörs av två axellaster som på grund av balkens spännvidd över 10 meter förenklas till en last. Maximalt moment fås om punktlasten placeras mitt på balken och då den utbredda lasten verkar jämnt över hela sträckan fås det maximala momentet just under punktlasten, se figur 11-8. Det maximala momentet används för att dimensionera långbalkarna samt längsgående armering i dessa. För att ta fram momentfördelningen snittas balken. Stödreaktionskrafterna i längsled fås ur kraft- och momentjämvikt och symmetri gör att dessa är lika stora vid båda upplagen.

Maximal tvärkraft på balken fås vid upplagen där lasten ska bäras. Balken belastas med en jämnt utbredd last och en punktlast som precis som i momentberäkningarna förenklats till en last. Den maximala tvärkraften fås då punktlasten förskjuts till stödområdet, på avståndet $2d$ från stödets mitt, se figur 11-9.



Figur 11-8. Maximalt moment för fritt upplagd balk med jämnt utbredd last fås då punktlasten placeras mitt på balken (egen bild).



Figur 11-9. Maximal tvärkraft för fritt upplagd balk med jämnt utbredd last fås vid upplag då punktlasten placeras på avståndet

I **tvärlöd** ses brobanepattan som en kontinuerlig balk med ett djup in i tvärsnittet på en meter. De tre långbalkarna anses här fungera som tre punktstöd, A, B och C. På grund av de tre stöden är systemet statiskt obestämt och influenslinjeberäkningar måste användas för trafiklasterna. För förklaring av influenslinjer, se bilaga 11. Effekten av egenvikten på brobanepattan, räcken och kantbalkar förenklas på så sätt att dessa laster förs rakt ned till närmaste stöd, utan att använda influenslinjer. För egenvikten blir denna förenklning dock nära verkligheten¹¹. Moment- och tvärkraftsdiagram tas fram genom att dela upp brobanepattan i flera snitt och beräknas utefter tre tidigare nämnda lastfall enligt 6.10b, där lastfall 1 ger maximalt stödmoment över de längsgående balkarna och lastfall 3 ger maximalt fältmoment mellan balkarna. Tyngden för kantbalkarna och räckena slås samman till en punktlast för att förenkla beräkningarna. Dessa värden används för att dimensionera den längsgående armeringen i över- och underkant av brobanepattan.

11.7. Armeringsutformning och konstruktionsdimensioner

Vid dimensionering av armeringsinläggning och balkarna i bron i *längsled* utgår beräkningarna från den mittersta balken då den utsätts för det största momentet. I *tvärlöd* görs inläggningen av armering i plattan (ovandelen av balkarna) och beräkningar görs på ett tvärsnitt med djupet 1 m. Det

¹¹ Sören Lindgren, universitetslektor vid avd. för Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola. *Brolaster enligt Eurocode*, föreläsning 2013-03-22.

maximala momentet för de två fallen 1 och 3 kommer användas i alla beräkningar då det ger det mest kritiska fallet för konstruktionen. Den totala konstruktionshöjden är ursprungligen beräknad utifrån förslagsritning, se bilaga 1. Kamstång B500B väljs som armeringstyp och all armering antas flyta vilket ger förutsättning för att beräkna den erforderliga armeringsarean i tvärsnittet.

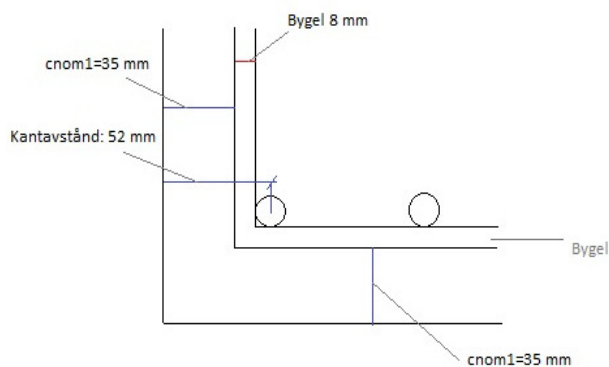
För att avgöra vilken dimension som är bäst lämpad för armeringen testas tre olika dimensioner; $\phi 16$, $\phi 20$ och $\phi 25$. Utifrån erforderlig armeringsarea för konstruktionen anses $\phi 25$ vara den dimension som ger ett rimligt antal stänger.

Täckande betongskikt

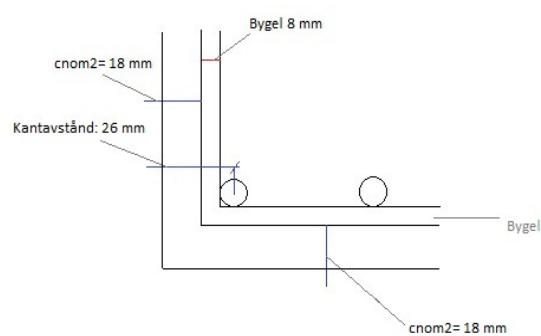
Det täckande betongskiktet är avståndet mellan armeringens yta och närmaste ytterkant i betongen. Det är viktigt att betongskiktet uppfyller kraven då det skyddar armeringen mot korrosion. Måttet på det täckande betongskiktet, inklusive minimimått plus en tolerans, beräknas enligt nationella parametrar som:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{där} \quad \begin{array}{l} c_{min} \text{ är minsta täckande betongskikt} \\ \Delta c_{dev} \text{ är möjlig och tillåten måttavvikelse} \end{array}$$

Det minsta täckande betongskiktet, c_{min} , bestäms som det största värdet av två fall; med hänsyn till korrosionsskydd, $c_{min,dur}$, och med hänsyn till armeringens vidhäftning, $c_{min,b}$ (Al-Emrani, et al., 2011a). De två fallen beräknas och måtten visas i figur 11-10 och 11-11.



Figur 11-10. Fall 1: Med hänsyn till korrosion (egen bild).



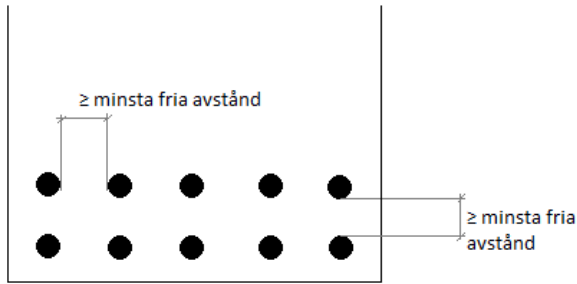
Figur 11-11. Fall 2: Med hänsyn till vidhäftning (egen bild).

Det täckande betongskiktet måste klara av både fall 1 och 2. Det fall med störst mått på täckande betongskikt blir därmed dimensionerande.

Kantavståndet mellan centrum för en armeringsstång i det yttersta lagret och kanten av balken bestäms utifrån måtten för det dimensionerande täckskiktet.

Minsta avstånd mellan stängerna

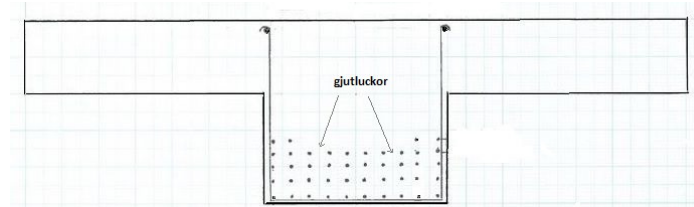
När stängerna ska placeras i tvärsnittet är det viktigt att de uppfyller kravet på minsta avstånd mellan stänger, se figur 11-12.



Figur 11-12. Minsta fria avstånd horisontellt och vertikalt mellan stängerna (egen bild).

Detta avstånd krävs för att betongen ska kunna kompakteras och för att armeringen ska uppnå god vidhäftning.

Eftersom stängerna placeras i mer än ett lager i längsled kommer de anordnas i grupper om tre stänger med fria luckor, så kallade gjutluckor, för att förenkla kompakteringen av betongen, se figur 11-13 (Al-Emrani, et al., 2011a).



Figur 11-13. Placering av gjutluckor (egen bild).

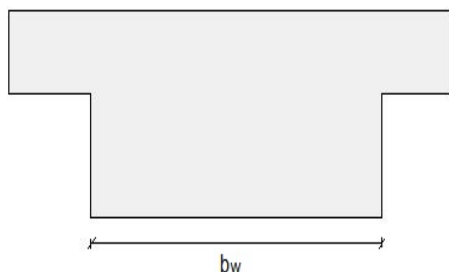
Kontroll av armeringsmängder

Det finns en undre och en övre gräns för tvärsnittsarean hos den längsgående dragarmering, $A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$. Gränsvärdena är nationella parametrar samt rekommenderade värden.

Vid överarmering av konstruktionen kan brott inträffa innan armering börjar flyta vilket bör undvikas då segt verkningsätt eftersträvas. Kraven för minimiarmering finns för att undvika att armeringen slits av då tvärsnittet spricker (Al-Emrani, et al., 2011a).

11.7.1. Längsgående armering i längsled

När armeringens täckande betongskikt, dimensioner och inplacering i längsled har fastställts kan balkens livbredd, b_w , bestämmas vilken ses i figur 11-14.



Figur 11-14. Balkens livbredd i tvärsnittet (egen bild).

11.7.2. Längsgående armering i tvärled

I brobanepattan väljs armeringsdimensionen 25 mm, $\phi 25$, det vill säga samma dimension som för armeringen i längsled. Observera att $\phi 16$ normalt väljs för plattkonstruktioner.¹²

11.7.3. Dimensionering av tvärkraftsarmering i längsled

När tvärkraftsarmeringen dimensioneras utgår beräkningarna från den maximala lasteffekten i längsled, $V_{Ed}(x)$, som beräknas i bilaga 12. För att kunna dimensionera tvärkraftsarmeringen kontrolleras tvärsnittets kapacitet först för livtryckbrott och skjuvglidbrott.

Tvärsnittets kapacitet mot livtryckbrott kontrolleras. Livtryckbrott kan uppkomma om skjuvsprickor och trycksträvor i betongen överbelastas och krossas i livet, vilket kan påverka betongens bärförmåga. Vid beräkning av livtryckbrott kommer inte tvärkraften reduceras då den inte påverkas gynnsamt av lastangrepp nära upplag. Beräknade värden och kontroller visar att livtryckbrott inte kommer uppstå i konstruktionen.

Kontroll av tvärsnittskapaciteten mot skjuvglidbrott, $V_{Rd,c}$, genomförs. Den dimensionerande lasteffekten reduceras till $V_{Ed,red}$ i detta fall på grund av inverkan av last nära upplag. Kontroll av tvärsnittets kapacitet mot skjuvglidbrott visar att lasteffekten är större än den framräknade kapaciteten.

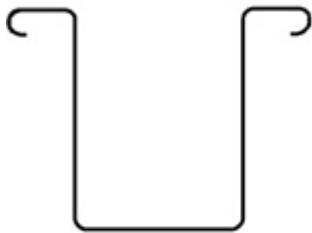
Tvärkraftsarmering dimensioneras för att begränsa skjuvsprickornas utbredning längs balkens nederkant. Vid inläggning av tvärkraftsarmering beräknas ett nytt värde för tvärkraftskapaciteten för livtryckbrott (Al-Emrani, et al., 2011a). Detta kontrolleras enligt:

$$V_{Rd,max} > V_{ed}(x)$$

Val av tvärkraftsarmering och intensitet

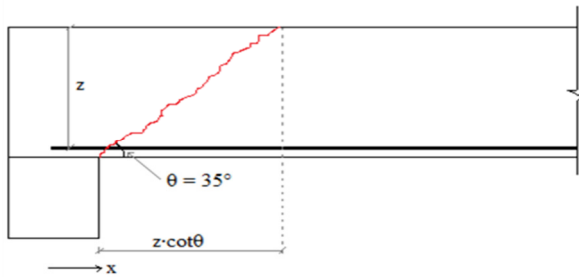
Tvärkraftsarmeringen i konstruktionen kommer att utgöras av vertikala byglar, se figur 11-15. Dimensionerna på byglarna sätts till $\phi = 8$ mm och den vertikala lutningen väljs till $\alpha = 90^\circ$.

Behovet av tvärkraftsarmering bestäms utifrån det kritiska snittet intill upplag vilket beror på lutningen θ hos de sneda sprickorna och sprickans sidoutbredning, $z \cdot \cot \theta$. Det kritiska snittets position, x , ger ett nytt reducerat värde på lasteffekten, $V_{Ed,red,ny}$. Trycksträvornas lutning sätts till $\theta = 35^\circ$, rekommenderat värde: $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, se figur 11-16 (Al-Emrani, et al., 2011a).



Figur 11-15. Vertikal bygel (egen bild)

¹² Joosef Leppänen, universitetslektor vid avd. för Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola.



Figur 11-16. Kritiskt snitt intill upplag samt sned spricka (egen bild).

Armeringsintensiteten, s , i det kritiska snittet tas fram med hjälp av byglarnas armeringsarea, A_{sw} , och dimension, φ . Därefter beräknas tvärarmeringsinnehåll, ρ_w , i konstruktionen vilket beror på den framtagna armeringsintensiteten. Det framtagna värdet kontrolleras mot den minsta tillåtna mängden tvärkraftsarmering, $\rho_{w,min}$, samt att kraven för maximalt centrumavstånd i längsled, $s_{l,max}$, är uppfyllt (Al-Emrani, et al., 2011a).

Indelning av balken i delområden beroende på armeringsintensiteten

Balken delas in i tre områden i längsled vilka utformas med hänsyn till kraven på armeringsintensiteten. För byglar är det lämpligt att hålla konstant centrumavstånd mellan stängerna och det är därför konstruktionen endast delas in i tre områden och inte anpassas mer utförligt mot tvärkraftsbehovet. Vid balkens stödzoner är centrumavståndet för armeringen tätare jämfört med i balkens mittområde där behovet av tvärkraftsarmering inte är lika stort (Al-Emrani, et al., 2011a).

Område 1 och 3 närmast stödzoner

Vid stöden blir det maximala centrumavståndet, $s_{l,max}$, mellan stängerna dimensionerande vid beräkning av hur långt område 1 sträcker sig i x-led. Den dimensionerande tvärkraften för området beräknas. Motsvarande x-värde för det framtagna, $V_{Rd,s,min}$, beräknas med hjälp av ekvationer för tvärkraft längs balken. Detta x-värde motsvarar områdesgränserna vid ändzonerna (Al-Emrani, et al., 2011a).

Område 2 balkens mittdel

Minsta mängden tvärkraftsarmering blir dimensionerande i mittdelen av balken då det räcker för att uppfylla kraven på kapaciteten. Avståndet mellan byglarna beräknas.

Förskjutning av områdesgränser

För det dimensionerande snittet kan området förskjutas sträckan $z \cdot \cot\theta$, vilket minskar materialåtgången (Al-Emrani, et al., 2011a).

11.7.4. Dimensionering av tvärkraftsarmering i tvärled

I tvärled utförs kontroll av livtrycksbrott enligt EC. Tvärkraftskapaciteten, V_{Rdc} , beräknas enligt EC och jämförs med den dimensionerande tvärkraften i det kritiska snittet, $V_{Ed,krit}$, beläget $2d$ från ytterbalkarna respektive mittbalken. Den dimensionerande tvärkraften i det kritiska snittet skall egentligen reduceras, men V_{Rdc} är större än det reducerade $V_{Ed,krit}$ och ingen tvärkraftsarmering erfordras i tvärled.

11.8. Avkortning och förankring av armering

Vid dimensionering av den längsgående dragarmeringen i längsled kommer utgå beräkningarna från tvärsnittet i mittbalken, då den utsätts för det maximala momentet, M_{Ed} . I tvärled kommer beräkningarna att utgå från ett 1 m brett tvärsnitt av brobanepattan. Ett dragkraftsbehov uppkommer, vilket kan motverkas av den inlagda armeringens dragkraftskapacitet. För att systemet ska vara i jämvikt krävs det att dragkraftskapaciteten är större än dragkraftsbehovet enligt:

$$f_{yd} \cdot A_s \geq \frac{M_{Ed}}{z}$$

där f_{yd} är stålets dimensionerande flyttöjning

(bärförmåga \geq lasteffekt)

Det böjande momentet styr behovet av armeringsintensiteten, vilket leder till att mindre mängd armering kan placeras i vissa delar av konstruktionen där behovet är mindre. I längsled krävs mindre armering vid kantstöden jämfört med i mitten av konstruktionen. I tvärlid behöver brobaneplattan längsgående dragarmering i både överkant och underkant på grund av de underliggande balkarna. För att anpassa armeringsmängden i varje område av bron kan armeringen avkortas i olika snitt och på detta sätt få dragkraftskapaciteten att följa dragkraftsbehovet på bästa sätt. Genom att använda avkortning minskas mängden material vilket optimerar konstruktionen (Al-Emrani, et al., 2011b).

För att kunna avgöra i vilka snitt som armeringen bör avkortas tas en dragkraftsbehovskurva, F_{td} , fram. Kurvan visar hur dragkraftsbehovet varierar utefter hela balken respektive brobaneplattan. I samma figur ritas även en kurva för lasteffekten, M_{Ed}/z , in för att säkra att den inlagda armeringens dragkraftskapacitet uppfyller kraven. Se de framtagna dragkraftskurvorna i bilaga 15.

Dragkraftsbehovet kan maximalt uppnå värdet F_{tdmax} vilket uppstår i snittet med det maximala momentet. Det maximala dragkraftsbehovet orsakas av det maximala momentet och påverkas inte av sneda sprickor.

Kritiska snitt längs balken är där tvärkraftsarmeringsintensiteten ändras, därför beräknas dragkraftsbehovet två gånger i samma snitt men med olika tvärkraftsarmeringsintensiteter, s_1 och s_2 . I tvärlid krävs ingen tvärkraftsarmering och kritiska snitt uteblir längs brobaneplattan. Det beräknade dragkraftstillskottet, ΔF_{td} kontrolleras med hänsyn till kravet:

$$0,5V_{Ed} < \Delta F_{td} < 1,25V_{Ed}$$

Om gränsvärdena under- eller överstigs sätts det slutliga värdet på dragkraftstillskottet till det gränsvärde som är närmast det framräknade. Slutligen kan dragkraftsbehovet beräknas och även detta kontrolleras med hänsyn till det maximala dragkraftsbehovet, F_{tdmax} . Om det framräknade värdet överstiger det maximala dragkraftsbehovet sätts slutvärdet till det maximala värdet (Al-Emrani, et al., 2011b).

Bestämning av dragkraftskapacitet

Dragkraftskapaciteten hos en armeringsstång beror på materialets hållfasthet vilket ger villkoret:

$$F_{td} \leq f_{yd} \cdot A_s \quad \text{där } F_{td} \text{ är dragkraftsbehov med hänsyn till sneda sprickors inverkan}$$

Intill ändarna av stängerna blir förankringskapaciteten avgörande och förankrad kraft per längdenhet utefter stången får inte överstiga den möjliga dragkraftstillväxten S_b . När den möjliga dragkraftstillväxten bestäms, måste olika typer av brott såsom spjälk- och utdragsbrott beaktas.

Förankringskapaciteten beräknas enligt (Al-Emrani, et al., 2011b):

$$F_{sy} = f_{yd} \cdot A_{si} \quad \text{där } A_{si} \text{ är tvärsnittsarea hos en armeringsstång}$$

Möjlig krafttillväxt, S_{bd}

I nästa steg beräknas maximalt möjlig krafttillväxt per stång samt för det aktuella antalet avkortningsstänger. Faktorerna som används är nationella parametrar och ger en gynnsam

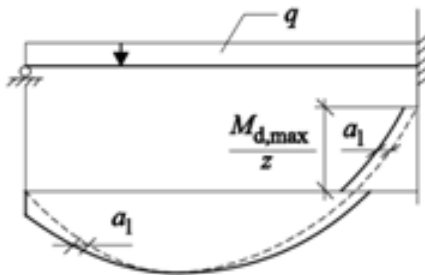
inverkan på krafttillväxten om de har ett värde mindre än 1,0. Samtliga faktorer ges värdet 1,0 för att vara på den säkra sidan. Dimensionerande vidhäftningshållfastheten, f_{bd} , är den möjliga krafttillväxten per ytenhet av stängerna (Al-Emrani, et al., 2011b).

Förankringslängder, l_{bd}

För att dragkraften i armeringsstängerna ska kunna överföras till den omgivande betongen krävs en viss sträcka där överföring av skjuvspänningar kan ske. Den sträckan kallas förankringslängd och är den längd, l_{bd} , som krävs för att förankra stängens flytkraft utan att möjlig dragkraftstillväxt överskrider. Det finns även krav på minsta och maximalt tillåtna förankringslängder vilka beräknas. Den maximala förankringslängden används vid alla avkortningssnitt för att vara på den säkra sidan, med undantag i kantsnitten i både längsled och tvärlid. Vid kantsnitten är förankringslängden något mindre än den maximala förankringslängden som fordras för att förankra stängernas flytkraft. Detta beror på att den aktuella kraften som ska förankras är mindre än den maximala förankringslängden (Al-Emrani, et al., 2011b).

Förskjutning av dragkraftskurvan

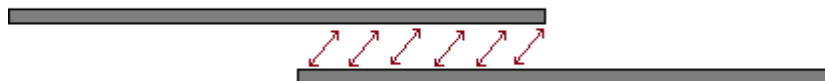
När sneda sprickor uppkommer i betongen ökar dragkraften vilket bör beaktas vid utformningen av armeringen. Genom att förskjuta dragkraftskurvan sträckan a_1 , se bilaga 15, beaktas dessa sprickor vid avkortning av armeringsstänger, se figur 11-17 (Al-Emrani, et al., 2011b).



Figur 11-17. Balk med jämnt fördelad last. Streckad linje är lasteffekten enligt momentdiagrammet utan hänsyn till sneda sprickor och den heldragna linjen tar hänsyn till sprickorna (Boverket, 2004).

Skarvning av armeringsstänger

I längre konstruktioner är det vanligt att armeringsstängerna måste skarvas då de oftast levereras i längder om 12 m. Detta berör inte den längsgående armeringen i tvärlid då brobanepattan inte överskrider 12 m. Metoden för skarvning i längsled som kommer att användas för denna konstruktion är omlottskarvning, vilket innebär att stängerna placeras omlott, se figur 11-18. Genom att placera stängerna på detta sätt möjliggörs kraftöverföring mellan armeringen och betongen och dragkraften kan överföras mellan stängerna genom ett fackverksliknande system, se figur 11-18.

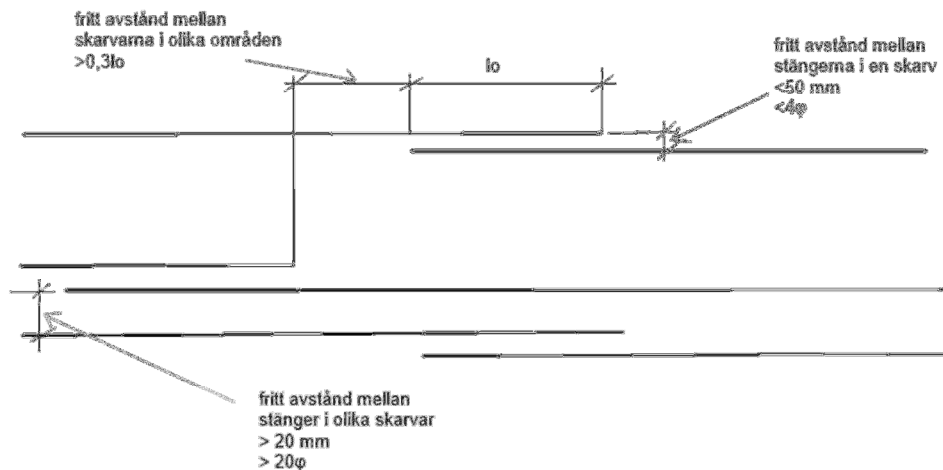


Figur 11-18. Dragkraft överförs mellan stänger genom ett fackliknade system (egen bild).

Skarvarna kommer att vara en kritisk punkt i konstruktionen och det finns en risk att spjälksprickor och skarvbrott uppkommer på grund av dragspänningar som skapas i betongen. För att förhindra detta kommer tvärarmering placeras runt skarvarna i dessa snitt. I EC ges vissa begränsningar när det gäller armeringsskarvarnas utformning vilka kommer följas, kraven är nedanstående:

- Skarvarna ska normalt vara förskjutna i förhållande mot varandra, det vill säga inte skarvas i samma snitt.
- Skarvarna ska undvikas i tvärsnitt med stora moment.
- Skarvarna ska anordnas symmetriskt i tvärsnittet.
- Minimikrav på detaljutformning och tvärarmering ska vara uppfyllda.
- För dragna stänger gäller att alla stänger får skarvas i samma snitt om stängerna ligger i samma lager. Om stängerna ligger i flera lager får högst 50 % av stängerna skarvas i samma snitt.

(Al-Emrani, et al., 2011b)



Figur 11-19. Detaljutformning och minimikrav för skarvar (egen bild).

Skarvarna kommer att vara förskjutna i förhållande till varandra och placeras tre meter in på balken då momentet M_{Ed} är relativt lågt där. Eftersom de 20 stänger som behöver skarvas ligger i två separata lager kommer de två lagren skarvas enligt kraven på fritt avstånd mellan skarvar i olika områden, se figur 11-19.

Ytterligare krav på detaljutformningen av skarvar

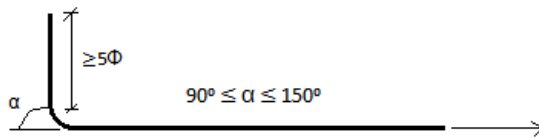
Då diametern hos de skarvade stängerna är större än 20 mm ska särskild tvärkraftsarmering läggas in mellan de skarvade stängerna. Om andelen skarvade stänger är större än 0,5 av det totala antalet och avståndet mellan intilliggande stänger i samma snitt är mindre än 10ϕ ska tvärkraftsarmeringen utgöras av länkar eller öppna eller slutna byglar. Beräkningar visar att andelen endast är 0,455 men att avståndet mellan intilliggande skarvar är mindre än 10ϕ och därför kommer tvärkraftsarmeringen utgöras av samma öppna byglar som den resterande tvärkraftsarmeringen.

Tvärkraftsarmeringen ska ha ett centrumavstånd mindre än eller lika med 150 mm och koncentreras till de yttre tredjedelarna av skarvlängden l_0 . Om skarven används för att överföra tryckkrafter ska vid varje sida av skarven en av tvärstängerna placeras utanför skarvlängden inom avståndet 4ϕ från skarvens ändar. Detta gäller för de två översta längsgående stängerna (Al-Emrani, et al., 2011b).

Armeringsutformning i ändzoner

Då hela förankringslängden får plats i kantbalkarna kan armeringsstängerna i tvärlid förankras utan extra åtgärder. Förankring av armeringen i ändzoner i längsled kan ske på flera olika sätt. För att förankringstypen ska vara godkänd att användas måste ett antal geometriska krav vara uppfyllda, se figur 40. Böckningsradien ska väljas med hänsyn till risk för spjälkning av betong och skador hos armeringsstången men kommer inte kontrolleras med beräkningar i detta arbete (Al-Emrani, et al., 2011b).

I denna konstruktion anses det lämpligt att använda förankringstypen bock, se figur 11-20. De geometriska kraven för denna typ av förankring är att längden på den uppbockade delen av stången ska vara större än 5ϕ , vilket motsvarar 125 mm och att vinkeln α ska vara mellan 90° och 150° . Då den totala konstruktionshöjden är 1,08 m finns det utrymme till att bocka upp stängerna 125 mm. I denna konstruktion finns det möjlighet att variera vinkel α mellan $90^\circ - 150^\circ$, men för att minska armeringens utbredning i tvärled sätts den till $\alpha = 130^\circ$.



Figur 11-20. Förankringstyp bock med geometriska krav (egen bild).

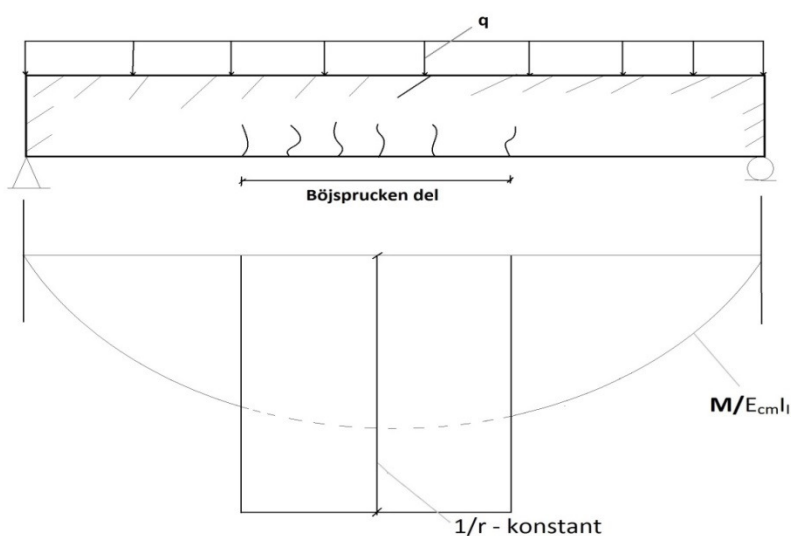
11.9. Nedböjning

Nedböjningen är en deformation som beror på krympning, krypning och laster. Konstruktioner har krav på maximal tillåten nedböjning, i detta fall $L/200$.

Vid beräkning på betongkonstruktioner måste långtidseffekter, både för belastningstid och för uttorkning av betong, tas i beaktning. Det slutliga krympmättet beräknas enligt EC och behandlar den relativa luftfuktigheten i området och hur stor andel av konstruktionen som utsätts för uttorkning. Krypning behandlar betongens förlust av hållfasthet över lång tid och beräknas enligt EC. Vid beräkning av det slutliga krypmättet antas pålastning ske efter tidigast 28 dagar.

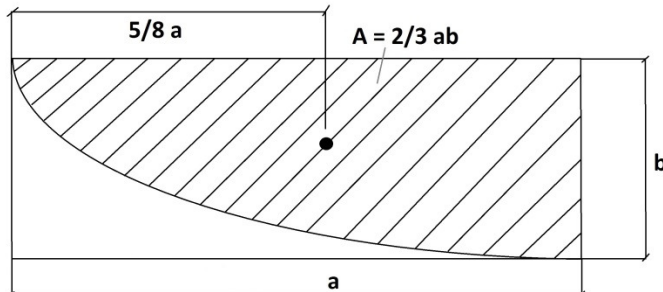
Momentfördelningen för den fritt upplagda balken är symmetrisk och nedböjningen är maximal i mittsnittet, nedböjning kan då beräknas enligt areametoden för EC. Beräkningar för nedböjning görs på långtidslaster enligt EC 6.15b och görs endast på mittbalken då detta är den mest belastade.

För areametoden beräknas krökningsbidrag på grund av last respektive krympning. Lastbidraget beräknas separat för osprucken och sprucken del. I den spruckna delen antas krökningen vara konstant eftersom armeringen är avkortad, figur 11-21. Den kritiska punkten i längsled där betongen spricker beräknas med hjälp av det kritiska sprickmomentet.

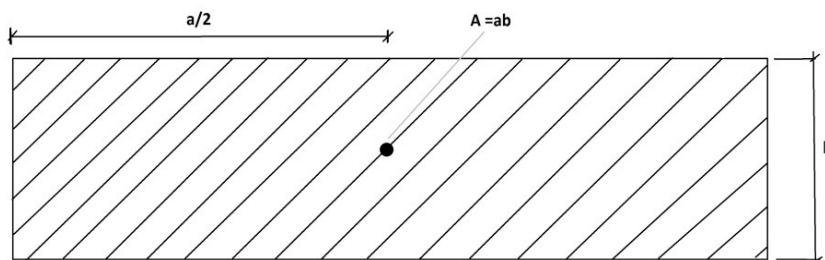


Figur 11-21. Krökningsbidragen beroende av last i sprucken och osprucken del för balk med avkortad armering. Omarbetad från (Al-Emrani, et al., 2011b).

Krökningsbidraget från krympning beräknas och antas vara jämn över hela balken. Krympningen påverkar båda krökningsbidragen. Krökningsbidragen för respektive del bildar tillsammans med längden, som krökningen verkar på, en area enligt figur 11-22 och 11-23. Längden som krökningen verkar på har beteckningen a och krökningen betecknas b i figurerna. Halva krökningsarean multipliceras sedan med avståndet från kant till respektive areatyngdpunkt och nedböjningen för respektive del fås.



Figur 11-22. Krökningsarean beroende av last för osprucken del, där b är krökningen och a är krökningslängden. Omarbetad från (Al-Emrani, et al., 2011b).



Figur 11-23. Krökningsarean beroende av last i osprucken del och för krympning, där b är krökningen och a är krökningslängden. Omarbetad från (Al-Emrani, et al., 2011b).

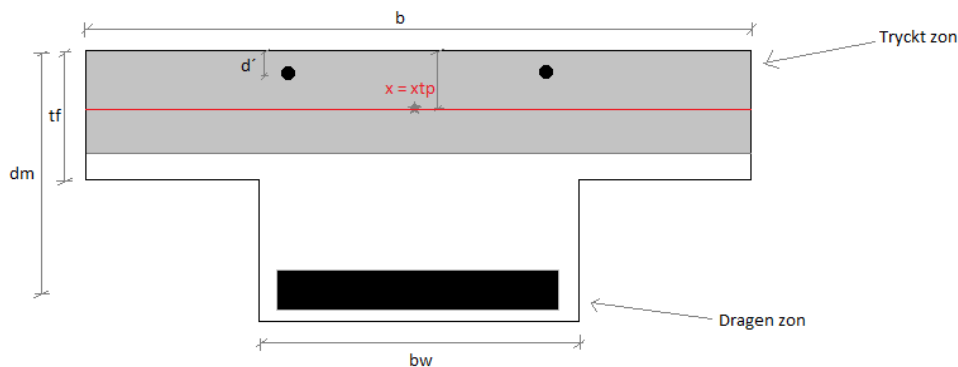
Nedböjningen beräknas sedan med hjälp av krökningen för respektive del. Dessa delnedböjningar adderas till varandra för att få den slutliga nedböjningen i mittsnittet. Nedböjningen kontrolleras sedan mot kravet för maximalt tillåten nedböjning.

11.10. Beräkning av sprickbredd

Beräkning av sprickbredd i längs- och tvärlängd följer samma princip och beräkningsgången nedan gäller därmed för båda fallen.

Tvärsnittskonstanter för betongtvärsnittet i stadium II

Vid beräkning av betongtvärsnitt som utsätts för ren böjning sammanfaller betongtvärsnittets tyngdpunkt med det ekvivalenta betongsnittets tyngdpunkt, det vill säga $x = x_{tp}$, se figur 11-24. På grund av detta kan en approximativ metod användas för att ta fram tryckzonshöjden i tvärsnittet. För att den förenklade metoden ska gälla är kravet att tryckzonshöjden, x , är mindre än tjockleken, t_f , för tvärsnittets fläns, det vill säga $x < t_f$ (Al-Emrani, et al., 2011b).



Figur 11-24. Betongtvärsnitt där tyngdpunkten sammanfaller med det ekvivalenta betongsnittets tyngdpunkt, $x=x_{tp}$ (egen bild).

För att ta hänsyn till betongens krypning i spänningsberäkningar viktas förekommande armeringsstål med en faktor α_{ef} (Al-Emrani, et al., 2011a). Tryckzonen beräknas och kontrolleras med hänsyn till krav. Därefter kan tvärsnittets konstanter; area, A_{II} , och tröghetsmoment, I_{II} , beräknas hos det ekvivalenta betongtvärsnittet.

Med hjälp av de framtagna tvärsnittskonstanterna och tvångskrafter, F_{cs} , i den övre och undre armeringen på grund av krympning i betongen kan den fiktiva betongspänningen, σ_c , beräknas. Med hjälp av det kan spänningen i tryckarmering, σ_s , och dragarmering, σ'_s , beräknas i stadium II för tvärsnittet. Till sist kontrolleras de framtagna spänningarna med hänsyn till kravet (Al-Emrani, et al., 2011b):

$$|\sigma_s| < 1 \cdot f_{yk} \quad \text{där } f_{yk} \text{ är karakteristiskt värde för armeringens sträckgräns}$$

Kontroll om betongen spricker i bruksskedet

Betongen i ett tvärsnitt spricker upp om sprickmomentet uppnås vilket kontrolleras i bruksskedet för långtidslast. Sprickmomentet är det moment vid vilket spänningen i dragen kant uppnår böjdraghållfastheten, $f_{ctk,fl}$. Det kritiska sprickmomentet beräknas enligt ekvationen (Al-Emrani, et al., 2011a):

$$M_{cr} = \frac{(\sigma_{cr} \cdot I_c)}{h - x_{TP}} \quad \text{där} \quad \begin{array}{l} \sigma_{cr} \text{ är spänning i betongen vid sprickmomentet} \\ I_c \text{ är yttröghetsmomentet} \\ h \text{ är totala konstruktionshöjden} \\ x_{tp} \text{ är tyngdpunkt i tvärsnittet} \end{array}$$

Kravet för att betongen inte ska spricka upp är att sprickmomentet är större än det dimensionerande momentet i tvärsnittet för långtidslast, det vill säga $M_{cr} > M_d$ (Al-Emrani, et al., 2011a). Efter beräkning av sprickmomentet för denna konstruktion konstateras att betongen kommer spricka upp, det vill säga $M_{cr} < M_d$.

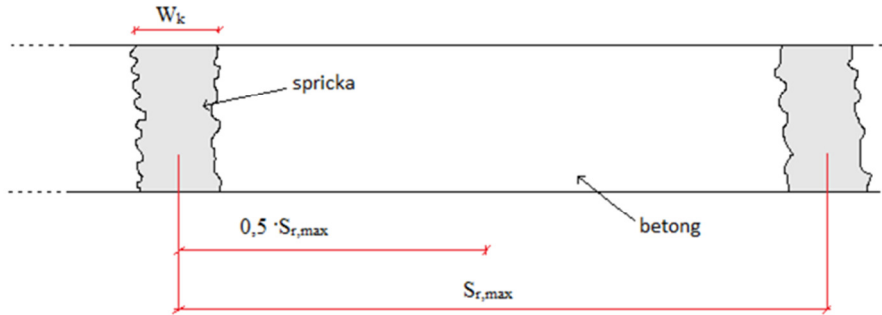
För att förhindra att sprickbildningen påverkar brokonstruktionens krav på säkerhet och bärförmåga kommer armering läggas in vilken kan fördela sprickorna på ett bra sätt. Detta innebär att armeringen förhindrar att stora sprickor kan bildas under sprickbildningsskedet utan att fler mindre sprickor bildas vilket är acceptabelt. Sprickorna som uppkommer ska inte överstiga den högst tillåtna sprickbredden som för detta fall bestäms till $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$ (Trafikverket, 2011b).

För att kontrollera att sprickorna inte överstiger det tillåtna värdet beräknas den karakteristiska

sprickbredden, se figur 11-25, enligt EC:

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

där $S_{r,max}$ är karakteristiskt sprickavstånd som avser den medverkande delen av tvärsnittet
 ε_{sm} är stålets medeltjörning inklusive effekt av påtvingad deformation
 ε_{cm} är betongens medeltjörning mellan sprickor



Figur 11-25. Karakteristisk sprickbredd och sprickavstånd i betongen (egen bild).

12. Resultat av dimensionering

Längs väg 40 över den lokala Nittavägen ska en betongbalkbro byggas i ett spann. Motorvägsbron ligger fritt upplagd på lager och utgörs av två parallella, skilda körbanor i vardera trafikriktning. Brons spännvidd är 15 m och varje delbro har en bredd på 10,4 m. I följande avsnitt redovisas framräknad data.

12.1. Centrumavstånd mellan balkar

Centrumavståndet mellan de tre balkarna är 3,679 m.

12.2. Konstruktionshöjd

Brons konstruktionshöjd är 1,08 m vilket medför att underliggande väg 1820 behöver sänkas med 30 cm.

12.3. Medverkande flänsbredd

De medverkande flänsbredderna för ytter- respektive mittbalk är 2,934 m och 3,679 m, se figur 12-1. Den medverkande flänsbredden för både mittbalk och ytterbalk begränsas av balkarnas centrumavstånd men för ytterbalk reduceras centrumavståndet med faktorn 0,8.



Figur 12-1. Medverkande flänsbredd för mittbalk och ytterbalkar (egen bild).

12.4. Dimensionerande laster; moment- och tvärkraft

Tabell 12-1 och 12-2 redovisar dimensionerande laster i längs- respektive tvärlid. Mittbalken ger dimensionerande värden i längsled och används vid dimensionering av balkar och deras armeringsläggning. Motsvarande värden i tvärlid används för dimensionering av brobaneplattan.

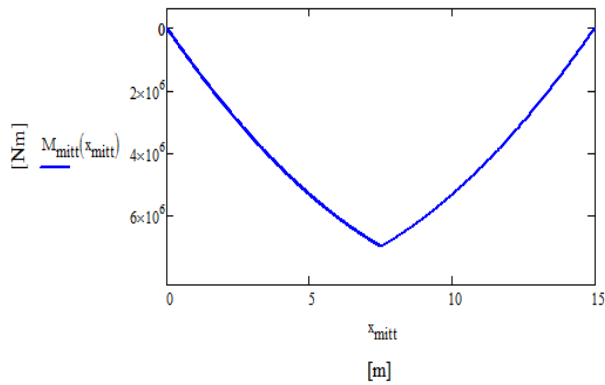
Tabell 12-1. Dimensionerande laster i längsled.

	Brottgräns	Bruksgräns
Maximalt moment, M_{Ed}	6981 kNm	3989 kNm
Maximal tvärkraft, $V_{Ed,red}$	1739 kN	-

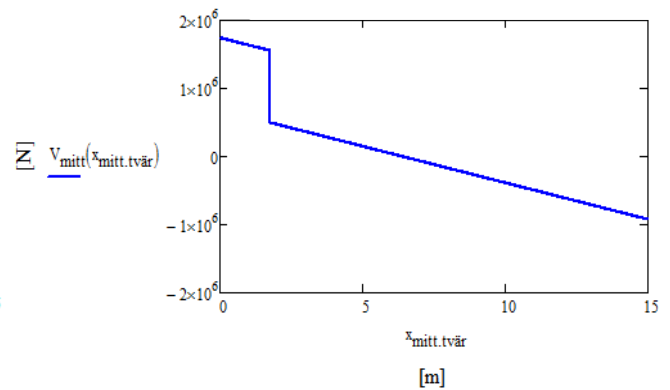
Tabell 12-2. Dimensionerande laster i tvärlid.

	Brottgräns	Bruksgräns
Maximalt moment, M_{max}		
Fält	630 kNm	6,7 kNm
Stöd	506 kNm	14,0 kNm
Maximal tvärkraft, V_{max}	759 kN	22,4 kN

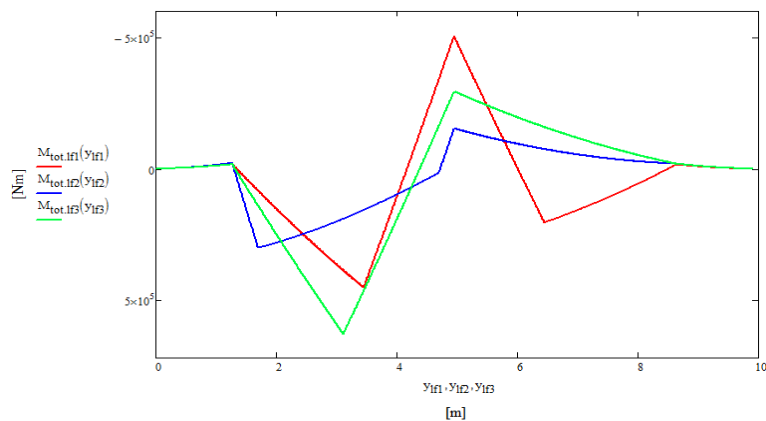
Moment- och tvärkraftsfördelningen i brottsgränstillstånd, enligt ekvation 6.10b, i både längsled och tvärlid visas i figur 12-2 till 12-5.



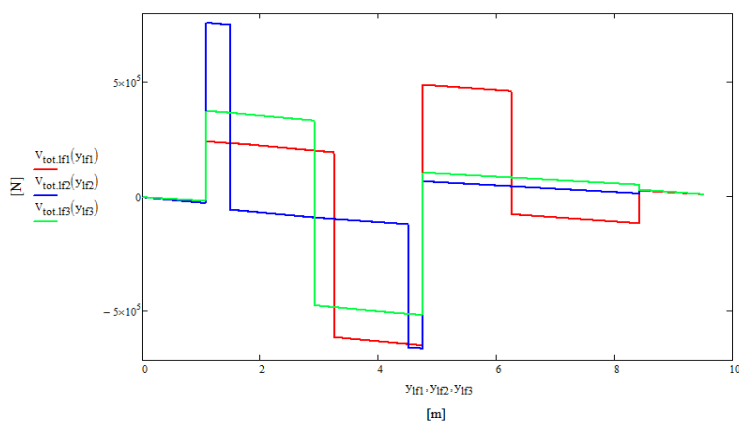
Figur 12-2. Momentfördelning för mittbalken i längsled enligt 6.10b. Lastfall 1 är dimensionerande (egen bild).



Figur 12-3. Tvärkraftsfördelning för mittbalken i längsled enligt 6.10b. Lastfall 1 är dimensionerande (egen bild).

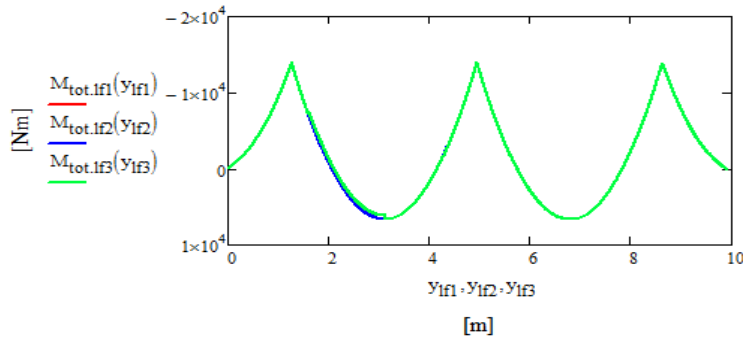


Figur 12-4. Momentfördelning i tvärlid för lastfall 1-3 enligt 6.10b. Där lastfall 3 är dimensionerande i fält och lastfall 1 är dimensionerande över mittstödet (egen bild).

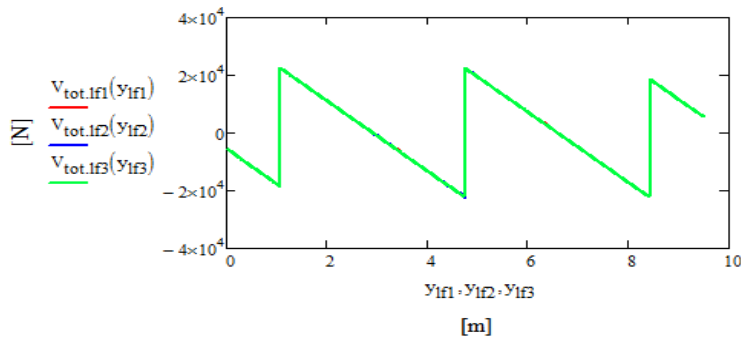


Figur 12-5. Momentfördelning i tvärlid för lastfall 1-3 enligt 6.10b. Där lastfall 2 är dimensionerande i fält och över kantstöd och lastfall 1 är dimensionerande över mittstöd (egen bild).

Moment- och tvärkraftsfördelningen i bruksgränstillstånd, enligt ekvation 6.16b, i tvärled visas i figur 12-6 till 12-7.



Figur 12-6. Momentfördelning i tvärled, enligt 6.16b. Fördelning blir samma för samtliga lastfall då endast egentynghden beaktas (egen bild).



Figur 12-7. Tvärkraftsfördelning i tvärled, enligt 6.16b. Fördelning blir samma för samtliga lastfall då endast egentynghden beaktas (egen bild).

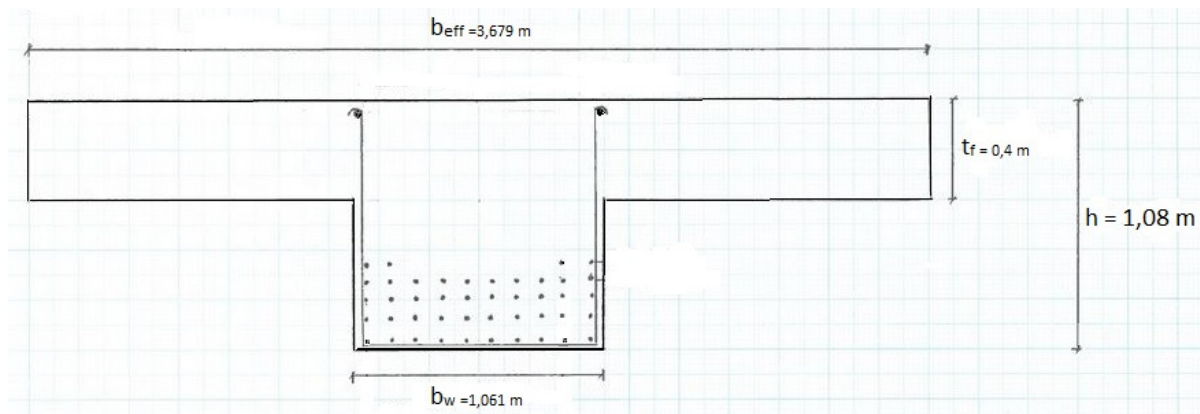
12.5. Inläggning av armering och resulterande kapacitet

Nedan redovisas armeringsinläggning i längsled och tvärled och resulterande kapacitet.

12.5.1. Längsgående armering i längsled

44 ϕ 25-järn över fält.

Stängerna placeras i fyra lager med tio stänger samt ett lager med 4 stänger och i underkant placeras gjutluckor. I figur 12-8 visas mittbalkens tvärsnitt med den längsgående armeringen inlagd. En bygel är även inlagd som omsluter armeringen och som hålls på plats av två längsgående stänger i den översta delen av balken. Dessa två stänger har samma dimensioner som de övriga armeringsstängerna.



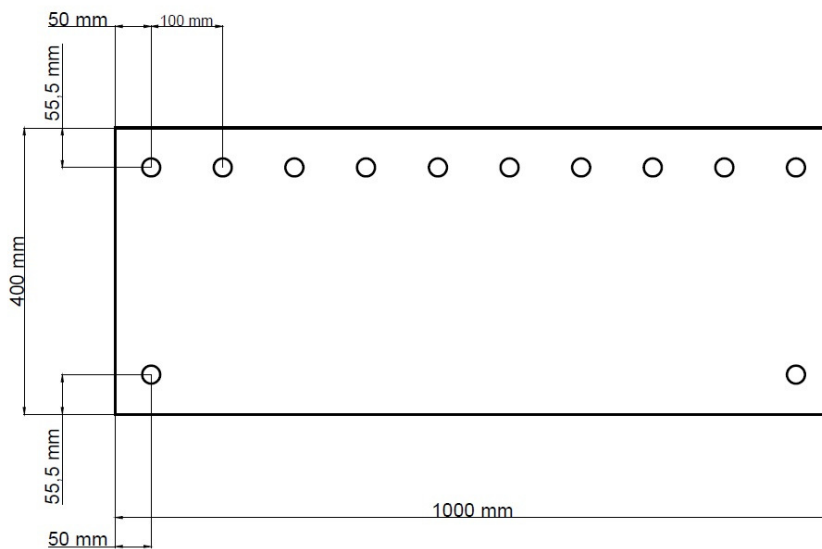
Figur 12-8. Inläggning av längsgående armering i längsled (egen bild).

12.5.2. Längsgående armering i tvärlid

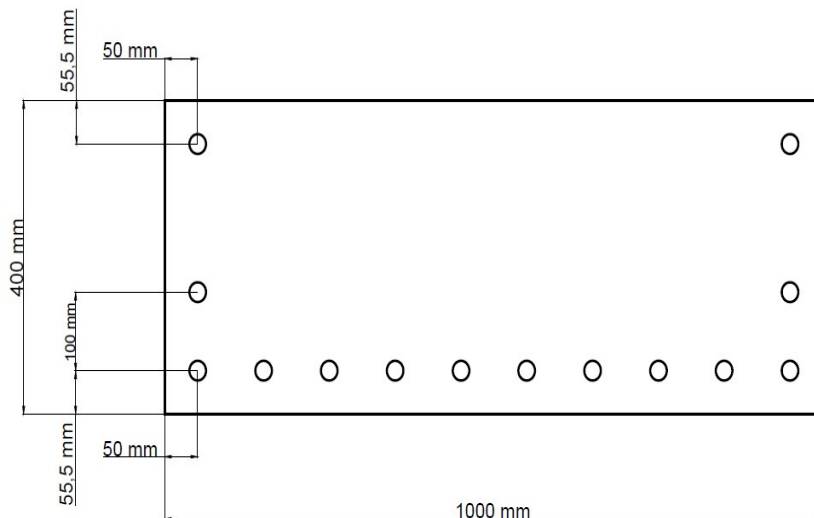
10 $\phi 25$ -järn över mittstöd.

12 $\phi 25$ -järn över fält.

I brobaneplattan läggs stängerna i ett lager med tio stänger i ovankant över mittstöd, vilket motsvarar mittbalken. I fält läggs ett lager med tio stänger samt ett lager med två stänger i underkant. I figur 12-9 och 12-10 visas tvärsnittet över mittstöd respektive fält med den längsgående armeringen inlagd.



Figur 12-9. Inläggning av längsgående armering över stöd i tvärlid (egen bild).



Figur 12-10. Inläggning av längsgående armering över fält i tvärlid (egen bild).

För mer detaljerad redovisning av armeringsinläggningen, sett från olika perspektiv, se bilaga 19.

12.5.3. Dimensionering av tvärkraftsarmering i längsled

Centrumavstånd mellan byglarna är:

$$s_1 = 65 \text{ mm} \quad \text{vid balkens ändzoner}$$

$$s_2 = 74 \text{ mm} \quad \text{i balkens mittområde}$$

Den slutliga indelningen av balken i delområden avseende aktuella tvärkraftsintensiteter visas i figur 12-11.



Figur 12-11. Balken indelad i delområden med olika armeringsintensiteter (Egen bild).

12.5.4. Dimensionering av tvärkraftsarmering i tvärlid

I brobanepattan behövs ingen tvärkraftsarmering eftersom betongen har tillräcklig kapacitet.

12.6. Kapacitet och kontroll av balk

För att kontrollera att bron håller för de dimensionerande lasterna i brottsgränstillstånd jämförs dessa med respektive kapacitet.

12.6.1. Kapacitetskontroll i längsled

Med inlagd längsgående armering fås $M_{Rd} > M_{Ed}$ vilket innebär att balkarna klarar kravet gällande brott, se tabell 12-3.

Tabell 12-3. Momentkapacitet och dimensionerande moment i längsled.

Momentkapacitet i balkarna	$M_{Rd} = 7732 \text{ kNm}$
Dimensionerande moment i balkarna	$M_{Ed} = 6981 \text{ kNm}$

I längsled krävs tvärkraftsarmering eftersom betongen ej har tillräcklig kapacitet. Med inlagd tvärkraftsarmering fås $V_{Rdmax} > V_{Edred,ny}$ vilket innebär att balkarna klarar kravet för livtryckbrott, se tabell 12-4.

Tabell 12-4. Tvärkraftskapacitet och dimensionerande tvärkraft i längsled.

Tvärkraftskapacitet för livtryckbrott	$V_{Rd} = 2637 \text{ kN}$
Dimensionerande tvärkraft i kritiskt snitt	$V_{Ed,red} = 1739 \text{ kN}$

12.6.2. Kapacitetskontroll i tvärled

Efter inläggning av längsgående armering i tvärled fås $M_{Rd} > M_{Ed}$ vilket innebär att brobaneplattan klarar kravet gällande brott, se tabell 12-5.

Tabell 12-5. Momentkapacitet och dimensionerande moment i tvärled.

Momentkapacitet i brobaneplattan	$M_{Rd} = 767 \text{ kNm}$
Dimensionerande moment i brobaneplattan	$M_{Ed} = 630 \text{ kNm}$

Betongens kapacitet är tillräcklig för att klara kravet gällande livtrycksbrott, vilket medför att inläggning av tvärkraftsarmering ej är nödvändig, se tabell 12-6.

Tabell 12-6. Tvärkraftskapacitet och dimensionerande tvärkraft i tvärled.

Tvärkraftskapacitet	$V_{Rd} = 225 \text{ kN}$
Dimensionerande tvärkraft i kritiskt snitt	$V_{Ed} = 72 \text{ kN}$

12.7. Avkortning armering

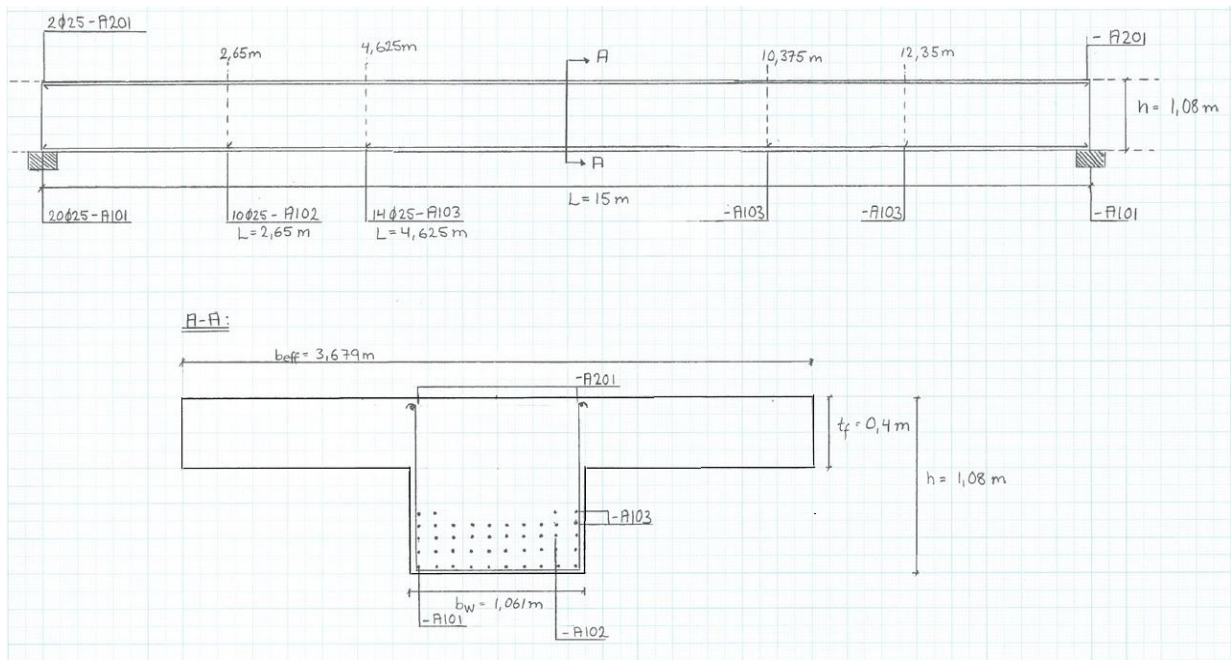
För att optimera materialåtgången görs avkortning av inlagd längsgående armering i både längsled och tvärled.

12.7.1. Avkortning av längsgående armering i längsled

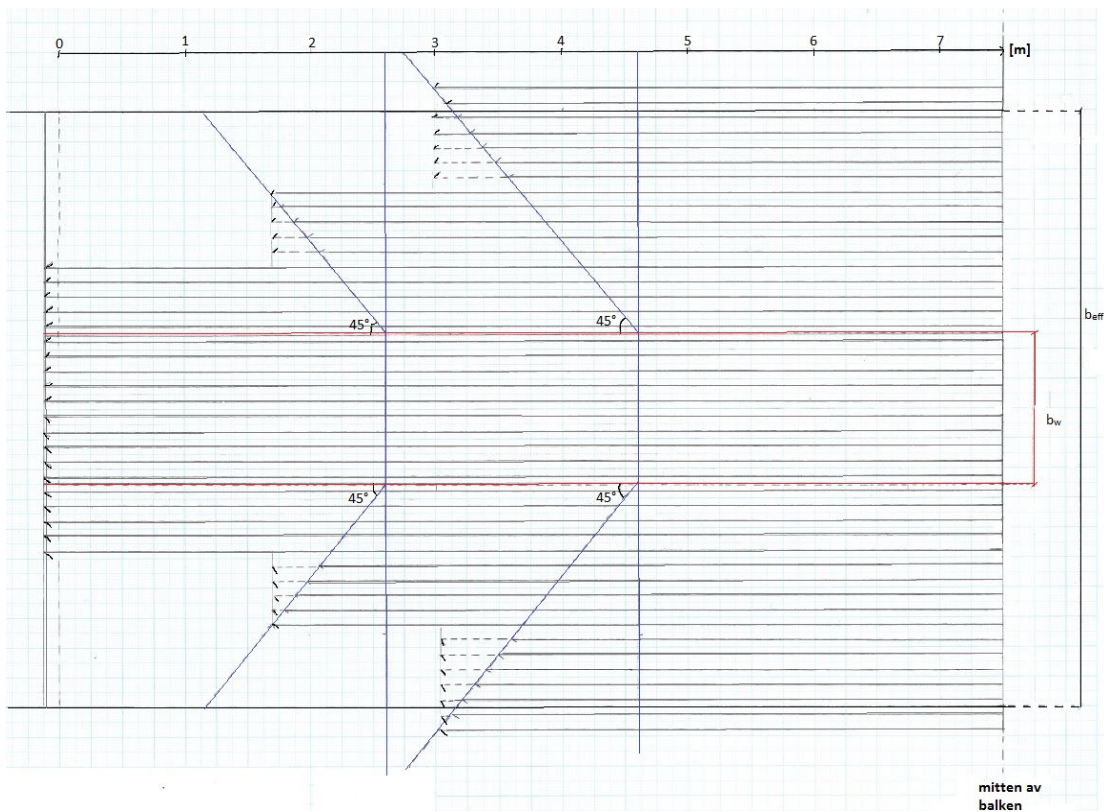
Avkortning utförs i snitten vid 2,65 m, 4,625 m, 10,375 m och 12,35 m, vilka bestäms ur dragkraftkapacitetskurvan, se bilaga 15. Längderna för armeringsstängerna avläses i samma kurva och är efter avkortning följande:

5,75 m 14 stänger i mittendelen av balken
 9,7 m 10 stänger
 15,527 m 20 stänger som går längs hela balken och förankras vid upplagskanten

För att se hur armeringsstängerna placerats i konstruktionen, se figur 12-12 och 12-13.



Figur 12-12. Avkortning och inläggning av längsgående armering visat i längsled respektive tvärsnitt A-A (egen bild).



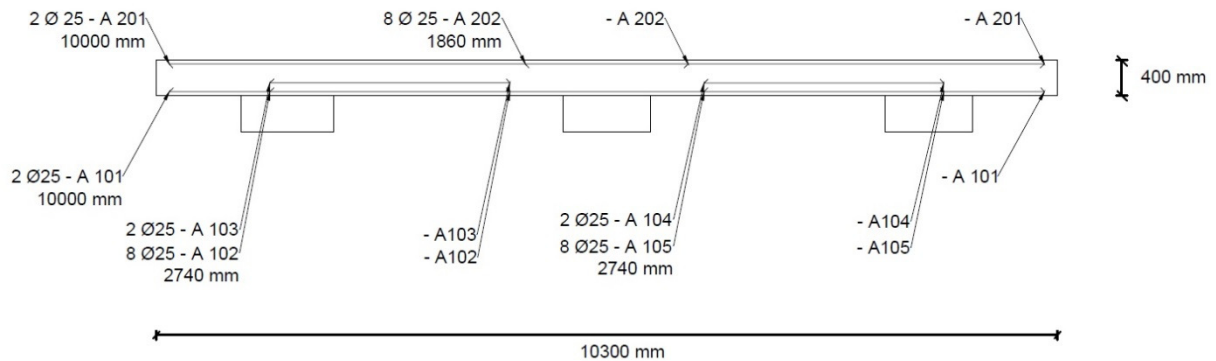
Figur 12-13. Inläggning av längsgående armering i längsled sett från ovan (egen bild).

12.7.2. Avkortning av längsgående armering i tvärled

Avkortning görs utifrån dragkraftskapacitetskurvan, se bilaga 15, och längderna för armeringsstängerna blir:

2,74 m	8+2 stänger i fält
1,86 m	8 stänger över mittstödet
10 m	2 stänger som går längs hela balkens över- och undersida och förankras i kantbalkarna

För att se hur armeringsstängerna placerats i konstruktionen, se figur 12-14.



Figur 12-14. Avkortning och inläggning av längsgående armering visat i tvärled (egen bild).

12.8. Nedböjning i längsled

Brons totala nedböjningen i längsled uppgår till 27,22 mm och överskrider därmed inte maximalt tillåten nedböjning på $L/200 = 75$ mm.

12.9. Sprickbredd

I bruksgränstillstånd kontrolleras karakteristisk sprickbredd i både längsled och tvärled mot maximalt tillåten sprickbredd, vilket är $w_{\max} = 0,3$ mm. I tabell 12-7 visas de karakteristiska sprickbredderna och i båda ledderna uppfylls kravet.

Tabell 12-7. Karakteristisk sprickbredd i längsled och tvärled.

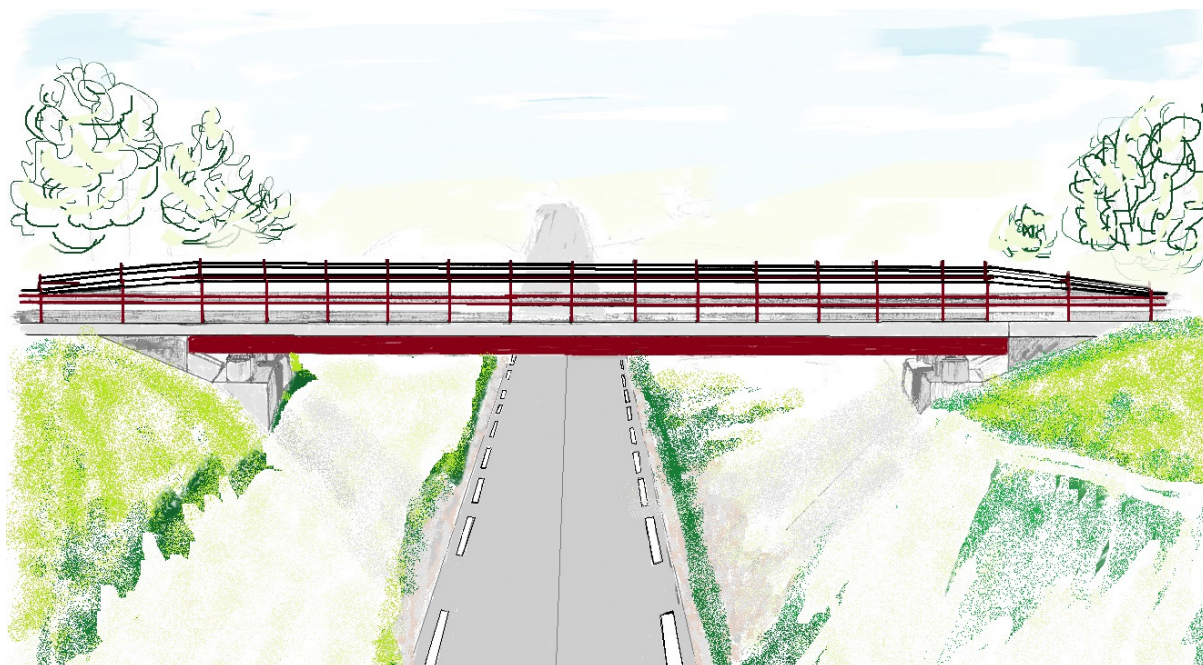
	Längsled	Tvärled
Karakteristisk sprickbredd	0,136 mm	0,044 mm

12.10. Nedsänkning av underliggande väg 1820

Väg 1820 kommer att vara belägen 33 cm lägre än på förslagsritningen på grund av den ökade konstruktionshöjden och med hänsyn tagen till nedböjning.

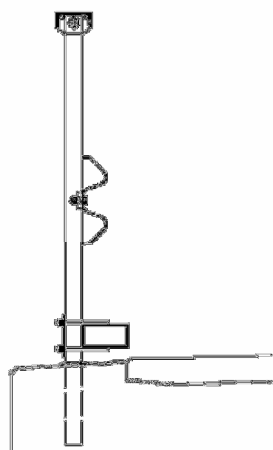
13. Estetisk utformning

För att skapa en estetiskt tilltalande bro väljs att färgsätta brons räcken och betongbalkar i en röd nyans, se figur 13-1. Detta skapar en kontrast mot den övriga gråa betongen och det gröna landskapet. För att färga betongen appliceras en täckfärg av fet alkydfärg och för att ge konstruktionen en fin inramning är ett preliminärt förslag att även installera spotlights under bron.



Figur 13-1. Skiss över det färdiga brokonceptets utformning och färgsättning (egen bild).

Brons räcken uppförs och utförs enligt BRO 2004 och förses med skyddsnät då bron överbryggar en väg. Skyddsnätet placeras i broräcket på båda sidorna av respektive delbro. Det räcke som används är ett standardförbättrat räcke försett med styrbalk typ 71, med navföljare av europaprofil, se figur 13-2. Räcket är godkänt och testat av Trafikverket och dimensioneras med skruvar, muttrar och brickor i rostfritt stål. (Vägverket, 2005).



Figur 13-2. Standardförbättrat räcke med styrbalk av typ 71 med navföljande europaprofil (Vägverket, 2005).

14. Preliminära materialkostnader

En preliminär materialkostnadsberäkning för överbyggnaden har gjorts, se bilaga 18, utifrån följande ingångsdata¹³:

Kostnad

Betong – inklusive form och gjutning: 2500 kr/m³
Armering – inlagd, bockad och klar: 15 000 kr/ton
Räcken: 3500 kr/m
Tätskikt och beläggning: 450 kr/m²

Armeringsmängd

Betong överbyggnad: 150 kg/m³

Preliminära materialkostnader

622 600 kr

Balkarnas framräknade dimensioner används vid kostnadsberäkningen, medan armeringsmängden förenklas enligt ovan. Även räcken, tätskikt och beläggning tas i beaktning. På grund av detta erhålls endast en överslagsmässig uppskattning av materialkostnaderna och är till för att ge en preliminär uppfattning av materialkostnaderna för projektet.

¹³ Joosef Leppänen, universitetslektor vid avd. för Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola.

15. Diskussion

Nedan följer en diskussion av projektets genomförande och resultat samt förslag på fortsatt dimensionering som kompletterar redan utförda preliminära beräkningar.

15.1. Urvalprocess

Genom att låta en multikriterieanalys strukturera upp och värdera olika parametrar beaktades flera olika perspektiv vid val av lämpliga brotyper och material. Viktigt är dock att påpeka att de kriterier som valdes ut inte på något sätt kan anses vara objektiva – val och värdering av kriterier gör oundvikligt plats för ett visst eget tyckande. Detta betyder att det brokoncept som slutligen bedömdes mest lämpligt här inte nödvändigtvis blir det mest optimala för en annan projektgrupp. Dessutom har vissa förenklingar gjorts, inte minst vad gäller nedtoningen av den ekonomiska aspekten, vilket gör resultatet en aning vinklat.

Vid den slutgiltiga värderingen av de fem mest fördelaktiga brokoncepten framgår det i tabell 9-1 att det skiljer sig ytterst lite mellan brotyperna plattrambro i betong och balkbro i betong, som blev det vinnande förslaget. Resultatet pekar på att en plattrambro i betong i princip skulle varit ett nästintill likvärdigt val som det vinnande förslaget. Anledningen till att balkbron i betong rankades något högre beror framför allt på att den ansågs vara något mer estetiskt tilltalande jämfört med en plattrambro i betong samt enklare att uppföra. Om de ekonomiska aspekterna hade rankats högre skulle utfallet av slutligt brokoncept troligtvis blivit annorlunda.

Det bör nämnas att estetiken vanligtvis endast prioriteras i brokonstruktioner i tätorter eller där de har som syfte att skapa ett landmärke. I detta fall är bron placerad på landsbygden och estetiken kan därmed anses vara något överprioriterad. Tanken är dock att även landsbygden behöver estetiskt tilltalande konstruktioner, inte minst på en sträcka där många passerar. En balkbro ger möjligheten att skapa en harmonisk konstruktion och genom att färglägga och belysa bron undertill kan en trevlig körupplevelse skapas även för de trafikanter som passerar på den underliggande vägen. Viktigt att tänka på är att en för iögonfallande konstruktion ej är lämplig på vägar där hastigheten är hög då trafikanter kan distraheras.

Trafiksäkerheten på bron anses vara god då inga bärande konstruktionsdelar är utsatta för påkörningsrisk på motorvägen. De bärande balkarna riskerar endast påkörning av trafik på underliggande väg men denna trafik är måttlig. Ytterligare fördelar med konstruktionen är att det finns möjlighet att öka bredden på körbanorna vid en eventuell trafikökning och att den fria höjden relativt enkelt kan ökas genom att sänka underliggande väg. För just betongkonstruktioner finns en flertal utvecklade metoder för att öka konstruktionens kapacitet exempelvis med hjälp av armering.

15.2. Dimensionering

Valet av betonghållfasthetsklass C80/95 kan anses vara orimligt högt – klassen hör till höghållfast betong vilket innebär att den är relativt dyr och svårarbetad vid gjutning. Med tanke på att varken ekonomi eller enkelhet vid montering prioriterats högt vid val av slutgiltigt brokoncept kan dock inte den höghållfasta betongen ses som omotiverad.

Ursprungligen bestämdes att den fria höjden skulle kunna väljas till 4,7 m eller 5,1 m för att inte begränsa urvalet av brotyper. Om en fri höjd på 5,1 m hade valts skulle underliggande väg behöva sänkas. Trots att ingen konstruktion med en fri höjd på 5,1 m valdes framkom det under dimensioneringsprocessen att det ändå fordrades en sänkning. Detta beror på att konstruktionshöjden höjdes med 30 cm för att all erforderlig armering skulle rymmas i brobanepattan. Nedböjningen beräknades till 27,22 mm och den tas även med i beaktning vid urschaktningen. För att få bron i nivå med motorvägens profillinje sänks därmed den underliggande

vägen med 33 cm. Tack vare att avståndet ned till berg är begränsat kan urschaktning ske hela vägen ned till berg vilket skapar förutsättning för en stabil grundkonstruktion och försumbara sättningar. Genom att schakta ur fås dock brantare lutning på slänterna varför risk för ras behöver beaktas och åtgärdas.

I början av beräkningsprocessen valdes antalet balkar till tre stycken. Senare framkom att balkarnas dimensioner på grund av den mängd armering som krävdes blev relativt stora. Färre balkar är bra med hänsyn till egentyngd men för att åstadkomma en lägre konstruktionshöjd och för att förenkla underhållsarbetet hade det i detta fall varit bättre att öka antalet balkar till fyra eller fler.

Den längsgående armeringens diameter i balkar och i brobaneplattan har valts till $\phi 25$, vilket troligtvis med fördel hade kunnat minskas ett eller ett par steg. I brobaneplattan hade dimensionen kunnat minskas till $\phi 16$, men då detta framkom sent i dimensioneringsprocessen valdes dimensionen att behållas. Genom att minska armeringsdiametern skulle mängden armeringsstänger öka och därför behöva placeras i fler lager vilket skulle inneburi en ökning av brobaneplattans tjocklek och därför också en ökad sänkning av underliggande väg.

Avkortningen av den längsgående armeringen utförs i fyra snitt. Genom att öka mängden avkortningssnitt kan dragkraftskapaciteten närma sig dragkraftsbehovet bättre vilket minskar materialåtgången.

Vid beräkning av moment- och tvärkraftsfördelningen i tvärled undersöks ett snitt med en bredd på en meter. De utbredda lasterna berörs inte av detta, men punktlaster fördelar i praktiken ut lasten på ett större område än en meter. Punktlaster hade därför kunnat reduceras och detta hade inneburi lägre dimensionerande lasteffekter, både i längsled och i tvärled.

Den preliminärt framräknade materialkostnaderna är endast en del av den totala kostnaden för projektet och för att få en helhetsbild över den totala kostnaden krävs ytterligare kalkyleringar. Syftet med materialkostnadsberäkningen var endast för att ge en preliminär uppfattning av kostnaderna.

15.3. Fortsatt dimensionering

I denna dimensionering har endast en lastmodell, LM1, beaktats eftersom det för kortare broar är troligt att denna blir dimensionerande. Vid en fullständig dimensionering finns en stor mängd ytterligare lastmodeller gällande trafiklast som enligt EC och dess nationella bilaga ska beaktas. Dessutom finns ytterligare typer av laster såsom vindlast, bromslast, temperaturlast, accelerations- och retardationslast som i denna dimensionering inte beaktats men som kan vara dimensionerande för vissa delar av bron.

Lasteffekten på den mest belastade balken, mittbalken, har avgjort armeringsmängd och dimensioner för samtliga balkar. Ytterbalkarna, där belastningen är mindre, har därmed överkapacitet och armeringsmängden skulle kunna minskas som material- och kostnadsbesparande åtgärd.

Ingen tryckarmering har placerats ut i konstruktionen då betongen anses klara aktuella tryckkrafter. Med hjälp av tryckarmering kan dock betongen avlastas och materialen utnyttjas effektivare. Om önskemål finns på att optimera konstruktionen kan ett sätt därmed vara att även dimensionera konstruktionen med inlagd tryckarmering.

Vid inläggning av dragarmeringen fordras skarvning för de understa 20 stängerna i längsled. Tvärkraftsarmering kommer att fordras runt skarvarna för att balansera de dragspänningar som

uppkommer där. Hur dessa kommer att placeras uppskattas endast men bör beräknas mer noggrant då det kan förhindra att spjälksprickor och skarvbrott uppkommer i konstruktionen.

Vid ändstöden, där tvärkraften är som störst, hade balkarna kunnat utformas med voter, vilket innebär att konstruktionsdimensionen ökas där lasten skall bäras och därmed minskas där tvärkraften är lägre. Konstruktionshöjden mitt över väg 1820 hade därmed kunnat minskas och eventuellt inneburit att underliggande väg ej behövt sänkas lika mycket.

För en mer komplett dimensionering bör även detaljer dimensioneras. Ändstöd och lager behöver klara av att bära de laster som överförs från brobaneplatta och balkar ner i stöden. Även ytavlopp bör utformas för att minska risken för vattenansamling på brobaneplattan och därmed minska risken för vattenplaning. Vattenansamling på bron påskyndar dessutom nedbrytningen av både brobaneplatta och beläggning.

15.4. Rimlighet

Storleken på de framräknade värdena på moment och tvärkrafter anses rimliga då konstruktionen utsätts för tunga trafiklaster. Betong har stor egentyngd och ger betydande bidrag på lasteffekten på konstruktionen.

De framräknade dimensionerna på bron är rimliga med undantag av balkarna vilka uppfattas som oproportionerligt stora mot konstruktionens spännvidd. Dock är dessa dimensioner nödvändiga för att rymma erforderlig armering. Armeringsmängden och motsvarande armeringsdimensioner känns dock sannolika då lasteffekterna som orsakas av verkande laster på bron är stora.

De karakteristiska sprickbredderna som uppkommer i betongen är betydligt mindre än de maximalt tillåtna sprickbredderna i både längs- och tvärled. Orsaken till att sprickbredderna blir små antas vara att balkarnas dimensioner är stora i förhållande till spännvidden och att den inlagda armeringen bidrar till att hålla ihop uppkomna sprickor.

Nedbøjningen i längsled förväntas bli avsevärt mindre än det maximalt tillåtna värdet. Likt fallet för sprickbredderna antas resultatet bero på att balkdimensionerna är stora i förhållande till bronns spännvidd.

16. Slutsats

Som ett resultat av urvalsprocessen väljs en balkbro av betong som det bäst lämpade alternativet vid nybyggnation av en motorvägsbro över väg 1820 och längs väg 40 på sträckan Brämhult-Rångedala. Bron utformas som två parallella balkbroar i ett spann. Konstruktionen passar väl in i omgivningen och uppfyller ändamålet utifrån givna tekniska förutsättningar.

Preliminärdimensionering visar att bron har tillräcklig bärförmåga i förhållande till aktuella lasteffekter. Efter kontroll av konstruktionens långtidseffekter säkerställs att aktuell sprickbredd och nedböjning båda ligger under tillåtna maximala gränser.

Vidare dimensionering krävs för ett komplett brokoncept. Detta innebär utformning av detaljer samt mer djupgående analyser av konstruktionens verkningssätt.

17. Litteraturförteckning

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P., 2011a. *Bärande konstruktioner, del 1*. Göteborg: Avdelningen för konstruktionsteknik, Institutionen för Bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola.

Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M. & Johansson, P., 2011b. *Bärande konstruktioner del 2*. Göteborg: Avdelningen för konstruktionsteknik, Institutionen för Bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola.

American Concrete Institution, 2000. *ACI Education Bulletin E2-00*, Farmington Hills: American Concrete Institution.

Banverket, 2007. *Broprojektering*, Borlänge: Banverket.

Boverket, 2004. *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04*. Karlskrona: Boverket.

Boverket, 2007. *Boverkets handbok om stålkonstruktioner, BSK 07*, Karlskrona: Boverket.

Burström, P. G., 2007. *Byggnadsmaterial: Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. 2nd red. Lund: Lunds tekniska högskola.

Chalmers tekniska högskola, 2008. *Diverse utdrag för kursen Bärande konstruktioner BMT015*, Göteborg: Avdelningen för konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola.

Domone, P. & Illston, J., 2010. *Construction Materials*. 4th red. Abingdon: Spon Press.

Eniro, 2013. *eniro.se*. [Online]
Available at: <http://www.eniro.se>
[Använd 19 maj 2013].

Eriksson, D. & Jakobson, H., 2009. *Prefabricerade betongbroar, ett lönsamt koncept?*, Lund: Lunds Tekniska Högskola.

Feng, J. & Chen, H., 2000. Bearings. i: H. Chen & L. Duan, red. *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton: CR Press.

SGU, 2013. *Kartvisare - jordarter, Jordarter 1:50 K*. [Online]
Available at: <http://www.sgu.se/kartvisare/kartvisare-jordarter-50-tusen-sv.html>
[Använd 19 maj 2013].

SIS, 2003. *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 2: Trafiklast på broar*, Stockholm: SIS.

Stålbyggnadsinstitutet, 2013. *Bågbroar*. [Online]
Available at: http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?dId=90
[Använd 3 maj 2013].

Stålbyggnadsinstitutet, 2013. *Fackverksbågen - en aktuell konstruktionstyp?*. [Online]
Available at:

http://www.sbi.se/omraden/o_dokument.asp?mId=1&kId=4&subKId=122&mgrp=0&dId=156
[Använd 21 april 2013].

Svensk Betong, 2003. *Europastandard för Betong SS EN 206-1*, Stockholm: Svensk Betong.

Trafikverket, 2011a. *TRVR Bro 11*, Borlänge: Trafikverket.

Trafikverket, 2011b. *Trafikverkets författningssamling*, Borlänge: Trafikverket.

Trafikverket, 2013. *Sveriges vägar på karta*. [Online]
Available at: <https://nvdb2012.trafikverket.se/SeTransportnatverket#>
[Använd 7 maj 2013].

Träguiden, 2013a. *Hållfasthet*. [Online]
Available at: <http://www.traguiden.se/TGtemplates/popup1spalt.aspx?id=1105&contextPage=4962>
[Använd 21 april 2013].

Träguiden, 2013b. *Hängbroar och snedstagsbroar*. [Online]
Available at: <http://www.traguiden.se/TGtemplates/popup1spalt.aspx?id=7000>
[Använd 14 maj 2013].

Träguiden, 2013c. *Fackverksbroar*. [Online]
Available at: <http://www.traguiden.se/TGtemplates/popup1spalt.aspx?id=6996>
[Använd 3 maj 2013].

Träguiden, 2013d. *Bågbroar*. [Online]
Available at: <http://www.traguiden.se/TGtemplates/popup1spalt.aspx?id=6999>
[Använd 3 maj 2013].

Vägverket, 1994. *Handbok för broinspektion*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 1996. *Broprojektering - En handbok*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 1999. *Allmän teknisk beskrivning för broar, BRO 94*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2000a. *Förstudie till FoU-ramprojekt - Förbättring av befintliga broar*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2000b. *Förstudie till FoU-ramprojekt - Optimala nya broar*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2002. *Objektsbeskrivning: väg 40-utbyggnad till fyrfältsväg på landsbygd, objektnr 540970*. [Online]
Available at: http://www.trafikverket.se/PageFiles/44249/rv40_bramhult_rangedala.pdf
[Använd 7 maj 2013].

Vägverket, 2005. *Registrera information om broräcken och kantbalkar i BaTMan*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2008a. *Kodförteckning och beskrivning av brotyper*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2008b. *BaTMan - Definitioner och Begrepp - Brotyper, fasta broar*, Borlänge: Sektionen för bro- och tunnelteknik: Vägverket.

Vägverket, 2008. *VVTK VÄG*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2009a. *TR Bro*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2009b. *Metodbeskrivning 802 Bärighetsutredning av byggnadsverk*, Borlänge: Vägverket.

Vägverket, 2010. *Bro 2004, 4. Brokonstruktioner*. [Online]

Available at: http://www.trafikverket.se/PageFiles/20361/bro_2004_4_betongkonstruktioner.pdf

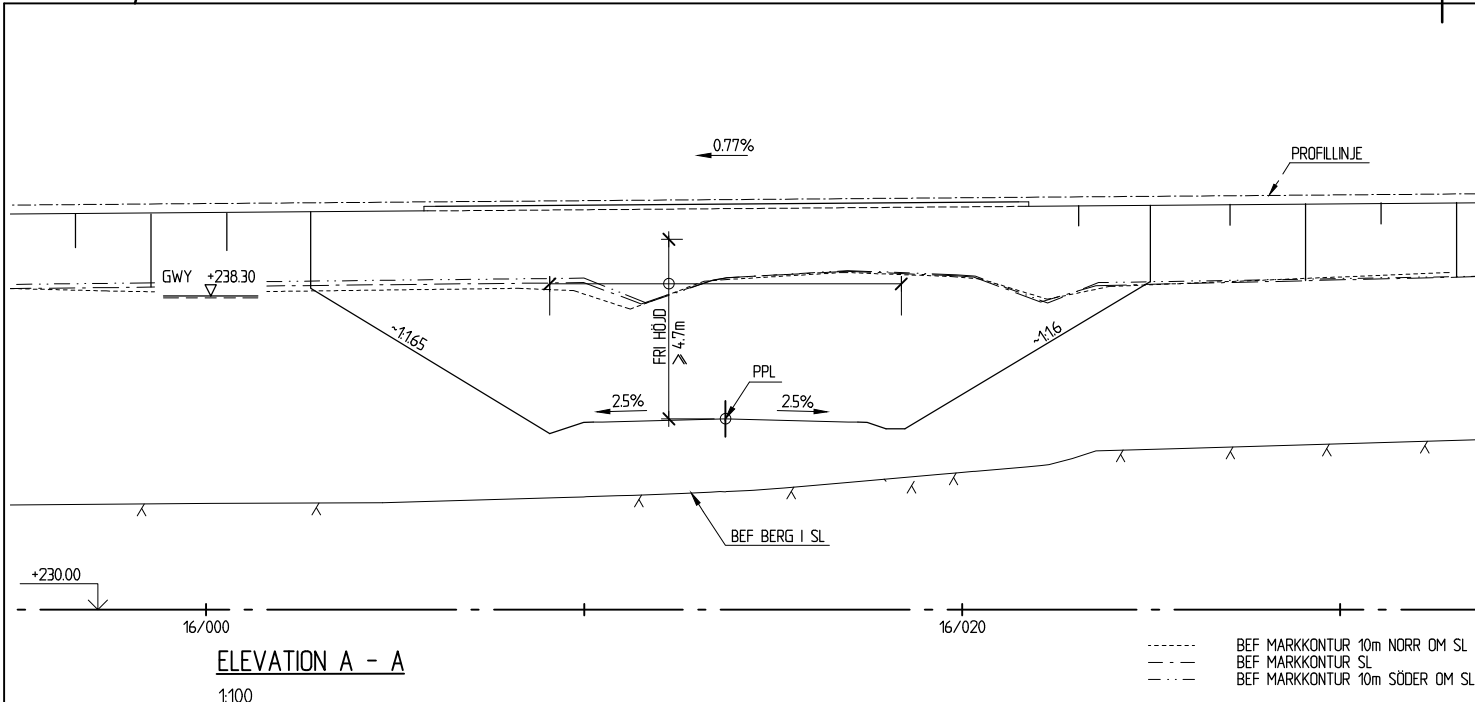
[Använd 19 maj 2013].

Vägverket, 2013. *Definition av konstruktioner*. [Online]

Available at: <https://batman.vv.se/batInfo/handbok31/BilDefinitionKonstruktioner.htm>

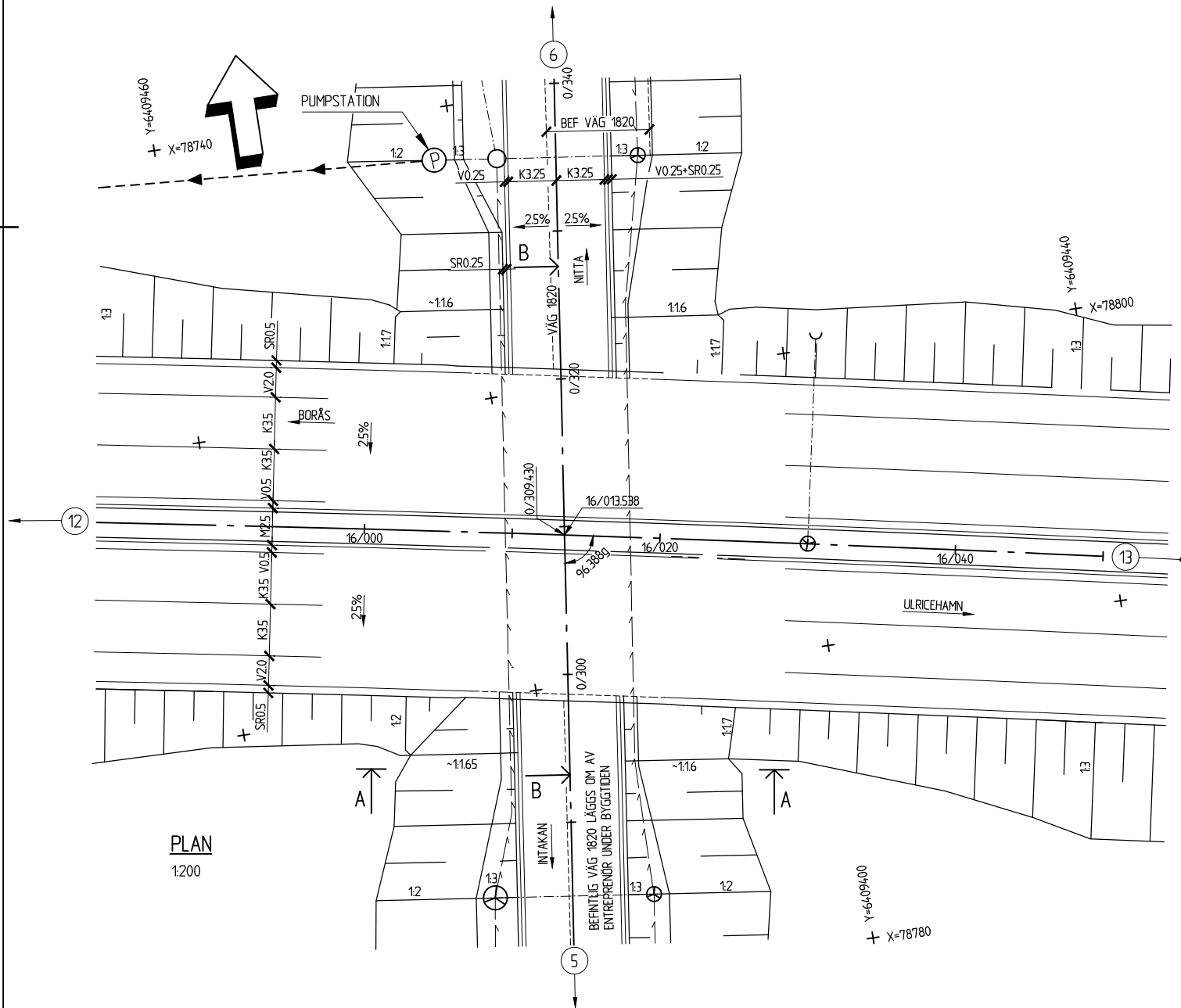
[Använd 20 maj 2013].

Bilaga 1 - Förslagsritning, väg 40 Brämhult-Rångedala

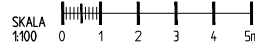


ELEVATION A - A
1:100

----- BEF MARKKONTUR 10m NORR OM SL
 - - - - - BEF MARKKONTUR SL
 - - - - - BEF MARKKONTUR 10m SÖDER OM SL



PLAN
1:200



PLANDATA

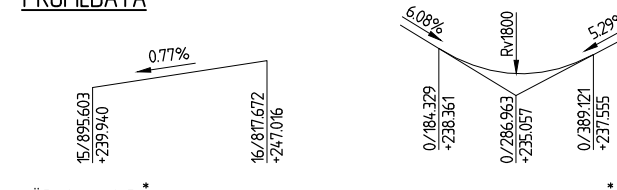
VÄG 40 (VM40-5) *

PKT	SEK	X	Y	ANM.
12	15/949.737	6409440.952	78700.627	A600.0
13	16/149.737	6409402.735	78896.914	

VÄG 1820, NITTA VÄGEN (VM2700) *

PKT	SEK	X	Y	ANM.
5	0/223.448	6409344.821	78752.442	RL
6	0/413.694	6409533.489	78776.896	

PROFILDATA



VÄG 40 (VM40-5) *

* BETECKNAR TILLHÖRANDE LIN RESPEKTIVE PRF-FILER.

VÄG 1820, NITTA VÄGEN (VM2700) *

FÖRESKRIFTER

- HÖJDSYSTEM:** RH 70
KOORDINATSYSTEM: RT 90 5 gon V 0-1
FIX: HÖJDFIX PUNKT NR: FIX1420, +237.787
 X=6409394.510 Y=78639.140
POLYGONPUNKTER: PP 3135: X=6409494.431 Y=78624.420
 PP 3136: X=6409473.661 Y=78696.590
TEKNISK LIVSLÄNGD: 80 ÅR
GRUNDFÖRHÅLLANDEN: SE OBJEKTSPECIFIK TEKNISK BESKRIVNING BRO GEOTEKNIK, (OTBb/geo) P 1420, UPPRÄTTAD AV FB ENGINEERING AB.
BYGGNADSTEKNISK BESKRIVNING: SE AV FB ENGINEERING AB UPPRÄTTAD OBJEKTSPECIFIK TEKNISK BESKRIVNING BRO, (OTBb) P 1420.
REGLER: BRON BERÄKNAS OCH UTFÖRS ENLIGT BRO 2004 (PUBL. 2004:56) OCH JÄMTE DÄR ÅBEROPADE REGLER, FÖRESKRIFTER OCH ANVISNINGAR SAMT VID DATUM FÖR ANBUDDSINBJUDAN, AVSEENDE DETTA FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG GÄLLANDE ÄNDRINGAR OCH TILLÄGG SAMT ATB VÄG 2004 (PUBL. 2004:111) OCH JÄMTE DÄR ÅBEROPADE REGLER, FÖRESKRIFTER OCH ANVISNINGAR.
GRUNDLÄGGNING: BRON FÖRESLÅS GRUNDLÄGGAS PÅ PACKAD FYLNING PÅ BERG ENLIGT OTBb/geo P 1420.
FYLNING: FYLNING MOT BRON SKALL SKE MED FÖRSTÄRKNINGSLAGERMATERIAL ENLIGT KAPITEL E7.3.11 ATB VÄG 2004 OCH PÅ SÅDANT SÄTT ATT BETONGYTORNA EJ SKADAS. FYLNING OCH PACKNING ENLIGT ATB VÄG KAP E7.3.2. KONER UPPBYGGS MED SAMMA MATERIAL SOM FYLNING MOT BRO.
RÄCKE: SE OTBb P 1420
BELÄGGNING: BELÄGGNING OCH ISOLERING PÅ BRON UTFÖRS ENLIGT BRO 2004, 62.1
 SLITLAGER 40 mm
 PGJA 50 mm
 ISOLERINGSMATTA 5 mm
 SLITLAGER UTFÖRS MED FUNKTIONELLA KRAV ENLIGT ATB VÄG 2004, OTBb SAMT NORMALSEKTION.
FORMSÄTTNING: SE OTBb P 1420
LEDNINGSPÅN: SE RITNING 500W5109

REV	ANT	ÄNDRINGEN AVSER	TECKNING	COCKNING	DATUM
BYGGHANDLING					
 Region Väst 406 33 Göteborg Telefon 031-83 60 00			VÄG 40 BRÄMHULT-RÅNGEDALA DELEN E5 P1420, BRÖ ÖVER VÄG 1820 (NITTA VÄGEN) km 16/013 FÖRSLAGSRITNING		
 FB Engineering AB Box 12076, 402 41 GÖTEBORG Tel: 031-775 10 00 Fax: 031-775 11 00			PLAN, ELEVATION		
KONSTR CAKI	GRANSK ARN	KONSTR/GRANSK P1420	FORMAT A1	SKALA 1:200, 1:100	REV
GÖTEBORG	2005-09-26	OBJEKT NR	RITNINGSR		
MATS WERNER		540970	543K2001		

Bilaga 2 – Teknisk beskrivning

VÄGVERKET

Region Väst

2005-09-26

Kontraktshandling: 11.7

Förfrågningshandling: 11.7

Objekt nr: 540970

Objektnamn: Väg 40, Brämhult - Rångedala
DELEN E5

OBJEKTSPECIFIK TEKNISK BESKRIVNING, BRO (OTBb)

för nybyggnad av

P1420, BRO ÖVER VÄG 1820 (NITTAVÄGEN)

Västra Götalands län

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

INNEHÅLLSFÖRTECKNING	2
1. ALLMÄNT	3
1.1 FÖRUTSÄTTNINGAR	3
1.11 Huvudanbud	3
1.12 Sidoanbud.....	3
1.13 Grundvattenförhållanden.....	3
1.2 ALLMÄNNA KRAV	3
1.22 Arbeten som berör vägtrafik.....	3
1.24 Relationshandlingar.....	3
1.3 BERÄKNINGSFÖRUTSÄTTNINGAR.....	4
1.31 Jordtryck.....	4
1.32 Plattgrundläggning	4
1.37 Deformationer och svängningar	4
1.4 MILJÖ	4
1.41 Marin miljö.....	4
1.6 FRI HÖJD.....	4
1.7 TEKNISK LIVSLÄNGD	4
1.71 Bro.....	4
2. LASTFÖRUTSÄTTNINGAR.....	4
2.3 VARIABLA LASTER	4
2.33 Utmattningslast.....	4
3. GRUNDLÄGGNING	5
3.1 GRUNDFÖRHÅLLANDEN	5
3.2 UTFÖRANDE.....	5
3.21 Schaktning.....	5
3.22 Fyllning, återfyllning.....	5
6. TÄTSKIKT OCH BELÄGGNING	5
6.1 TÄTSKIKT OCH SKYDDSLAGER.....	5
6.2 BELÄGGNING.....	5
6.3 FOG MED FOGMASSA	6
7. BRODETALJER.....	6
7.4 SKYDDSANORDNINGAR	6
7.41 Utformning.....	6
7.43 Omfattning	6

1. Allmänt

1.1 Förutsättningar

1.11 Huvudanbud

Bron ska vid ett utförande enligt beställarens förslag utföras enligt förslagsritning nr 543K2001.

Då mått inte är angivet för en konstruktionsdel på förslagsritningen gäller kraven på utformning m.m. som följer av kraven i BRO 2004.

1.12 Sidoanbud

1.121 Bron ska vid ett utförande enligt eget förslag utföras med den bredd, höjd, radie, lutning samt korsningsvinkel som anges på förslagsritning.

1.122 Ändstöd får inte förläggas längre ut mot korsande väg än vad som anges på förslagsritningen.

1.123 Koner får inte förutsättas utlagda i brantare lutning eller längre ut mot korsande väg än vad som anges på förslagsritning.

1.124 Avvikelse från på ritning angivet läge för profillinjen över bron får inte förutsättas.

1.13 Grundvattenförhållanden

1.131 Grundvattennivån framgår av Objektspecifik Teknisk Beskrivning bro/geoteknik, OTBb/geo P 1420 upprättad av FB Engineering AB.

1.2 Allmänna krav

1.22 Arbeten som berör vägtrafik

1.221 Vägtrafik

Vägtrafiken ska under entreprenadtiden kunna passera bron, se AFC.135.

1.24 Relationshandlingar

Relationshandlingar skall sammanställas på Vägverkets blankett ”SLUTRAPPORT”.

1.3 Beräkningsförutsättningar

1.31 Jordtryck

Vid beräkningarna ska förutsättas att fyllning mot bron utförs med material som har egenskaper motsvarande förstärkningslagermaterial, se OTBb/geo P 1420. Fyllningens omfattning framgår av förslagsritning.

1.32 Plattgrundläggning

Beträffande de värden på jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper som inte framgår av Bro 2004, se OTBb/geo P 1420.

1.37 Deformationer och svängningar

1.374 Utböjning av underbyggnad av last enligt BRO 2004, 22.253 ska inte överstiga 1/200 av längdmått använt vid beräkning.

1.375 Stödmurs och vingmurs rörelse i horisontalld av last enligt BRO 2004, 22.253 ska vid fri ändkant begränsas till 10 mm.

1.4 Miljö

1.41 Marin miljö

Marin miljö enligt BRO 2004, 10.54 antas inte råda.

1.6 Fri höjd

Fria höjden över körbanan ska vara minst 4.70 m.

1.7 Teknisk livslängd

1.71 Bro

Bron ska utföras med den tekniska livslängden 80 år.

2. Lastförutsättningar

2.3 Variabla laster

2.33 Utmattningslast

Vid beräkning för utmattning ska lastcykeltalet sättas till 400000.

3. Grundläggning

3.1 Grundförhållanden

Grundförhållandena framgår av OTBb/geo P 1420 samt förslagsritning.

3.2 Utförande

3.21 Schaktning

3.211 Schaktnings- och gjutningsarbete för bottenplattan ska förutsättas ske i torrhet. Schaktning utförs enligt OTBb/geo P 1420.

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

3.216 Senast 5 dagar före planerad utläggning av packad fyllning ska beställaren underrättas om detta så att besiktning av schaktbotten kan utföras.

Senast 5 dagar före planerad gjutning av bottenplatta ska beställaren underrättas om detta så att besiktning av packad fyllning kan utföras.

3.22 Fyllning, återfyllning

3.221 Packad fyllning för grundläggning av bottenplattan skall utföras enligt förslagsritning och OTBb/geo P 1420.

6. Tätskikt och beläggning

6.1 Tätskikt och skyddslager

6.111 Försegling av gjutfog under mark skall utföras med isoleringsmatta enligt BRO 2004 61.316.

Tätskikt och skyddslager utförs enligt förslagsritning.

6.2 Beläggning

6.211 Bron ska förses med den beläggningstyp och uppbyggnad som framgår av förslagsritning.

6.3 Fog med fogmassa

Fogmassa ska utföras enligt BRO 2004 kap 67 i belägningens slitlager utmed brons kantbalkar samt utefter mittremsa av betong.

Fogmassa utföres minst 20 mm bred och med minst samma tjocklek som slitlagret.

Minst ett prov på fogmassan tas ut vid varje läggningstillfälle.

7. Brodetaljer

7.4 Skyddsanordningar

7.41 Utformning

7.411 Räckens utformning ska utföras enligt förslagsritning och BRO 2004, kap 74.

7.412 Räcke på bron ska utföras som broräcke och vara enl. VV ritning 583:2S-cj till -ct eller likvärdigt enligt BRO 2004, kap 74 samt förses med skyddsnet i den omfattning, som framgår av förslagsritning.

7.413 Infästning av ställineräcke i mittremsan på bron skall utföras i princip enligt VV ritning nr 584:1G-j rev A med längsgående betongplatta. Betongplattan skall dock placeras på bindlagret istället för på isoleringsmattan. I övrigt se förslagsritning.

7.414 Kant på fotplåt skall vattenskäras och fasas, full zinktjocklek skall innehållas.

Undersida och kanter av fotplåt till räckesståndaren ska ytbehandlas enligt BRO 2004, 74.443.

7.415 Skruvar, muttrar och brickor för infästning av räckesståndare utförs i rostfritt stål i lägst kvalitet SS 142343. Vid montering skall grafitfett eller vax användas.

7.43 Omfattning

7.431 Räcke till bro ska omfatta räcke till de på VV ritning nr 583:S-ck markerade skarvarna vid broände inklusive leverans av broräckes avslutningar enligt förslagsritning.

OTBb
P1420

7(7)

Göteborg

2005-09-26

FB Engineering AB

Bilaga 3 - Beteckningar

Beteckningar

Versala latinska tecken

A_c	Betongtvärsnittets area (bruttoarea)
A_{ef}	Area hos medverkande betong mellan sprickor
$A_{huvudarmering}$	Area för huvudarmering i tvärled
$A_{I_{ef}}$	Effektiv tvärsnittsarea i stadium II
A_s	Total tvärsnittsarea för längsgående dragen armering
A'_s	Total tvärsnittsarea för längsgående tryckt dragarmering
A_{si}	Tvärsnittsarea för ett armeringsjärn
$A_{sfält}$	Preliminärt armeringsbehov (tvärsnittsarea) i fält i tvärled
$A_{sstöd}$	Preliminärt armeringsbehov (tvärsnittsarea) över stöd i tvärled
A_{sw}	Total tvärsnittsarea för tvärkraftsarmering
A_{swi}	Tvärsnittsarea för ett tvärkraftsarmeringsjärn
C_{Rdc}	Nationell parameter, rekommenderat värde
E_s	Elasticitetsmodul för stål
E_{cd}	Dimensionerande värde för betongens elasticitetsmodul
E_{cm}	Elasticitetsmodul för betong
F_c	Tryckkraft i betong
F_{cs}	Tvångskraft på grund av krympning
F_{nsy}	Förankringskapacitet för n stycken armeringsjärn
F_s	Dragkraft i armering
F_{td}	Dragkraftsbehov i längsgående dragarmering
ΔF_{td}	Dragkraftstillskott på grund av tvärkraft
F_{tdmax}	Dragkraftsbehovets maxvärde
$G_{stöd.A}$	Egenvikt för tvärledsberäkning, balk A
$G_{stöd.B}$	Egenvikt för tvärledsberäkning, balk B
$G_{stöd.C}$	Egenvikt för tvärledsberäkning, balk C
$I_{I_{ef}}$	Effektivt tröghetsmoment i stadium I
$I_{II_{ef}}$	Effektivt tröghetsmoment i stadium II
L_{spann}	Spännvidd på bro
M_{cr}	Sprickmoment för aktuellt tvärsnitt
$M_{d, nedböjning}$	Långtidsmoment för nedböjningsberäkning, från elementarfall för fritt upplagd balk
$M_{Ed, mitt}$	Dimensionerande moment för mittbalk vid beräkning av längsgående armering
$M_{Ed, ytter}$	Dimensionerande moment för mittbalk vid beräkning av längsgående armering
$M_{max, mitt}$	Dimensionerande maxmoment för armeringsberäkningar
M_{Rd}	Momentkapacitet
$M_{d, sprick}$	Dimensionerande moment för sprickberäkningar (bruksstadiet)

$P_{kantbalk}$	Kantbalkens tyngd omgjord till en fiktiv punktlast
P_{kbr}	Punktlast, räcke och kantbalk sammanslagen
$P_{kbr.6.10b}$	Samma som ovan men reducerad enligt formel 6.10b
$P_{räcke}$	Last av räcke 1 m långt
$Q_{b,mitt}$	Dimensionerande punktlast på balk B för brottgränstillstånd, används vid armeringsberäkningar
Q_1	Axellast i lastfält 1 reducerad för svenska förhållanden
Q_2	Axellast i lastfält 2 reducerad för svenska förhållanden
Q_{1k}	Karaktäristiskt axellast i lastfält 1 enligt EC
Q_{2k}	Karaktäristiskt axellast i lastfält 2 enligt EC
RH	Relativ fuktighet
R_1	Reaktionskraft vid upplag i längsled
R_2	Reaktionskraft vid upplag i längsled
S_{bd}	Maximal möjlig krafttillväxt för armeringsjärn
S_{nvmin}	Minsta avstånd mellan armeringsstänger
S_{lucka}	Tilläggsavstånd som krävs för gjutningsluckor i detta fall
S_{rmax}	Karaktäristisk sprickbredd
V_{Ed}	Dimensionerande tvärkraft
$V_{Ed,red}$	Dimensionerande reducerad tvärkraft i ett kritiskt snitt (lasteffekt)
$V_{max,mitt}$	Dimensionerande maximal tvärkraft för armeringsberäkningar
$V_{Rd,c}$	Dimensionerande tvärkraftskapacitet med avseende på livtryckbrott, "betongbidraget"

Gemena latinska tecken

a_i	Sträcka som momentkurva förskjuts i dragkraftskurva
b_{balk}	Bredd långbalkar
b_{bro}	Total brobredd inklusive kantbalkar
b_{eff}	Effektiv flänsbredd
b_{fri}	Fri brobredd (Hela brons bredd minus kantbalkar)
$b_{kant,mitt}$	Avstånd brons ytterkant till mitten av kantbalk
b_{kb}	Bredd kantbalk.
b_{kf}	Bredd körfält enligt EC (3,0m)
$b_{körfält}$	Bredd körfält på nuvarande väg (3,5m)
b_{jiv}	Bredd balkliv
b_{platta}	Medelbredd för dragen zon (1 meters djup i tvärlid)
$b_{q.1.1}$	Bredd utbredd last lastfält 1, lastfall 1
$b_{q2.1}$	Bredd utbredd last lastfält 2, lastfall 1
$b_{q.Å.1}$	Bredd återstående utbredd last, lastfall 1

$b_{q.1.2}$	Bredd utbredd last lastfält 1, lastfall 2
$b_{q2.2}$	Bredd utbredd last lastfält 2, lastfall 2
$b_{q.Å.2}$	Bredd återstående utbredd last, lastfall 2
$b_{q.1.3}$	Bredd utbredd last lastfält 1, lastfall 3
$b_{q.Å.1.3}$	Bredd återstående utbredd last mellan stöd A och B, lastfall 3
$b_{q.Å.2.3}$	Bredd återstående utbredd last till höger om stöd C, lastfall 3
b_t	Medelbredd för dragenzon i balk
b_w	Livtjocklek hos balken
b_{vry}	Bredd yttre vägren
b_{vry}	Bredd inre vägren
cc	Centrumavstånd mellan långbalkar
c_{min}	Nationell parameter som beror på exponeringsklass, teknisk livslängd och vatten-cementtalet
c_{nom1}	Minsta täckande betongskikt med hänsyn till korrosion
c_{nom2}	Minsta täckande betongskikt med hänsyn till vidhäftning/förankring
Δc_{dev}	Tillåten måttavvikelse för täckande betongskikt
d	Effektivhöjd (den totala konstruktionshöjden minus kantavståndet för den nedersta armeringen)
d_{platta}	Effektivhöjd
d_g	Största tillåtna nominella kornstorlek för ballast
d_m	Avstånd från brons överkant till längsgående armeringens tyngdpunkt
e_1	Avstånd mellan tvärsnittet tyngdpunkt och medelavståndet för armeringen i längsled
e_2	Avstånd mellan tvärsnittet tyngdpunkt och den övre armeringens avstånd från den tryckta kanten
f_{bd}	Vidhäftningshållfasthet för armeringsjärn
f_{cd}	Dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet
f_{ctd}	Dimensioneringsvärde för betongens draghållfasthet
f_{cm}	Medelvärde för betongens cylindertryckhållfasthet
f_{cmcube}	Tryckhållfasthet för betongkub
f_{ck}	Karaktäristisk värde för betongens cylindertryckhållfasthet
$f_{ctk0.05}$	Undre karakteristiskt värde för draghållfasthetens medelvärde
f_{ctm}	Medelvärde för betongens draghållfasthet
f_{yd}	Dimensionerande flytspänning för armering
f_{yk}	Karaktäristisk flytspänning för armering
f_{ywd}	Dimensionerande flytspänning för tvärkraftsarmering
g_{bel}	Egentyngd beläggning räknat på en 1m bred remsa
g_{mitt}	Egentyngd mittbalk
$g_{mittbel}$	Egentyngd beläggning mittbalk
$g_{mittbtg}$	Egentyngd betong mittbalk
$g_{platta.btg}$	Egentyngd för broplattan räknat på en 1m bred remsa

$g_{\text{räcke}}$	Egentyngd räcke
$g_{\text{tot.platta}}$	Egentyngd, se beräkning av dimensionerande lastfall
g_{ytter}	Egentyngd ytterbalk
g_{ytterbel}	Egentyngd beläggning ytterbalk
g_{ytterbtg}	Egentyngd betong ytterbalk
$g_{6.16b}$	Egentyngd enligt EC formel 6.16b
$g_{6.10b}$	Egentyngd enligt EC formel 6.10b
h	Konstruktionshöjd
h_0	Ekvivalent tjocklek för tvärsnitt
h_{bana}	Höjd brobana
h_{bel}	Beläggningens tjocklek
h_{liv}	Höjd balkliv
h_{kb}	Höjd kantbalk
k	Parameter
k_{avs}	Kantavstånd från centrum av yttersta armeringsstänger
l_{bd}	Dimensionerande förankringslängd
$l_{\text{bd.max}}$	Dimensionerande förankringslängd för förankring av armeringens flytkraft
$l_{\text{b.min}}$	Minimivärde på förankringslängd
$l_{\text{b.rqd}}$	Erforderlig förankringslängd
l_{inkantc}	Centrum ytterbalk till innerkant kantbalk
l_s	Antaget mått på upplagsbredden
l_0	Erforderlig skarvningslängd av armeringsjärn
$n_{\text{fält}}$	Antal armeringsjärn i tvärled i fält
$n_{\text{stöd}}$	Antal armeringsjärn i tvärled över stöd
q_1	Jämnt utbredd fillast i lastfält 1 reducerad för svenska förhållanden
q_2	Jämnt utbredd fillast i lastfält 2 reducerad för svenska förhållanden
$q_{\text{å}}$	Jämnt utbredd fillast i återstående lastfält reducerad för svenska förhållanden
$q_{\text{b.mitt}}$	Dimensionerande utbredd last på balk B i brottgränstillstånd, används för beräkning av armering i längsled
s_{arm}	Tvärkraftsarmeringens bygelavstånd (centrum-centrum)
$s_{\text{l.max}}$	Maximala centrumavståndet för tvärkraftsarmeringen i längsled, nationell parameter och rekommenderat värde
s_1	Armeringsavstånd närmast brons upplag
s_2	Armeringsavstånd i mitten av brospannet
t	Tid
t_f	Flänsbredd
u	Omkrets av den del av betongsnittet som utsätts för uttorkning
w	Lastfältsbredd enligt EC

Z-platta Inre hävarm för brobaneplattan

Fiktiva punktlaster som ersätter utbredd last i influenslinjeberäkning

$Q_{q1.lf1}$	Ersätter q_1 i lastfall 1
$Q_{q2.lf1}$	Ersätter q_2 i lastfall 1
$Q_{q\dot{a}1.lf1}$	Ersätter $q_{\dot{a}1}$ i lastfall 1
$Q_{q\dot{a}2.lf1}$	Ersätter $q_{\dot{a}2}$ i lastfall 1
$Q_{q1.lf2}$	Ersätter q_1 i lastfall 2
$Q_{q2.lf2}$	Ersätter q_2 i lastfall 2
$Q_{q\dot{a}1.lf2}$	Ersätter $q_{\dot{a}1}$ i lastfall 2
$Q_{q1.lf3}$	Ersätter q_1 i lastfall 3
$Q_{q\dot{a}1.lf3}$	Ersätter $q_{\dot{a}1}$ i lastfall 3
$Q_{q\dot{a}2.lf3}$	Ersätter $q_{\dot{a}2}$ i lastfall 3

Laster reducerade enligt EC SS-EN 1990

$Q_{1.6.10b}$	Punktlast i lastfält 1 formel 6.10.b, brottgränstillstånd
$Q_{2.6.10b}$	Punktlast i lastfält 2 formel 6.10.b, brottgränstillstånd
$q_{1.6.10b}$	Utbredd last i lastfält 1 formel 6.10.b, brottgränstillstånd
$q_{2.6.10b}$	Utbredd last i lastfält 2 formel 6.10.b, brottgränstillstånd
$q_{\dot{a}.6.10b}$	Utbredd last i återstående lastfält formel 6.10.b, brottgränstillstånd
$Q_{1.6.16b}$	Punktlast i lastfält 1, reducerad för EC formel 6.16b för nedböjningsberäkning
$Q_{2.6.16b}$	Punktlast i lastfält 2, reducerad för EC formel 6.16b för nedböjningsberäkning
$q_{1.6.16b}$	Utbredd last q_1 i lastfält 1, reducerad enligt EC formel 6.16b för nedböjningsberäkning
$q_{2.6.16b}$	Utbredd last q_2 i lastfält 1, reducerad enligt EC formel 6.16b för nedböjningsberäkning
$q_{\dot{a}.6.16b}$	Utbredd återstående last $q_{\dot{a}}$, reducerad enligt EC formel 6.16b för nedböjningsberäkning

Reaktionskrafter på långbalkar på grund av oducerad trafiklast

$R_{A.Q1.lf1}$	Långbalk A av punktlaster i lastfält 1, lastfall 1
$R_{A.Q2.lf1}$	Långbalk A av punktlaster i lastfält 2, lastfall 1
$R_{A.Qtot.lf1}$	Långbalk A totalt av punktlaster, lastfall 1
$R_{B.Q1.lf1}$	Långbalk B av punktlaster i lastfält 1, lastfall 1
$R_{B.Q2.lf1}$	Långbalk B av punktlaster i lastfält 2, lastfall 1
$R_{B.Qtot.lf1}$	Långbalk B totalt av punktlaster, lastfall 1
$R_{C.Q1.lf1}$	Långbalk C av punktlaster i lastfält 1, lastfall 1
$R_{C.Q2.lf1}$	Långbalk C av punktlaster i lastfält 2, lastfall 1
$R_{C.Qtot.lf1}$	Långbalk C totalt av punktlaster, lastfall 1
$R_{A.q1.lf1}$	Långbalk A av utbredd last q_1 , lastfall 1
$R_{A.q2.lf1}$	Långbalk A av utbredd last q_2 , lastfall 1
$R_{A.q\dot{a}1.lf1}$	Långbalk A av utbredd last $q_{\dot{a}1}$, lastfall 1
$R_{A.q\dot{a}2.lf1}$	Långbalk A av utbredd last $q_{\dot{a}2}$, lastfall 1

$R_{A.qtot.lf1}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 1
$R_{B.q1.lf1}$	Långbalk B av utbredd last q1, lastfall 1
$R_{B.q2.lf1}$	Långbalk B av utbredd last q2, lastfall 1
$R_{B.q\dot{a}1.lf1}$	Långbalk B av utbredd last q \dot{a} 1, lastfall 1
$R_{B.q\dot{a}2.lf1}$	Långbalk B av utbredd last q \dot{a} 2, lastfall 1
$R_{B.qtot.lf1}$	Långbalk B totalt av utbredd last, lastfall 1
$R_{C.q1.lf1}$	Långbalk C av utbredd last q1, lastfall 1
$R_{C.q2.lf1}$	Långbalk C av utbredd last q2, lastfall 1
$R_{C.q\dot{a}1.lf1}$	Långbalk C av utbredd last q \dot{a} 1, lastfall 1
$R_{C.q\dot{a}2.lf1}$	Långbalk C av utbredd last q \dot{a} 2, lastfall 1
$R_{C.qtot.lf1}$	Långbalk C totalt av utbredd last, lastfall 1
$R_{A.Q1.lf2}$	Långbalk A av punktlast i lastfält 1, lastfall 2
$R_{A.Q2.lf2}$	Långbalk A av punktlast i lastfält 2, lastfall 2
$R_{A.Qtot.lf2}$	Långbalk A totalt av punktlaster, lastfall 2
$R_{B.Q1.lf2}$	Långbalk B av punktlast i lastfält 1, lastfall 2
$R_{B.Q2.lf2}$	Långbalk B av punktlast i lastfält 2, lastfall 2
$R_{B.Qtot.lf2}$	Långbalk B totalt av punktlaster, lastfall 2
$R_{C.Q1.lf2}$	Långbalk C av punktlast i lastfält 1, lastfall 2
$R_{C.Q2.lf2}$	Långbalk C av punktlast i lastfält 2, lastfall 2
$R_{C.Qtot.lf2}$	Långbalk C totalt av punktlaster, lastfall 2
$R_{A.q1.lf2}$	Långbalk A av utbredd last q1, lastfall 2
$R_{A.q2.lf2}$	Långbalk A av utbredd last q2, lastfall 2
$R_{A.q\dot{a}.lf2}$	Långbalk A av utbredd last q \dot{a} , lastfall 2
$R_{A.qtot.lf2}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 2
$R_{B.q1.lf2}$	Långbalk B av utbredd last q1, lastfall 2
$R_{B.q2.lf2}$	Långbalk B av utbredd last q2, lastfall 2
$R_{B.q\dot{a}.lf2}$	Långbalk B av utbredd last q \dot{a} , lastfall 2
$R_{B.qtot.lf2}$	Långbalk B totalt av utbredd last, lastfall 2
$R_{C.q1.lf2}$	Långbalk C av utbredd last q1, lastfall 2
$R_{C.q2.lf2}$	Långbalk C av utbredd last q2, lastfall 2
$R_{C.q\dot{a}.lf2}$	Långbalk C av utbredd last q \dot{a} , lastfall 2
$R_{C.qtot.lf2}$	Långbalk C totalt av utbredd last, lastfall 2
$R_{A.Q1.lf3}$	Långbalk A av punktlast i lastfält 1, lastfall 3
$R_{A.Qtot.lf3}$	Långbalk A totalt av punktlaster, lastfall 3
$R_{B.Q1.lf3}$	Långbalk B av punktlast i lastfält 1, lastfall 3
$R_{B.Qtot.lf3}$	Långbalk B totalt av punktlaster, lastfall 3
$R_{C.Q1.lf3}$	Långbalk C av punktlast i lastfält 1, lastfall 3
$R_{C.Qtot.lf3}$	Långbalk C totalt av punktlaster, lastfall 3
$R_{A.q1.lf3}$	Långbalk A av utbredd last q1, lastfall 3
$R_{A.q\dot{a}1.lf3}$	Långbalk A av utbredd last q \dot{a} 1, lastfall 3
$R_{A.q\dot{a}2.lf3}$	Långbalk A av utbredd last q \dot{a} 2, lastfall 3
$R_{A.qtot.lf3}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 3

$R_{B.q1.lf3}$	Långbalk B av utbredd last q_1 , lastfall 3
$R_{B.q\dot{a}1.lf3}$	Långbalk B av utbredd last $q\dot{a}_1$, lastfall 3
$R_{B.q\dot{a}2.lf3}$	Långbalk B av utbredd last $q\dot{a}_2$, lastfall 3
$R_{B.qtot.lf3}$	Långbalk B totalt av utbredd last, lastfall 3
$R_{C.q1.lf3}$	Långbalk C av utbredd last q_1 , lastfall 3
$R_{C.q\dot{a}1.lf3}$	Långbalk C av utbredd last $q\dot{a}_1$, lastfall 3
$R_{C.q\dot{a}2.lf3}$	Långbalk C av utbredd last $q\dot{a}_2$, lastfall 3
$R_{C.qtot.lf3}$	Långbalk C totalt av utbredd last, lastfall 3

Reaktionskrafter på långbalkar på grund av trafiklast reducerad enligt EC 6.10.b

$R_{A.Qtot.6.10b.lf1}$	Långbalk A totalt av punktlaster, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{B.Qtot.6.10b.lf1}$	Långbalk B totalt av punktlaster, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{C.Qtot.6.10b.lf1}$	Långbalk C totalt av punktlaster, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{A.qtot.6.10b.lf1}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{B.qtot.6.10b.lf1}$	Långbalk B totalt av utbredd last, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{A.qtot.6.10b.lf1}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{A.TOT.6.10b.lf1}$	Långbalk A totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{B.TOT.6.10b.lf1}$	Långbalk B totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{C.TOT.6.10b.lf1}$	Långbalk C totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 1, formel 6.10b
$R_{A.Qtot.6.10b.lf2}$	Långbalk A totalt av punktlaster, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{B.Qtot.6.10b.lf2}$	Långbalk B totalt av punktlaster, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{C.Qtot.6.10b.lf2}$	Långbalk C totalt av punktlaster, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{A.qtot.6.10b.lf2}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{B.qtot.6.10b.lf2}$	Långbalk B totalt av utbredd last, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{A.qtot.6.10b.lf2}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{A.TOT.6.10b.lf2}$	Långbalk A totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{B.TOT.6.10b.lf2}$	Långbalk B totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{C.TOT.6.10b.lf2}$	Långbalk C totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 2, formel 6.10b
$R_{A.Qtot.6.10b.lf3}$	Långbalk A totalt av punktlaster, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{B.Qtot.6.10b.lf3}$	Långbalk B totalt av punktlaster, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{C.Qtot.6.10b.lf3}$	Långbalk C totalt av punktlaster, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{A.qtot.6.10b.lf3}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{B.qtot.6.10b.lf3}$	Långbalk B totalt av utbredd last, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{A.qtot.6.10b.lf3}$	Långbalk A totalt av utbredd last, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{A.TOT.6.10b.lf3}$	Långbalk A totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{B.TOT.6.10b.lf3}$	Långbalk B totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 3, formel 6.10b
$R_{C.TOT.6.10b.lf3}$	Långbalk C totalt av både punktlaster och utbredd last, lastfall 3, formel 6.10b

UDL ₁	Karaktäristisk jämnt utbredd fillast för lastfält 1 enligt EC
UDL ₂	Karaktäristisk jämnt utbredd fillast för lastfält 2 enligt EC
UDL ₂	Karaktäristisk jämnt utbredd fillast för återstående lastfält enligt EC
X _A	Avstånd från brons vänsterkant till mitten av balk A
X _B	Avstånd från brons vänsterkant till mitten av balk B
X _C	Avstånd från brons vänsterkant till mitten av balk C

Avstånd till influenslinjeberäkningar där x-värdena beräknas från brons vänsterkant till punktlasten eller till mitten av den utbredda lasten.

X _{Q1.lf1}	Punktlast i lastfält 1, lastfall 1
X _{Q2.lf1}	Punktlast i lastfält 2, lastfall 1
X _{q1.lf1}	Utbredd last q1, lastfall 1
X _{q2.lf1}	Utbredd last q2, lastfall 1
X _{qå1.lf1}	Utbredd last qå1, lastfall 1
X _{qå2.lf1}	Utbredd last qå2, lastfall 1
X _{Q1.lf2}	Punktlast i lastfält 1, lastfall 2
X _{Q2.lf2}	Punktlast i lastfält 2, lastfall 2
X _{q1.lf2}	Utbredd last q1, lastfall 2
X _{q2.lf2}	Utbredd last q2, lastfall 2
X _{qå1.lf2}	Utbredd last qå1, lastfall 2
X _{Q1.lf3}	Punktlast i lastfält 1, lastfall 3
X _{q1.lf3}	Utbredd last q1, lastfall 3
X _{qå1.lf3}	Utbredd last qå1, lastfall 3
X _{qå2.lf3}	Utbredd last qå2, lastfall 3

Relativa avstånd för influenslinjeberäkningar ($x_{rel}=x/cc$)

X _{rel.Q1.lf1}	Punktlast i lastfält 1, lastfall 1
X _{rel.Q2.lf1}	Punktlast i lastfält 2, lastfall 1
X _{rel.q1.lf1}	Mitten av utbredd last q1, lastfall 1
X _{rel.q2.lf1}	Mitten av utbredd last q2, lastfall 1
X _{rel.qå1.lf1}	Mitten av utbredd last qå1, lastfall 1
X _{rel.qå2.lf1}	Mitten av utbredd last qå2, lastfall 1
X _{rel.Q1.lf2}	Punktlast i lastfält 1, lastfall 2
X _{rel.Q2.lf2}	Punktlast i lastfält 2, lastfall 2
X _{rel.q1.lf2}	Mitten av utbredd last q1, lastfall 2
X _{rel.q1.lf2}	Mitten av utbredd last q1, lastfall 2
X _{rel.qå1.lf2}	Mitten av utbredd last qå1, lastfall 2
X _{rel.Q1.lf3}	Punktlast i lastfält 1, lastfall 3
X _{rel.q1.lf3}	Mitten av utbredd last q1, lastfall 3
X _{rel.qå1.lf3}	Mitten av utbredd last qå1, lastfall 3
X _{rel.qå2.lf3}	Mitten av utbredd last qå2, lastfall 3

Y_A	Avstånd från brons vänsterkant till mitten av balk A
Y_B	Avstånd från brons vänsterkant till mitten av balk B
Y_C	Avstånd från brons vänsterkant till mitten av balk C

Grekiska tecken

α	Tryckblocksfaktor för betong
α_{byglar}	Vinkel på vertikala byglarna
α_{cc}	Faktor som beaktar reduktion av betongens tryckhållfasthet på grund av långvarig belastning
α_{q1}	Nationell faktor för reduktion av utbredd last i lastfält 1
α_{q2}	Nationell faktor för reduktion av utbredd last i lastfält 2
$\alpha_{q\dot{a}}$	Nationell faktor för reduktion av utbredd last i återstående lastfält
α_{Q1}	Nationell faktor för reduktion av axellast i lastfält 1
α_{Q2}	Nationell faktor för reduktion av axellast i lastfält 2
β	Tryckblocksfaktor för betong
β_{cc}	Koefficient som beror på ty av cement
β_{fcm}	Faktor som beaktar betongens hållfasthetsklass
β_{t0}	Faktor som beaktar betongens ålder vid pålastning
β_{RH}	Faktor som beaktar den relativa fuktigheten
γ_c	Partialkoefficient för betong
γ_d	Partialkoefficient för säkerhetsklass
γ_G	Partialkoefficient för permanent last (egentyngd)
γ_Q	Partialkoefficient för variabel last
γ_s	Partialkoefficient för armeringsstål
u	Nationell parameter, rekommenderat värde
ϵ_{ca}	Slutligt värde på autogen krympning
ϵ_{cd}	Slutligt värde på uttorkningskrympning
ϵ_{cm}	Betongens medeltöjning mellan sprickor
ϵ_{cs}	Slutligt krympmått
ϵ_{cu2}	Brottstukning för högpresterande betong
ϵ_s	Töjning i armering
ϵ'_s	Töjning i tryck armering
ϵ_{sm}	Stålets medeltöjning inklusive effekt av påtvingad deformation
ϵ_{syd}	Dimensionerande flyttöjning
η	Koefficient
ξ	Reduktionsfaktor
ρ_{btg}	Densitet armerad betong
ρ_{bel}	Densitet beläggning
$\rho_{\text{r\ddacke}}$	Densitet r\ddacke
ρ_w	Total mängd tvärkraftsarmering

$\rho_{w,min}$	Minsta mängd tvärkraftsarmering
σ_{sd}	Stålspänning. Se förankringslängder "Avkortning längsgående armering"
σ_s	Dragspänning i armering
φ	Slutligt kryptal
φ_{RH}	Faktor som beaktar omgivningens relativa fuktighet
ϕ	Armeringens diameter
ϕ_{byglar}	Armeringsbyglarnas diameter
$\psi_{0,axel}$	Lastreduktionstal för axellast enligt EC.
$\psi_{1,axel}$	Lastreduktionstal för axellast enligt EC.
$\psi_{0,UDL}$	Lastreduktionstal för jämnt utbredd fillast enligt EC.
$\psi_{1,UDL}$	Lastreduktionstal för jämnt utbredd fillast enligt EC.

Bilaga 4 – Beräkning av cc-avstånd

Beräkning av c-c-avstånd mellan betongbalkar utgående från bredd på Riksväg 40

Bredd väg 40 beräknas

Mått från ritning:

$b_{\text{körfält}} := 3.5\text{m}$	Körfält
$b_{\text{vry}} := 2\text{m}$	Vägren ytter
$b_{\text{vri}} := 0.5\text{m}$	Vägren inner
$b_{\text{fri}} := b_{\text{vry}} + 2 \cdot b_{\text{körfält}} + b_{\text{vri}} = 9.5\text{ m}$	Fri brobredd

Navföljare antas vara på samma ställe som kantbalken

$b_{\text{kb}} := 0.4\text{m}$	Antagen bredd kantbalk
$h_{\text{kb}} := 0.5\text{m}$	Antagen höjd kantbalk
$b_{\text{w}} := 1.061\text{m}$	Beräknad livbredd (Se under normalarmering)
$b_{\text{bro}} := b_{\text{fri}} + 2 \cdot b_{\text{kb}} = 10.3\text{ m}$	Total brobredd

Ytterdelen uppskattas vara 0.4*c-c-avståndet

$$b = (n_{\text{balkar}} - 1) \cdot cc + 2 \cdot 0.4 \cdot cc$$

Antalet betongbalkar antas

$$n_{\text{balkar}} := 3$$

c-c-avståndet beräknas

$n_{\text{cc}} := (n_{\text{balkar}} - 1) + 2 \cdot 0.4 = 2.8$	Antal c-c-avstånd
$cc := \frac{b_{\text{bro}}}{n_{\text{cc}}} = 3.679\text{ m}$	c-c-avstånd

Bilaga 5 – Beräkning av konstruktionshöjd

Beräkning av konstruktionshöjd

Beräkningar utgår här från den fria höjden 4.4 m, pga att vägen kommer att sänkas 30 cm. Se kommentar under 11.2.

Indata ur ritning se bilaga förslagsritning

$lut_{40} := 0.0077$	Lutning RV40 mellan två givna punkter. Se under PROFILDATA på förslagsritningen.
$L_{P1} := 16817.672\text{m}$	Längdkoordinat för punkt 1
$Z_{P1} := 247.016\text{m}$	Höjdläge för punkt 1
$b_{40} := 22.5\text{m}$	Total bredd för RV40
$\alpha_{\text{väg.gon}} := 96.388$	Skärningsvinkel mellan RV40 och väg 1820
$P_{\text{mitt.40}} := 16013.538\text{m}$	Sektionsläge för mittpunkt väg 40
$P_{\text{mitt.1820}} := 309.430\text{m}$	Sektionsläge för mittpunkt 1820
$lut_{\text{tvärfall}} := 0.025$	Lutning på tvärfall RV40
$Z_{\text{botten}} := 235.057\text{m}$	Höjdläge botten väg 1820
$R_{1820} := 1800\text{m}$	Kurvradie väg 1820
$P_{\text{botten}} := 286.963\text{m}$	Sektionsläge på botten av väg 1820
$h_{\text{fri.höjd}} := 4.4\text{m}$	Fri höjd under bron (tillkommer 30 cm pga sänkt vägnivå)
$h_{\text{bel}} := 0.095\text{m}$	Tjocklek slitlagret

Vinkeln mellan väg 40 och 1820 är angiven i gon och omvandlas till radianer

$$\alpha_{\text{väg.rad}} := \frac{\alpha_{\text{väg.gon}} \cdot 90 \cdot \pi}{100 \cdot 180} = 1.514$$

Uppskattat kantavstånd till mitten av yttersta balken

$$b_{\text{kant.mitt}} := 0.4 \cdot cc = 1.471 \text{ m}$$

Avstånd från brokant till den yttersta balkkanten

$$b_{\text{kant}} := b_{\text{kant.mitt}} - \frac{b_w}{2} = 0.941 \text{ m}$$

Sektionsläge för mittremsan vid balken längst norrut

$$P_{\text{mitt.1820.norr}} := P_{\text{mitt.1820}} + \frac{b_{40}}{2 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_{\text{väg.rad}}\right)} - b_{\text{kant}} = 319.757 \text{ m}$$

Sektionsläge för mittremsan vid balken längst söderut

$$P_{\text{mitt.1820.söder}} := P_{\text{mitt.1820}} - \frac{b_{40}}{2 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_{\text{väg.rad}}\right)} + b_{\text{kant}} = 299.103 \text{ m}$$

Avstånd mellan ytterända på balk till mittpunkt väg

$$l_{\text{yttersta.mitt}} := P_{\text{mitt.1820}} - P_{\text{mitt.1820.söder}} = 10.327 \text{ m}$$

Längd mellan mittpunkt väg 40 och punkt på väg 40 vinkelrätt mot kritisk punkt

$$l_{\text{diff}} := l_{\text{yttersta.mitt}} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_{\text{väg.rad}}\right) = 0.587 \text{ m}$$

Kritisk punkt söder

$$l_{\text{krit.söder}} := P_{\text{mitt.40}} - l_{\text{diff}} = 16012.951 \text{ m}$$

Kritisk punkt norr

$$l_{\text{krit.norr}} := P_{\text{mitt.40}} + l_{\text{diff}} = 16014.125 \text{ m}$$

Höjdskillnad från mittpunkt på väg 40 till ytterkant på grund av tvärfall

$$\Delta Z_{\text{tvärfall}} := [l_{\text{yttersta.mitt}} - (1.25 \text{ m} + 5 \text{ m})] \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_{\text{väg.rad}}\right) \cdot \text{lut}_{\text{tvärfall}} = 0.102 \text{ m}$$

Höjdläge norra kritiska punkt väg 40 med tvärfall

$$Z_{\text{norr.V40}} := Z_{\text{P1}} - (L_{\text{P1}} - l_{\text{krit.norr}}) \cdot \text{lut}_{40} + \Delta Z_{\text{tvärfall}} = 240.93 \text{ m}$$

Höjdläge södra kritiska punkt väg 40 med tvärfall

$$Z_{\text{söder.V40}} := Z_{\text{P1}} - (L_{\text{P1}} - l_{\text{krit.söder}}) \cdot \text{lut}_{40} - \Delta Z_{\text{tvärfall}} = 240.718 \text{ m}$$

Höjdläge mittremsa längst söderut väg 1820

$$Z_{\text{söder.1820}} := \frac{(P_{\text{botten}} - P_{\text{mitt.1820.söder}})^2}{2 \cdot R_{1820}} + Z_{\text{botten}} = 235.098 \text{ m}$$

Höjdläge mittremsa längst norrut väg 1820

$$Z_{\text{norr.1820}} := \frac{(P_{\text{botten}} - P_{\text{mitt.1820.norr}})^2}{2 \cdot R_{1820}} + Z_{\text{botten}} = 235.356 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd norra delen

$$t_{\text{norr}} := Z_{\text{norr.V40}} - Z_{\text{norr.1820}} - h_{\text{fri.höjd}} - h_{\text{bel}} = 1.08 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd södra delen

$$t_{\text{söder}} := Z_{\text{söder.V40}} - Z_{\text{söder.1820}} - h_{\text{fri.höjd}} - h_{\text{bel}} = 1.125 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd

$$h := \min(t_{\text{norr}}, t_{\text{söder}}) = 1.08 \text{ m}$$

Bilaga 6 – Val av spännvidd och tvärsnittsmått

Val av spännvidd

För en kontinuerlig betongbalkbro med breda balkar kan konstruktionshöjden uppskattas till $h = L/20$.

$$L_{\text{spann.exakt}} := h \cdot \frac{20}{m} = 21.594$$

$$L_{\text{spann.uppskattat}} := \text{floor}(L_{\text{spann.exakt}}) \text{ m} = 21 \text{ m}$$

$$L_{\text{spann}} := 15 \text{ m}$$

Längd på brospannet

Tvårsnittsmått

$$h_{\text{bana}} := 0.4 \text{ m}$$

Antagen höjd brobana

$$h = 1.08 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd

$$h_{\text{w}} := h - h_{\text{bana}} = 0.68 \text{ m}$$

Balkens livhöjd

$$b_{\text{w}} = 1.061 \text{ m}$$

Bredd liv

$$b_{\text{kb}} = 0.4 \text{ m}$$

Bredd kantbalk

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

Höjd kantbalk

Bilaga 7 – Beräkning av egentyingd

Egentyngd i längsled och tvärlid

Egentyngden blir för hela tvärsnittet och räknas per meter bro.

$$cc = 3.679 \text{ m}$$

$$inkantc := b_{\text{kant.mitt}} - b_{\text{kb}} = 1.071 \text{ m}$$

Centrum balk till innerkant kantbalk

$$h_{\text{bel}} = 0.095 \text{ m}$$

Beläggningstjocklek

$$\rho_{\text{btg}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Densitet armerad betong

$$\rho_{\text{bel}} := 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Densitet beläggning

$$g_{\text{räcke}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd räcke

Egentyngd längsled

Ytterbalk

$$g_{\text{ytterbtg}} := \left[h_w \cdot b_w + h_{\text{bana}} \cdot \left[\left(\frac{cc}{2} \right) + inkantc \right] + b_{\text{kb}} \cdot h_{\text{kb}} \right] \cdot \rho_{\text{btg}} = 52.137 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{ytterbel}} := \left[\left(\frac{b_{\text{fri}}}{2} \right) - cc \right] \cdot h_{\text{bel}} \cdot \rho_{\text{bel}} = 2.341 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{ytter.ll}} := g_{\text{ytterbtg}} + g_{\text{ytterbel}} + g_{\text{räcke}} = 54.978 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mittbalk

$$g_{\text{mitt.btg}} := (h_w \cdot b_w + h_{\text{bana}} \cdot cc) \cdot \rho_{\text{btg}} = 54.815 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{mitt.bel}} := cc \cdot h_{\text{bel}} \cdot \rho_{\text{bel}} = 8.038 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{mitt.ll}} := g_{\text{mitt.btg}} + g_{\text{mitt.bel}} = 62.853 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd tvärled

Egentyngd för själva brobaneplattan i tvärled. Balkarna ses som stöd som brobaneplattan är fritt upplagd på.

$$g_{\text{platta,btg}} := h_{\text{bana}} \cdot \rho_{\text{btg}} \cdot 1 \text{ m} = 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{bel}} := h_{\text{bel}} \cdot \rho_{\text{bel}} \cdot 1 \text{ m} = 2.185 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{tot,platta}} := g_{\text{platta,btg}} + g_{\text{bel}} = 12.185 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd för kantbalkar och räcke beaktas som punktlaster

$$P_{\text{kantbalk}} := h_{\text{kb}} \cdot b_{\text{kb}} \cdot \rho_{\text{btg}} \cdot 1 \text{ m} = 5 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{räcke}} := g_{\text{räcke}} \cdot 1 \text{ m} = 0.5 \cdot \text{kN}$$

Egentyngd som förs ner till till mittbalk

$$g_{\text{mitt.tv}} := cc \cdot g_{\text{tot,platta}} = 44.823 \cdot \text{kN}$$

Egentyngd som förs ner till till ytterbalk

$$g_{\text{ytter.tv}} := \left[\left(0.4 \cdot cc - b_{\text{kb}} \right) + \frac{cc}{2} \right] \cdot g_{\text{tot,platta}} + P_{\text{kantbalk}} + P_{\text{räcke}} = 40.967 \cdot \text{kN}$$

Bilaga 8 – Beräkning av medverkande flänsbredd

Beräkning av medverkande flänsbredd

Den medverkande flänsbredden kommer att vara olika för de yttre balkarna och balken i mitten, ty avståndet från mitten av yttre balk till brobaneplattans ytterkant är $0.4 \cdot cc$. Respektive medverkande flänsbredd beräknas.

Bredden för varje balk anges:

$$b_{\text{mitt}} := cc = 3.679 \text{ m}$$

$$b_{\text{kant2}} := 0.8 \cdot cc = 2.943 \text{ m} \quad \text{Antar att } 0.4cc \text{ gäller på båda sidorna om yttre balk}$$

$$l_0 := L_{\text{spann}} = 15 \text{ m} \quad \text{Avståndet mellan momentnollpunkterna längsled anges}$$

$$b_w = 1.061 \text{ m} \quad \text{Bredden på livet}$$

Medverkande flänsbredd beräknas

Medverkande flänsbredd b_{eff} bestäms ur följande villkor enligt EC2

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

Delbreddens effektiva bredd beräknas ur följande villkor

$$b_{\text{eff},i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 l_0 \leq 0.2 \cdot l_0 \quad b_{\text{eff},i} \leq b_i$$

Då l_0 är betydligt längre än delbreddarna kommer $b_{\text{eff},i} \leq b_i$ att vara dimensionerande

$$0.2 \cdot l_0 = 3 \text{ m}$$

Respektive delbredd beräknas

$$b_{1.mitt} := \frac{(b_{mitt} - b_w)}{2} = 1.309 \text{ m}$$

$$b_{2.mitt} := b_{1.mitt} = 1.309 \text{ m}$$

$$b_{1.kant} := \frac{(b_{kant2} - b_w)}{2} = 0.941 \text{ m}$$

$$b_{2.kant} := b_{1.mitt} = 1.309 \text{ m}$$

Effektiv bredd för varje delbredd beräknas

$$b_{eff.1.mitt} := \begin{cases} 0.2 \cdot b_{1.mitt} + 0.1 \cdot l_0 & \text{if } 0.2 \cdot b_{1.mitt} + 0.1 \cdot l_0 \leq b_{1.mitt} \\ b_{1.mitt} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.309 \text{ m}$$

$$b_{eff.2.mitt} := \begin{cases} 0.2 \cdot b_{2.mitt} + 0.1 \cdot l_0 & \text{if } 0.2 \cdot b_{2.mitt} + 0.1 \cdot l_0 \leq b_{2.mitt} \\ b_{2.mitt} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.309 \text{ m}$$

$$b_{eff.1.kant} := \begin{cases} 0.2 \cdot b_{1.kant} + 0.1 \cdot l_0 & \text{if } 0.2 \cdot b_{1.kant} + 0.1 \cdot l_0 \leq b_{1.kant} \\ b_{1.kant} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.941 \text{ m}$$

$$b_{eff.2.kant} := \begin{cases} 0.2 \cdot b_{2.kant} + 0.1 \cdot l_0 & \text{if } 0.2 \cdot b_{2.kant} + 0.1 \cdot l_0 \leq b_{2.kant} \\ b_{2.kant} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.309 \text{ m}$$

Medverkande flänsbredd beräknas

$$b_{eff.mitt} := \begin{cases} (b_{eff.1.mitt} + b_{eff.2.mitt} + b_w) & \text{if } b_{eff.1.mitt} + b_{eff.2.mitt} + b_w \leq b_{mitt} \\ b_{mitt} & \text{otherwise} \end{cases} = 3.679 \text{ m}$$

$$b_{eff.kant} := \begin{cases} (b_{eff.1.kant} + b_{eff.2.kant} + b_w) & \text{if } b_{eff.1.kant} + b_{eff.2.kant} + b_w \leq b_{kant2} \\ b_{kant2} & \text{otherwise} \end{cases} = 2.943 \text{ m}$$

Bilaga 9 – Beräkning av betongens dimensionerande hållfasthet

Beräkning av betongens dimensionerande hållfasthet

- Exponeringsklass (överbyggnad): XD1==> vct=0.45
- Livslängd: L50
- Miljö: RH 80%

$$vct=0.45 \Rightarrow f_{cmcube}=55 \text{ MPa}$$

$$vct := 0.45$$

$$f_{cmcube} := 55 \text{ MPa}$$

Betongens vatten-cementtal

Tryckhållfasthet för betongkub

Medelvärde på tryckhållfastheten

Omvandling från kub till cylinder samt från torr till våt betong ger två fall för kort och långtidsfall.

Fall 1: Korttid, Under de första 28 dyggen

$$f_{cm1} := \frac{f_{cmcube} \cdot \left(\frac{1}{1.10}\right)}{1.2} = 41.667 \cdot \text{MPa}$$

Tryckhållfasthetens medelvärde efter 28 dygn.

Fall 2: Långtid, efter de första 28 dyggen.

$$sN := 0.25$$

Koefficient som beror på cementtyp, (cement klass N). (B38)

Förväntad livslängd på bron är 80 år vilket ger tiden t:

$$t := 80 \cdot 365 = 2.92 \times 10^4$$

$$\beta_{cc} := e^{sN \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]} = 1.274$$

Koefficient som beror på cementen. Klass N, Anläggningscement, Portland Degerhamn. Bärande konstruktioner tabell B2.10.

$$f_{cm2} := \beta_{cc} \cdot f_{cmcube} = 70.077 \cdot \text{MPa}$$

Tryckhållfasthetens medelvärde efter 80 år.

Omvandling från medelvärde till karakteristiskt värde ger:

$$\Delta f := 8 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc1} := 1.0$$

$$\alpha_{cc2} := 0.85$$

Karakteristiska tryckhållfastheten för olika åldrar ger två fall.

$$\text{Fall 1: } f_{ck1} := f_{cm1} - \Delta f = 33.667 \cdot \text{MPa} \quad 3 \leq t \leq 28 \text{ dygn} \quad \text{nationell parameter för fall 1}$$

$$\text{Fall 2: } f_{ck2} := f_{cm2} = 70.077 \cdot \text{MPa} \quad t \geq 28 \text{ dygn} \quad \text{nationell parameter för fall 2}$$

Hållfasthetsklasser för de två fallen.

Fall 1: Hållfasthetsklass: C35/45

Fall 2: Hållfasthetsklass: C80/95

Bron kommer gjutas i betongen med hållfasthetsklass C80/95 men under de 28 första dyggen kommer betongs hållfasthet motsvara hållfasthetsklassen C35/45.

Karakteristiska egenskaper för den dimensionerande hållfasthetsklassen är följande:

Dimensionerande hållfasthet för betong C80/95

$\gamma_c := 1.5$	Partialkoefficient för betong
$\gamma_{cE} := 1.2$	Partialfaktor för lasteffekt av betong
$\alpha_{ct} := 1.0$	Nationell parameter
$E_{cm} := 42\text{GPa}$	sekantvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = 35\cdot\text{GPa}$	dimensionerande värde för betongens elasticitetsmodul
$f_{ctk0.05} := 3.4\text{MPa}$	undre karakteristiskt värde för draghållfasthetens medelvärde
$f_{ctm} := 4.8\text{MPa}$	medelvärde för betongens draghållfasthet (ren dragning)
$f_{ctk0.95} := 6.3\text{MPa}$	övre karakteristiskt värde för draghållfasthetens medelvärde
$f_{ck} := 80\text{MPa}$	karakteristiskt värde för betongens cylindertryckhållfasthet (28 dagar)
$f_{cm} := 88\text{MPa}$	Aktuell medeltryckhållfasthet
$f_{cd} := \alpha_{cc1} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 53.333\cdot\text{MPa}$	dimensionerande tryckhållfasthet
$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 2.267\cdot\text{MPa}$	dimensionerande värde för betongens draghållfasthet
$\epsilon_{cu2} := 2.6 \cdot 10^{-3}$	Brottstukning för högpresterande betong

Betongklass C80/95 ger tryckblocksfactorer (Tabell B5.1 Bärande Konstruktioner del 1):

$$\alpha := 0.599$$

$$\beta := 0.355$$

Dimensionerande hållfasthet för armeringen

Väljer armering kamstång B500B.

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

$$\gamma_s := 1.15 \quad \text{Partialkoefficient för armeringsstål normalt fall}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

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

$$\epsilon_{syd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3} \quad \text{Dimensionerande flyttöjning}$$

Beräkning av täckande betongskikt

Det täckande betongskiktet är avståndet mellan armeringsstångens yta och den närmsta betongytan (inklusive byglar).

Nominellt mått på täckande betongskikt beräknas som:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} := 10 \text{ mm} \quad \text{Tillåten måttavvikelse. Nationell parameter och rekommenderat värde.}$$

Minsta täckande betongskikt, c_{min} ska väljas med hänsyn till armeringens vidhäftning $c_{\text{min,b}}$ och korrosionsskydd $c_{\text{min,dur}}$. Det största av dessa två värden blir dimensionerande men måste docka minsta vara 10 mm.

Fall 1- Med hänsyn till korrosion

Täckande betongskikt med hänsyn till armeringens vidhäftning:

$$c_{\text{min,b1}} = \phi \quad \text{Gäller för separata stänger.}$$

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

$$c_{\text{minb1}} := \phi = 25 \cdot \text{mm}$$

Täckande betongskikt med hänsyn till armeringens korrosionsskydd:

$c_{\min, \text{dur}}$ är en nationell parameter som beror på exponeringsklass, livslängd och vct.

Exponeringsklass (överbyggnad): XD1

vct=0.45

Livslängd: L50

$$\Rightarrow c_{\min \text{dur}} := 25 \text{ mm}$$

Utdrag ur SS 137010, Diverse utdrag för kursen Bärande konstruktioner.

$$c_{\min 1} = \max(c_{\min b 1}, c_{\min \text{dur}})$$

$$c_{\min 1} := \max(c_{\min b 1}, c_{\min \text{dur}}) = 0.025 \text{ m} \quad \text{Större än 10 mm, OK!}$$

$$c_{\text{nom} 1} := c_{\min 1} + \Delta c_{\text{dev}} = 35 \text{ mm}$$

Fall 2- Med hänsyn till vidhäftning/förankring

$$\phi_{\text{bygel}} := 8 \text{ mm}$$

Väljer byglar med dimensionen ϕ .
Detta ger att $c_{\min, 2} = \phi_{\text{bygel}}$

$$c_{\min 2} := \phi_{\text{bygel}} = 8 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom} 2} := c_{\min 2} + \Delta c_{\text{dev}} = 18 \text{ mm}$$

Kantavstånd

$$k_{\text{avs}} := \max(c_{\text{nom} 1}, c_{\text{nom} 2}) + \phi_{\text{bygel}} + \frac{\phi}{2} = 55.5 \text{ mm}$$

Minsta avstånd mellan stängerna (horisontellt och vertikalt)

$$S_{\text{hvmin}} = \max[(3\phi), (\phi + 20 \text{ mm}), (d_g + 5 \text{ mm})]$$

$$k_1 := 1$$

Nationell parameter

$$d_g := 20 \text{ mm}$$

(Antaget värde med utgångspunkt från tidigare beräkningar)

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

Nationell parameter och rekommenderat värde

Det minsta fria avståndet mellan en skarv och en intilliggande skarv i samma tvärsnitt ska minst vara 2ϕ , dock minst 20 mm.

$$a_{\min} := 20 \text{ mm}$$

Detta ger att minsta avståndet mellan stängerna kommer att vara:

$$S_{hvmin} := \max(3 \cdot \phi, \phi + 20\text{mm}, d_g + 5\text{mm}) = 0.075 \text{ m}$$

Avstånd mellan armeringsstängerna från centrum till centrum är:

$$cc_{stänger} := S_{hvmin} + \phi = 100 \cdot \text{mm}$$

$$b_{platta} := 1 \text{ m} \quad \text{Bredd på plattan}$$

Bilaga 10 – Beräkning av dimensionerande laster

Trafiklaster och reduktionsfaktorer enligt Eurocode LM1 SS-EN 1991-2

Utbredda fillasternas anpassningsfaktorer

$$\alpha_{q1} := 0.7 \quad \text{Endast två lastfält används i våra lastfall}$$

$$\alpha_{q2} := 1.0$$

$$\alpha_{q\dot{A}} := 1.0$$

Axellasternas anpassningsfaktorer

$$\alpha_{Q1} := 0.9$$

$$\alpha_{Q2} := 0.9$$

Karaktäristisk jämt utbredd fillast (UDL)

$$UDL_1 := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$UDL_2 := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$UDL_{\dot{A}} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Karaktäristiska axellaster

$$Q_{1k} := 300 \text{ kN}$$

$$Q_{2k} := 200 \text{ kN}$$

Axellaster, reducerade för svenska förhållanden

$$Q_1 := Q_{1k} \cdot \alpha_{Q1} = 270 \cdot \text{kN}$$

$$Q_2 := Q_{2k} \cdot \alpha_{Q2} = 180 \cdot \text{kN}$$

Jämnt utbredd fillast, reducerade för svenska förhållanden

$$q_1 := \text{UDL}_1 \cdot \alpha_{q1} = 6.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := \text{UDL}_2 \cdot \alpha_{q2} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{å}} := \text{UDL}_{\text{Å}} \cdot \alpha_{q\text{Å}} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Partialkoefficienter: STR/GEO, säkerhetsklass 3

$$\gamma_d := 1.0 \quad \text{Säkerhetsklass. Nationell parameter.}$$

$$\gamma_G := 1.35 \quad \text{Permanent last}$$

$$\gamma_Q := 1.5 \quad \text{Variabel last}$$

Reduktionsfaktor:

$$\xi := 0.89$$

Lastreduktionstal: Fås från SS-EN 1990

$$\psi_{0.\text{axel}} := 0.75 \quad \text{Boggi-system}$$

$$\psi_{1.\text{axel}} := 0.75$$

$$\psi_{2.\text{axel}} := 0$$

$$\psi_{0.\text{UDL}} := 0.4 \quad \text{Jämnt utbredd trafiklast}$$

$$\psi_{1.\text{UDL}} := 0.4$$

$$\psi_{2.\text{UDL}} := 0$$

Indelning av körbanan i lastfält enligt Eurokod SS-EN 1991-2

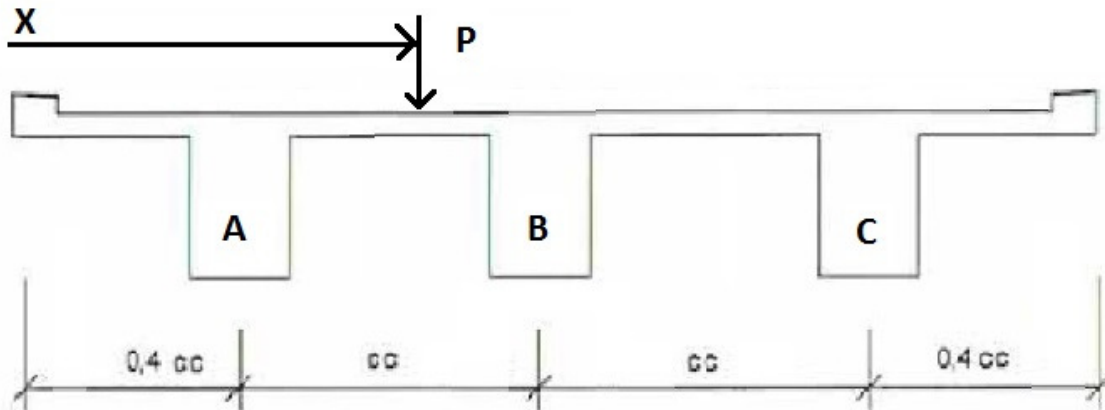
$b_{\text{körfält}} = 3.5 \text{ m}$	Bredd på körfält
$b_{\text{vägren}} := 2 \text{ m} + 0.5 \text{ m} = 2.5 \text{ m}$	Bredd på vägren
$b_{\text{fri}} = 9.5 \text{ m}$	Bredd på körbana
$w := 3 \text{ m}$	Bredd på ett lastfält
$n_1 := \text{floor}\left(\frac{b_{\text{fri}}}{w}\right) = 3$	Antal lastfält
$b_{\text{återstående}} := b_{\text{fri}} - (n_1 \cdot w) = 0.5 \text{ m}$	Återstående ytans bredd

Längder och avstånd till beräkningar

$b_{\text{kf}} := w = 3 \text{ m}$	Bredd körfält
$cc = 3.679 \text{ m}$	Centrumavstånd mellan långbalkar
$b_{\text{kb}} = 0.4 \text{ m}$	Bredd kantbalk
$b_g := b_{\text{fri}} = 9.5 \text{ m}$	Bredd på egentygden för brobanepattan
$x_A := 0.4 \cdot cc = 1.471 \text{ m}$	Avstånd bronns vänstra ytterkant till stöd A
$x_B := \frac{b_{\text{bro}}}{2} = 5.15 \text{ m}$	Avstånd bronns vänstra ytterkant till stöd B
$x_C := x_B + cc = 8.829 \text{ m}$	Avstånd bronns vänstra ytterkant till stöd C
$y_A := 0.4 \cdot cc - \frac{b_{\text{kb}}}{2} = 1.271 \text{ m}$	Avstånd från mitt kantbalk till mitt balk A
$y_B := 0.4 \cdot cc + cc - \frac{b_{\text{kb}}}{2} = 4.95 \text{ m}$	Avstånd från mitt kantbalk till mitt balk B
$y_C := 0.4 \cdot cc + 2 \cdot cc - \frac{b_{\text{kb}}}{2} = 8.629 \text{ m}$	Avstånd från mitt kantbalk till mitt balk C

Bilaga 11 – Influenslinjeberäkning i tvärled

Eftersom tre balkar ger en statiskt obestämd konstruktion, måste s.k. influenslinjer användas. Kortfattat kan detta beskrivas som att enskilda lasters påverkan på de tre balkarna A, B och C kan beräknas i tur och ordning med hjälp av ett diagram. Flera laster kan sedan superponeras för att ge det totala resultatet, eller med andra ord hur mycket last som varje långbalk måste bära på grund av våra trafiklaster. Förutsättningar för att diagramet stämmer är att avståndet mellan balkarnas mitt är c och avståndet från bronns ytterkant till mitten av ytterbalkarna är $0,4*c$.



Figur xx.

Punktlaster behandlas precis som de är, med en kraft och ett avstånd, x , från bronns vänsterkant. Utbredda laster "görs om" så att de representeras av en punktlast som angriper i mitten av den utbredda lastens område. Värdet x/c ska alltså tolkas så här:

x =avstånd från bronns vänsterkant till punktlasten

c =avstånd mellan långbalkarnas mittpunkter i breddled = 3.679m

Tabell xx.

x/c	R_A/P	R_B/P	R_C/P
0	1,500	-0,600	0,100
0,2	1,250	-0,300	0,050
0,4	1,000	0,000	0,000
0,6	0,752	0,296	-0,048
0,8	0,516	0,568	-0,084
1,0	0,304	0,792	-0,096
1,2	0,128	0,944	-0,072
1,4	0,000	1,000	0,000
1,6	-0,072	0,944	0,0128
1,8	-0,096	0,792	0,304
2,0	-0,084	0,568	0,516
2,2	-0,048	0,296	0,752
2,4	0,000	0,000	1,000
2,6	0,050	-0,300	1,250
2,8	0,100	-0,600	1,500

R_A/P tolkas som en faktor som multiplicerad med den verkande lasten ger hur stor stödreaktionen på stöd A blir av denna last. Exakta värden måste interpoleras fram ur tabellen.

Exempel:

En punktlast $P=270$ kN verkar mitt emellan stöd A och B. En utbredd last $q=10$ kN/m verkar från stöd A och 2 m åt höger. Vad blir stödreaktionen i A från dessa laster?

Av punktlasten:

$$x/c=(0,4*c+0,5*c)/c=0,9$$

R_A/P interpoleras fram ur tabellen.

$$R_A/P=[0,516+((0,9-0,8)/(1,0-0,8))*(0,304-0,516)]=0,410$$

$$R_{A,P}=0,41*P=110,7 \text{ KN}$$

Av utbredd last: Gör om till punktlast

$$P_q=2*10=20\text{kN}$$

$$x/c=(0,4*c+2/2)/3,679=(0,4*3,679+1)/3,679=0,67$$

$$R_A/P_q=[0,752+((0,8-0,67)/(0,8-0,6))*(0,792-0,568)]=0,898$$

$$\rightarrow R_{A,Pq}=0,898*P_q=17,96 \text{ kN}$$

Total stödreaktion i A av punktlasten och den utbredda lasten:

$$R_A = R_{A,p} + R_{A,pq} = 110.7 + 17.96 = 128.66 \text{ kN}$$

Influenslinjeberäkning i tvärled

Lastfall 1

Bidrag från punktlaster

Avstånd för att ta fram x/c till influenslinjeberäkning. x avser avståndet från brons vänsterkant till mitten av den utbredda lasten. "cc" är centrumavståndet mellan långbalkarna (c i diagram).

$$\begin{aligned}x_{Q1.lf1} &:= x_B - \frac{b_{kf}}{2} = 3.65 \text{ m} & x_{rel.Q1.lf1} &:= \frac{x_{Q1.lf1}}{cc} = 0.992 \\x_{Q2.lf1} &:= x_B + \frac{b_{kf}}{2} = 6.65 \text{ m} & x_{rel.Q2.lf1} &:= \frac{x_{Q2.lf1}}{cc} = 1.808\end{aligned}$$

Beräkning av reaktionskrafter från punktlaster

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk A

$$R_{A,Q1.lf1} := \left[0.516 + \frac{(x_{rel.Q1.lf1} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.304 - 0.516) \right] \cdot 2Q_1 = 168.606 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,Q2.lf1} := \left[-0.096 + \frac{(x_{rel.Q2.lf1} - 1.8)}{(2.0 - 1.8)} \cdot (-0.084 + 0.096) \right] \cdot 2Q_2 = -34.392 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,Qtot.lf1} := R_{A,Q1.lf1} + R_{A,Q2.lf1} = 134.214 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk B

$$R_{B,Q1.lf1} := \left[0.568 + \frac{(x_{rel.Q1.lf1} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.792 - 0.568) \right] \cdot 2Q_1 = 422.983 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Q2.lf1} := \left[0.792 + \frac{(x_{rel.Q2.lf1} - 1.8)}{(2.0 - 1.8)} \cdot (0.568 - 0.792) \right] \cdot 2Q_2 = 281.988 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Qtot.lf1} := R_{B,Q1.lf1} + R_{B,Q2.lf1} = 704.971 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk C

$$R_{C.Q1.lf1} := \left[-0.084 + \frac{(x_{rel.Q1.lf1} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (-0.096 + 0.084) \right] \cdot 2Q_1 = -51.588 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C.Q2.lf1} := \left[0.304 + \frac{(x_{rel.Q2.lf1} - 1.8)}{(2.0 - 1.8)} \cdot (0.516 - 0.304) \right] \cdot 2Q_2 = 112.404 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C.Qtot.lf1} := R_{C.Q1.lf1} + R_{C.Q2.lf1} = 60.816 \cdot \text{kN}$$

Bidrag från utbredd last

Avstånd för att ta fram x/c till influenslinjeberäkning. x avser avståndet från bronns vänsterkant till mitten av den utbredda lasten. "cc" är centrumavståndet mellan långbalkarna (c i diagram).

$$\begin{aligned}x_{q1.lf1} &:= x_{Q1.lf1} = 3.65 \text{ m} & x_{rel.q1.lf1} &:= x_{rel.Q1.lf1} = 0.992 \\x_{q2.lf1} &:= x_B + \frac{b_{kf}}{2} = 6.65 \text{ m} & x_{rel.q2.lf1} &:= x_{rel.Q2.lf1} = 1.808 \\x_{q\hat{a}1.lf1} &:= x_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2} = 1.811 \text{ m} & x_{rel.q\hat{a}1.lf1} &:= \frac{x_{q\hat{a}1.lf1}}{cc} = 0.492 \\x_{q\hat{a}2.lf1} &:= x_C - \frac{(cc - b_{kf})}{2} = 8.489 \text{ m} & x_{rel.q\hat{a}2.lf1} &:= \frac{x_{q\hat{a}2.lf1}}{cc} = 2.308\end{aligned}$$

Last av utbredd last görs om till en motsvarande punktlast som verkar i mitten av lastfältet. Räknas på en 1 m bred remsa.

$$Q_{q1.lf1} := b_{kf} \cdot q_1 \cdot 1 \text{ m} = 18.9 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{q2.lf1} := b_{kf} \cdot q_2 \cdot 1 \text{ m} = 7.5 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{q\hat{a}1.lf1} := (cc - b_{kf}) \cdot q_{\hat{a}} \cdot 1 \text{ m} = 1.696 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{q\hat{a}2.lf1} := (cc - b_{kf}) \cdot q_{\hat{a}} \cdot 1 \text{ m} = 1.696 \cdot \text{kN}$$

Beräkning av reaktionskrafter från utbredd last

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk A

$$R_{A,q1.lf1} := \left[0.516 + \frac{(x_{rel,q1.lf1} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.304 - 0.516) \right] \cdot Q_{q1.lf1} = 5.901 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,q2.lf1} := \left[-0.096 + \frac{(x_{rel,q2.lf1} - 1.8)}{(2.0 - 1.8)} \cdot (-0.084 + 0.096) \right] \cdot Q_{q2.lf1} = -0.717 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,q\grave{a}1.lf1} := \left[1.0 + \frac{(x_{rel,q\grave{a}1.lf1} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (0.752 - 1.0) \right] \cdot Q_{q\grave{a}1.lf1} = 1.502 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,q\grave{a}2.lf1} := \left[-0.048 + \frac{(x_{rel,q\grave{a}2.lf1} - 2.2)}{(2.4 - 2.2)} \cdot (0 + 0.048) \right] \cdot Q_{q\grave{a}2.lf1} = -0.038 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,qtot.lf1} := R_{A,q1.lf1} + R_{A,q2.lf1} + R_{A,q\grave{a}1.lf1} + R_{A,q\grave{a}2.lf1} = 6.65 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk B

$$R_{B,q1.lf1} := \left[0.568 + \frac{(x_{rel,q1.lf1} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.792 - 0.568) \right] \cdot Q_{q1.lf1} = 14.804 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q2.lf1} := \left[0.792 + \frac{(x_{rel,q2.lf1} - 1.8)}{(2.0 - 1.8)} \cdot (0.568 - 0.792) \right] \cdot Q_{q2.lf1} = 5.875 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q\grave{a}1.lf1} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel,q\grave{a}1.lf1} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (0.296 - 0.0) \right] \cdot Q_{q\grave{a}1.lf1} = 0.232 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q\grave{a}2.lf1} := \left[0.296 + \frac{(x_{rel,q\grave{a}2.lf1} - 2.2)}{(2.4 - 2.2)} \cdot (0 - 0.296) \right] \cdot Q_{q\grave{a}2.lf1} = 0.232 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,qtot.lf1} := R_{B,q1.lf1} + R_{B,q2.lf1} + R_{B,q\grave{a}1.lf1} + R_{B,q\grave{a}2.lf1} = 21.142 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk C

$$R_{C,q1.lf1} := \left[-0.084 + \frac{(x_{rel,q1.lf1} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (-0.096 + 0.084) \right] \cdot Q_{q1.lf1} = -1.806 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q2.lf1} := \left[0.304 + \frac{(x_{rel,q2.lf1} - 1.8)}{(2.0 - 1.8)} \cdot (0.516 - 0.304) \right] \cdot Q_{q2.lf1} = 2.342 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q\hat{a}1.lf1} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel,q\hat{a}1.lf1} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (-0.048 - 0.0) \right] \cdot Q_{q\hat{a}1.lf1} = -0.038 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q\hat{a}2.lf1} := \left[0.752 + \frac{(x_{rel,q\hat{a}2.lf1} - 2.2)}{(2.4 - 2.2)} \cdot (1.0 - 0.752) \right] \cdot Q_{q\hat{a}2.lf1} = 1.502 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,qtot.lf1} := R_{C,q1.lf1} + R_{C,q2.lf1} + R_{C,q\hat{a}1.lf1} + R_{C,q\hat{a}2.lf1} = 2.001 \cdot \text{kN}$$

Lastfall 2

Bidrag från punktlaster

Avstånd för att ta fram x/c till influenslinjeberäkning. x avser avståndet från brons vänsterkant till mitten av den utbredda lasten. "cc" är centrumavståndet mellan långbalkarna (c i diagram).

$$\begin{aligned}x_{Q1.lf2} &:= b_{kb} + \frac{b_{kf}}{2} = 1.9 \text{ m} & x_{rel.Q1.lf2} &:= \frac{x_{Q1.lf2}}{cc} = 0.517 \\x_{Q2.lf2} &:= b_{kb} + 1.5 \cdot b_{kf} = 4.9 \text{ m} & x_{rel.Q2.lf2} &:= \frac{x_{Q2.lf2}}{cc} = 1.332\end{aligned}$$

Beräkning av reaktionskrafter från punktlaster

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk A

$$R_{A,Q1.lf2} := \left[1.0 + \frac{(x_{rel.Q1.lf2} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (0.752 - 1.0) \right] \cdot 2Q_1 = 461.988 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,Q2.lf2} := \left[0.128 + \frac{(x_{rel.Q2.lf2} - 1.2)}{(1.4 - 1.2)} \cdot (0 - 0.128) \right] \cdot 2Q_2 = 15.658 \cdot \text{kN}$$

$$R_{A,Qtot.lf2} := R_{A,Q1.lf2} + R_{A,Q2.lf2} = 477.647 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk B

$$R_{B,Q1.lf2} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel.Q1.lf2} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (0.296 - 0.0) \right] \cdot 2Q_1 = 93.111 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Q2.lf2} := \left[0.944 + \frac{(x_{rel.Q2.lf2} - 1.2)}{(1.4 - 1.2)} \cdot (1.0 - 0.944) \right] \cdot 2Q_2 = 353.15 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Qtot.lf2} := R_{B,Q1.lf2} + R_{B,Q2.lf2} = 446.26 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk C

$$R_{C,Q1.lf2} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel.Q1.lf2} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (-0.048 - 0.0) \right] \cdot 2Q_1 = -15.099 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,Q2.lf2} := \left[-0.072 + \frac{(x_{rel.Q2.lf2} - 1.2)}{(1.4 - 1.2)} \cdot (0.0 + 0.072) \right] \cdot 2Q_2 = -8.808 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,Qtot.lf2} := R_{C,Q1.lf2} + R_{C,Q2.lf2} = -23.907 \cdot \text{kN}$$

Bidrag från utbredd last

Avstånd för att ta fram x/c till influenslinjeberäkning. x avser avståndet från brons vänsterkant till mitten av den utbredda lasten. "cc" är centrumavståndet mellan långbalkarna (c i diagram).

$$\begin{aligned}x_{q1.lf2} &:= x_{Q1.lf2} = 1.9 \text{ m} & x_{rel.q1.lf2} &:= x_{rel.Q1.lf2} = 0.517 \\x_{q2.lf2} &:= \left[x_B - \frac{(x_B - b_{kf} - b_{kb})}{2} \right] = 4.275 \text{ m} & x_{rel.q2.lf2} &:= \frac{x_{q2.lf2}}{cc} = 1.162 \\x_{q\grave{a}.lf2} &:= \frac{(b_{bro} - b_{kb} + x_C)}{2} = 9.364 \text{ m} & x_{rel.q\grave{a}.lf2} &:= \frac{x_{q\grave{a}.lf2}}{cc} = 2.546\end{aligned}$$

Last av utbredd last görs om till en motsvarande punktlast som verkar i mitten av lastfältet. Räknas på en 1 m bred remsa.

$$\begin{aligned}Q_{q1.lf2} &:= b_{kf} \cdot q_1 \cdot 1 \text{ m} = 18.9 \cdot \text{kN} \\Q_{q2.lf2} &:= (x_B - b_{kf} - b_{kb}) \cdot q_2 \cdot 1 \text{ m} = 4.375 \cdot \text{kN} \\Q_{q\grave{a}.lf2} &:= (b_{bro} - b_{kb} - x_C) \cdot q_{\grave{a}} \cdot 1 \text{ m} = 2.679 \cdot \text{kN}\end{aligned}$$

Beräkning av reaktionskrafter från utbredd last

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk A

$$\begin{aligned}R_{A,q1.lf2} &:= \left[1.0 + \frac{(x_{rel.q1.lf2} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (0.752 - 1.0) \right] \cdot Q_{q1.lf2} = 16.17 \cdot \text{kN} \\R_{A,q2.lf2} &:= \left[0.304 + \frac{(x_{rel.q2.lf2} - 1.0)}{(1.2 - 1.0)} \cdot (0.128 - 0.304) \right] \cdot Q_{q2.lf2} = 0.706 \cdot \text{kN} \\R_{A,q\grave{a}.lf2} &:= \left[0.0 + \frac{(x_{rel.q\grave{a}.lf2} - 2.4)}{(2.6 - 2.4)} \cdot (0.050 - 0.0) \right] \cdot Q_{q\grave{a}.lf2} = 0.098 \cdot \text{kN} \\R_{A,qtot.lf2} &:= R_{A,q1.lf2} + R_{A,q2.lf2} + R_{A,q\grave{a}.lf2} = 16.973 \cdot \text{kN}\end{aligned}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk B

$$R_{B,q1.lf2} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel,q1.lf2} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (0.296 - 0.0) \right] \cdot Q_{q1.lf2} = 3.259 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q2.lf2} := \left[0.792 + \frac{(x_{rel,q2.lf2} - 1.0)}{(1.2 - 1.0)} \cdot (0.944 - 0.792) \right] \cdot Q_{q2.lf2} = 4.004 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q\grave{a}.lf2} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel,q\grave{a}.lf2} - 2.4)}{(2.6 - 2.4)} \cdot (-0.3 - 0.0) \right] \cdot Q_{q\grave{a}.lf2} = -0.585 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,qtot.lf2} := R_{B,q1.lf2} + R_{B,q2.lf2} + R_{B,q\grave{a}.lf2} = 6.678 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk C

$$R_{C,q1.lf2} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel,q1.lf2} - 0.4)}{(0.6 - 0.4)} \cdot (-0.048 - 0.0) \right] \cdot Q_{q1.lf2} = -0.528 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q2.lf2} := \left[-0.096 + \frac{(x_{rel,q2.lf2} - 1.0)}{(1.2 - 1.0)} \cdot (-0.072 + 0.096) \right] \cdot Q_{q2.lf2} = -0.335 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q\grave{a}.lf2} := \left[1.0 + \frac{(x_{rel,q\grave{a}.lf2} - 2.4)}{(2.6 - 2.4)} \cdot (1.250 - 1.0) \right] \cdot Q_{q\grave{a}.lf2} = 3.166 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,qtot.lf2} := R_{C,q1.lf2} + R_{C,q2.lf2} + R_{C,q\grave{a}.lf2} = 2.303 \cdot \text{kN}$$

Lastfall 3

Bidrag från punktlast

Avstånd för att ta fram x/c till influenslinjeberäkning. x avser avståndet från brons vänsterkant till mitten av den utbredda lasten. "cc" är centrumavståndet mellan långbalkarna (c i diagram).

$$x_{Q1.lf3} := x_A + \frac{cc}{2} = 3.311 \text{ m} \quad x_{rel.Q1.lf3} := \frac{x_{Q1.lf3}}{cc} = 0.9$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk A

$$R_{A,Q1.lf3} := \left[0.516 + \frac{(x_{rel.Q1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.304 - 0.516) \right] \cdot 2Q_1 = 221.4 \text{ kN}$$

$$R_{A,Qtot.lf3} := R_{A,Q1.lf3} = 221.4 \text{ kN}$$

Beräkning av reaktionskrafter från punktlast

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk B

$$R_{B,Q1.lf3} := \left[0.568 + \frac{(x_{rel.Q1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.792 - 0.568) \right] \cdot 2Q_1 = 367.2 \text{ kN}$$

$$R_{B,Qtot.lf3} := R_{B,Q1.lf3} = 367.2 \text{ kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk C

$$R_{C,Q1.lf3} := \left[-0.084 + \frac{(x_{rel.Q1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (-0.096 + 0.084) \right] \cdot 2Q_1 = -48.6 \text{ kN}$$

$$R_{C,Qtot.lf3} := R_{C,Q1.lf3} = -48.6 \text{ kN}$$

Bidrag från utbredd last

Avstånd för att ta fram x/c till influenslinjeberäkning. x avser avståndet från brons vänsterkant till mitten av den utbredda lasten. "cc" är centrumavståndet mellan långbalkarna (c i diagram).

$$\begin{aligned}x_{q1.lf3} &:= x_{Q1.lf3} = 3.311 \text{ m} & x_{rel.q1.lf3} &:= x_{rel.Q1.lf3} = 0.9 \\x_{q\grave{a}1.lf3} &:= x_{q1.lf3} = 3.311 \text{ m} & x_{rel.q\grave{a}1.lf3} &:= x_{rel.q1.lf3} = 0.9 \\x_{q\grave{a}2.lf3} &:= \frac{(x_C + b_{bro} - b_{kb})}{2} = 9.364 \text{ m} & x_{rel.q\grave{a}2.lf3} &:= \frac{x_{q\grave{a}2.lf3}}{cc} = 2.546\end{aligned}$$

Last av utbredd last görs om till en motsvarande punktlast som verkar i mitten av lastfältet. Räknas på en 1 m bred remsa.

$$\begin{aligned}Q_{q1.lf3} &:= b_{kf} \cdot (q_1 - q_{\grave{a}}) \cdot 1 \text{ m} = 11.4 \cdot \text{kN} \\Q_{q\grave{a}1.lf3} &:= cc \cdot q_{\grave{a}} \cdot 1 \text{ m} = 9.196 \cdot \text{kN} \\Q_{q\grave{a}2.lf3} &:= (b_{bro} - b_{kb} - x_C) \cdot q_{\grave{a}} \cdot 1 \text{ m} = 2.679 \cdot \text{kN}\end{aligned}$$

Beräkning av reaktionskrafter från utbredd last

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk A

$$\begin{aligned}R_{A,q1.lf3} &:= \left[0.516 + \frac{(x_{rel.q1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.304 - 0.516) \right] \cdot Q_{q1.lf3} = 4.674 \cdot \text{kN} \\R_{A,q\grave{a}1.lf3} &:= \left[0.516 + \frac{(x_{rel.q\grave{a}1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.304 - 0.516) \right] \cdot Q_{q\grave{a}1.lf3} = 3.771 \cdot \text{kN} \\R_{A,q\grave{a}2.lf3} &:= \left[0.0 + \frac{(x_{rel.q\grave{a}2.lf3} - 2.4)}{(2.6 - 2.4)} \cdot (0.050 - 0.0) \right] \cdot Q_{q\grave{a}2.lf3} = 0.098 \cdot \text{kN} \\R_{A,qtot.lf3} &:= R_{A,q1.lf3} + R_{A,q\grave{a}1.lf3} + R_{A,q\grave{a}2.lf3} = 8.542 \cdot \text{kN}\end{aligned}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk B

$$R_{B,q1.lf3} := \left[0.568 + \frac{(x_{rel,q1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.792 - 0.568) \right] \cdot Q_{q1.lf3} = 7.752 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q\dot{a}1.lf3} := \left[0.568 + \frac{(x_{rel,q\dot{a}1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (0.792 - 0.568) \right] \cdot Q_{q\dot{a}1.lf3} = 6.254 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q\dot{a}2.lf3} := \left[0.0 + \frac{(x_{rel,q\dot{a}2.lf3} - 2.4)}{(2.6 - 2.4)} \cdot (-0.300 - 0.0) \right] \cdot Q_{q\dot{a}2.lf3} = -0.585 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,q_{tot}.lf3} := R_{B,q1.lf3} + R_{B,q\dot{a}1.lf3} + R_{B,q\dot{a}2.lf3} = 13.42 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft genom influenslinjeberäkning, balk C

$$R_{C,q1.lf3} := \left[-0.084 + \frac{(x_{rel,q1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (-0.096 + 0.084) \right] \cdot Q_{q1.lf3} = -1.026 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q\dot{a}1.lf3} := \left[-0.084 + \frac{(x_{rel,q\dot{a}1.lf3} - 0.8)}{(1.0 - 0.8)} \cdot (-0.096 + 0.084) \right] \cdot Q_{q\dot{a}1.lf3} = -0.828 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q\dot{a}2.lf3} := \left[1.0 + \frac{(x_{rel,q\dot{a}2.lf3} - 2.4)}{(2.6 - 2.4)} \cdot (1.250 - 1.0) \right] \cdot Q_{q\dot{a}2.lf3} = 3.166 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,q_{tot}.lf3} := R_{C,q1.lf3} + R_{C,q\dot{a}1.lf3} + R_{C,q\dot{a}2.lf3} = 1.312 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av jämvikt

Lastfall 1

Reaktionskrafter:

$$R_{TOT.LF1} := R_{A.qtot.lf1} + R_{B.qtot.lf1} + R_{C.qtot.lf1} \dots = 929.793 \cdot \text{kN} \\ + R_{A.Qtot.lf1} + R_{B.Qtot.lf1} + R_{C.Qtot.lf1}$$

Laster:

$$Q_{TOT.LF1} := 2 \cdot Q_1 + 2 \cdot Q_2 + b_{kf} \cdot (q_1) \cdot 1\text{m} + b_{kf} \cdot q_{\dot{a}} \cdot 1\text{m} + 2 \cdot (cc - b_{kf}) \cdot q_{\dot{a}} \cdot 1\text{m} = 9.298 \times 10^5 \text{N}$$

$$Q_{TOT.LF1} - R_{TOT.LF1} = -1.164 \times 10^{-10} \text{N} \quad \text{Jämvikt OK (minimalt avrundningsfel)}$$

Lastfall 2

Reaktionskrafter:

$$R_{TOT.LF2} := R_{A.qtot.lf2} + R_{B.qtot.lf2} + R_{C.qtot.lf2} \dots = 925.954 \cdot \text{kN} \\ + R_{A.Qtot.lf2} + R_{B.Qtot.lf2} + R_{C.Qtot.lf2}$$

Laster:

$$Q_{TOT.LF2} := 2 \cdot Q_1 + 2 \cdot Q_2 + b_{kf} \cdot (q_1) \cdot 1\text{m} \dots = 925.954 \cdot \text{kN} \\ + q_{\dot{a}} \cdot (x_B - b_{kf} - b_{kb}) \cdot 1\text{m} + q_{\dot{a}} \cdot (b_{bro} - b_{kb} - x_C) \cdot 1\text{m}$$

$$Q_{TOT.LF2} - R_{TOT.LF2} = 0 \text{N} \quad \text{Jämvikt OK}$$

Lastfall 3

Reaktionskrafter:

$$R_{TOT.LF3} := R_{A.qtot.lf3} + R_{B.qtot.lf3} + R_{C.qtot.lf3} \dots = 563.275 \cdot \text{kN} \\ + R_{A.Qtot.lf3} + R_{B.Qtot.lf3} + R_{C.Qtot.lf3}$$

Laster:

$$Q_{TOT.LF3} := 2 \cdot Q_1 + b_{kf} \cdot (q_1 - q_{\dot{a}}) \cdot 1\text{m} + cc \cdot q_{\dot{a}} \cdot 1\text{m} + q_{\dot{a}} \cdot (b_{bro} - b_{kb} - x_C) \cdot 1\text{m} = 5.633 \times 10^5 \text{N}$$

$$Q_{TOT.LF3} - R_{TOT.LF3} = 0 \text{N} \quad \text{Jämvikt OK}$$

Dimensionerande maximal belastning

Nedan ser vi de olika lasterna jämförda. De utbredd lasterna räknas om så att de verkar på en tvärsnittsremsa som är 1 m djup.

Punktlast	Utbredd last	Egentyngd (längsled)	Egentyngd tvärled)
Lastfall 1			
$R_{A,Q_{tot}.lf1} = 134.214 \cdot \text{kN}$	$R_{A,q_{tot}.lf1} = 6.65 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.lf1} \cdot 1 \text{ m} = 54.978 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.tv} = 40.967 \cdot \text{kN}$
$R_{B,Q_{tot}.lf1} = 704.971 \cdot \text{kN}$	$R_{B,q_{tot}.lf1} = 21.142 \cdot \text{kN}$	$g_{mitt.lf1} \cdot 1 \text{ m} = 62.853 \cdot \text{kN}$	$g_{mitt.tv} = 44.823 \cdot \text{kN}$
$R_{C,Q_{tot}.lf1} = 60.816 \cdot \text{kN}$	$R_{C,q_{tot}.lf1} = 2.001 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.lf1} \cdot 1 \text{ m} = 54.978 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.tv} = 40.967 \cdot \text{kN}$
Lastfall 2			
$R_{A,Q_{tot}.lf2} = 477.647 \cdot \text{kN}$	$R_{A,q_{tot}.lf2} = 16.973 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.lf2} \cdot 1 \text{ m} = 54.978 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.tv} = 40.967 \cdot \text{kN}$
$R_{B,Q_{tot}.lf2} = 446.26 \cdot \text{kN}$	$R_{B,q_{tot}.lf2} = 6.678 \cdot \text{kN}$	$g_{mitt.lf2} \cdot 1 \text{ m} = 62.853 \cdot \text{kN}$	$g_{mitt.tv} = 44.823 \cdot \text{kN}$
$R_{C,Q_{tot}.lf2} = -23.907 \cdot \text{kN}$	$R_{C,q_{tot}.lf2} = 2.303 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.lf2} \cdot 1 \text{ m} = 54.978 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.tv} = 40.967 \cdot \text{kN}$
Lastfall 3			
$R_{A,Q_{tot}.lf3} = 221.4 \cdot \text{kN}$	$R_{A,q_{tot}.lf3} = 8.542 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.lf3} \cdot 1 \text{ m} = 54.978 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.tv} = 40.967 \cdot \text{kN}$
$R_{B,Q_{tot}.lf3} = 367.2 \cdot \text{kN}$	$R_{B,q_{tot}.lf3} = 13.42 \cdot \text{kN}$	$g_{mitt.lf3} \cdot 1 \text{ m} = 62.853 \cdot \text{kN}$	$g_{mitt.tv} = 44.823 \cdot \text{kN}$
$R_{C,Q_{tot}.lf3} = -48.6 \cdot \text{kN}$	$R_{C,q_{tot}.lf3} = 1.312 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.lf3} \cdot 1 \text{ m} = 54.978 \cdot \text{kN}$	$g_{ytter.tv} = 40.967 \cdot \text{kN}$

Av sammanställningen ovan ser vi att dimensionerande laster vad gäller längsledsberäkningar uppstår på mittbalken för lastfall 1. Lasten pga punktlast är maximal ($R_{B,Q_{tot}.lf1} = 704.971 \cdot \text{kN}$), den utbredda lasten likaså ($R_{B,q_{tot}.lf1} = 21.142 \cdot \text{kN}$). Egentyngden påverkas naturligtvis inte av trafiklasten men vi ser att för både tvärled och längsled är den störst för mittbalken. På grund av att den effektiva flänsbredden är mindre för ytterbalken måste dock det värsta fallet för ytterbalken också tas med i fortsatta beräkningar (balk A för lastfall 2).

För moment- och tvärkraftsberäkningar i tvärled läggs dock de tre lastfallen ihop och maximala värden för varje punkt längs tvärsnittets bredd används för dimensionering av armering.

Dimensionerande laster för fortsatta beräkningar

$$R_{Q,\text{mitt}} := R_{B,Q\text{tot.lf1}} = 704.971 \cdot \text{kN}$$

$$R_{q,\text{mitt}} := \frac{R_{B,q\text{tot.lf1}}}{1\text{m}} = 21.142 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{Q,\text{ytter}} := R_{A,Q\text{tot.lf2}} = 477.647 \cdot \text{kN}$$

$$R_{q,\text{ytter}} := \frac{R_{A,q\text{tot.lf2}}}{1\text{m}} = 16.973 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bilaga 12 – Beräkning av moment och tvärkraft

Analys i brottgränstillstånd

För beräkningar i brottgränstillstånd avänds Eurocode SS-EN 1990 6.10b.

6.10b i EN 1990: Reducerar egentyngden och ökar lasten

$$Q_b = \gamma_Q \cdot Q_{k,axel}$$

$Q_{k,axel}$ står för två sammanförda

$$q_b = \xi \cdot \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_{k,UDL}$$

axellaster
 g_k är egentyngd och $q_{k,UDL}$ utbredd trafiklast

$$\gamma_Q = 1.5 \quad \gamma_G = 1.35 \quad \xi = 0.89$$

Dimensionerande laster för framtagnig av moment- och tvärkraftsdiagram

$$Q_{1.6.10b} := \gamma_Q \cdot 2 \cdot Q_1 = 810 \cdot \text{kN}$$

Punktlast körfält 1

$$Q_{2.6.10b} := \gamma_Q \cdot 2 \cdot Q_2 = 540 \cdot \text{kN}$$

Punktlast körfält 2

$$q_{1.6.10b} := \gamma_Q \cdot q_1 \cdot 1 \text{ m} = 9.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last körfält 1. Räknas för en 1 m bred remsa.

$$q_{2.6.10b} := \gamma_Q \cdot q_2 \cdot 1 \text{ m} = 3.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last körfält 2. Räknas för en 1 m bred remsa.

$$q_{\ddot{a}.6.10b} := \gamma_Q \cdot q_{\ddot{a}} \cdot 1 \text{ m} = 3.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd återstående last.
Räknas för en 1 m bred remsa.

$$P_{kbr.6.10b} := \xi \cdot \gamma_G \cdot (P_{kantbalk} + P_{räcke}) = 6.608 \cdot \text{kN}$$

Punktlast för kantbalk och räcke

$$g_{6.10b} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{tot,platta} = 14.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last, egentyngd platta

Moment och tvärkraft i längsled (brottgränstillstånd)

$$y(s_1, s_2, e) := \begin{cases} \text{Count} \leftarrow \text{ORIGIN} \\ \text{for } i \in s_1, s_2..e \\ \quad \begin{cases} \text{Vec}_{\text{Count}} \leftarrow i \\ \text{Count} \leftarrow \text{Count} + 1 \end{cases} \\ \text{Vec} \end{cases}$$

Laster och filfaktorer

Dimensionerande last på ytterbalk, lastfall 2

$$Q_{\text{ytter.6.10b}} := \gamma_Q \cdot R_{Q,\text{ytter}} = 716.47 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft på balk A på grund av punktlast

$$q_{\text{ytter.6.10b}} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{\text{ytter.ll}} + \gamma_Q \cdot R_{q,\text{ytter}} = 91.515 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reaktionskraft på balk A på grund av utbredd last

Dimensionerande last på mittbalk, lastfall 1

$$Q_{\text{mitt.6.10b}} := \gamma_Q \cdot R_{Q,\text{mitt}} = 1.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft på balk B på grund av punktlast

$$q_{\text{mitt.6.10b}} := \xi \cdot \gamma_G \cdot g_{\text{mitt.ll}} + \gamma_Q \cdot R_{q,\text{mitt}} = 107.231 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reaktionskraft på balk B på grund av utbredd last

Balksystemet är statiskt obestämt och reaktionskrafter har tagits fram med hjälp av influenslinjer

Filfaktor f uttrycks som R/Q alternativt R/q där q är en fiktiv punktlast som motsvarar total last av den utbredda lasten. Filfaktorena "ingår" i lasterna $Q_{\text{ytter.6.10b}}$, $q_{\text{ytter.6.10b}}$, $Q_{\text{mitt.6.10b}}$ samt $q_{\text{mitt.6.10b}}$.

Maximalt moment (brottgränstillstånd)

Fritt upplagd balk ger att maximalt moment hamnar vid balkens mitt.

Balken belastas med en jämnt utbredd last q och en punktlast (som utgörs av två axellaster förenklade till en på grund av spännvidd över 10 meter). Maximalt moment beräknas för både ytterbalk och mittbalk eftersom momentkapaciteten trots samma tvärsnitt och armering kommer att bli något olika på grund av att medverkande flänsbredd skiljer sig åt (Se beräkningar för normalarmering).

Maximalt moment för ytterbalk

$$R_{\text{ytter.moment}} := \frac{Q_{\text{ytter.6.10b}}}{2} + \frac{q_{\text{ytter.6.10b}} \cdot L_{\text{spann}}}{2} = 1,045 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Snitt 1: $0 < x < L/2$

$$M_{\text{ytter.1}(x)} := R_{\text{ytter.moment}} \cdot x - \frac{q_{\text{ytter.6.10b}} \cdot x^2}{2}$$

Snitt 2: $L/2 < x < L$

$$M_{\text{ytter.2}(x)} := R_{\text{ytter.moment}} \cdot x - \frac{q_{\text{ytter.6.10b}} \cdot x^2}{2} - Q_{\text{ytter.6.10b}} \cdot \left(x - \frac{L_{\text{spann}}}{2} \right)$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$x_1 := y\left(0\text{m}, 0.01\text{m}, \frac{L_{\text{spann}}}{2}\right)$$

$$x_2 := y\left(\frac{L_{\text{spann}}}{2}, \frac{L_{\text{spann}}}{2} + 0.01\text{m}, L_{\text{spann}}\right)$$

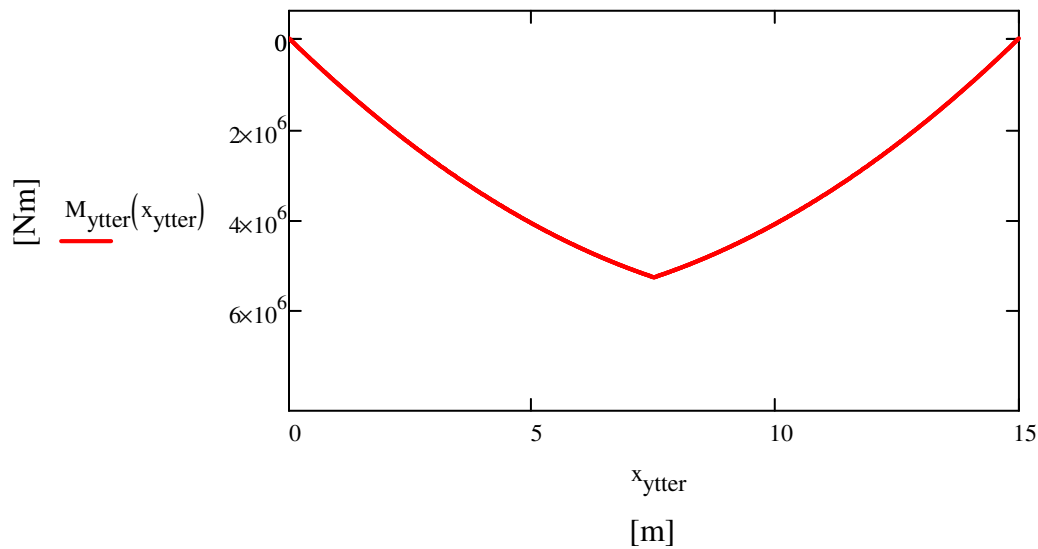
$$x_{\text{ytter}} := \text{stack}(x_1, x_2)$$

$$M_{\text{ytter}}(x) := \text{stack}(M_{\text{ytter}.1}(x_1), M_{\text{ytter}.2}(x_2))$$

Beräknar maxmoment

$$M_{\text{max,ytter}} := \left| \max(M_{\text{ytter}}(x_{\text{ytter}})) \right| = 5.261 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Momentfördelning ytterbalk, enl. 6.10b



Maximalt moment för mittbalk

$$R_{\text{mitt.moment}} := \frac{Q_{\text{mitt.6.10b}}}{2} + \frac{q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot L_{\text{spann}}}{2} = 1.333 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Snitt 1: $0 < x < L/2$

$$M_{\text{mitt.1}}(x) := R_{\text{mitt.moment}} \cdot x - \frac{q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot x^2}{2}$$

Snitt 2: $L/2 < x < L$

$$M_{\text{mitt.2}}(x) := R_{\text{mitt.moment}} \cdot x - \frac{q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot x^2}{2} - Q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot \left(x - \frac{L_{\text{spann}}}{2} \right)$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$x_1 := y \left(0\text{m}, 0.01\text{m}, \frac{L_{\text{spann}}}{2} \right)$$

$$x_2 := y \left(\frac{L_{\text{spann}}}{2}, \frac{L_{\text{spann}}}{2} + 0.01\text{m}, L_{\text{spann}} \right)$$

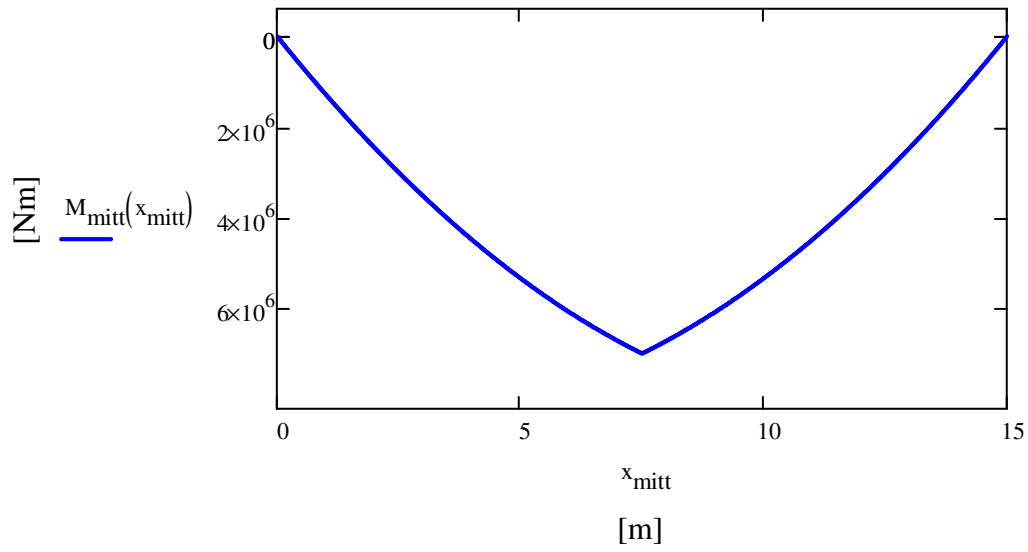
$$x_{\text{mitt}} := \text{stack}(x_1, x_2)$$

$$M_{\text{mitt}}(x) := \text{stack}(M_{\text{mitt.1}}(x_1), M_{\text{mitt.2}}(x_2))$$

Beräknar maxmoment för mittbalk

$$M_{\max.\text{mitt}} := \left| \max(M_{\text{mitt}}(x_{\text{mitt}})) \right| = 6.981 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

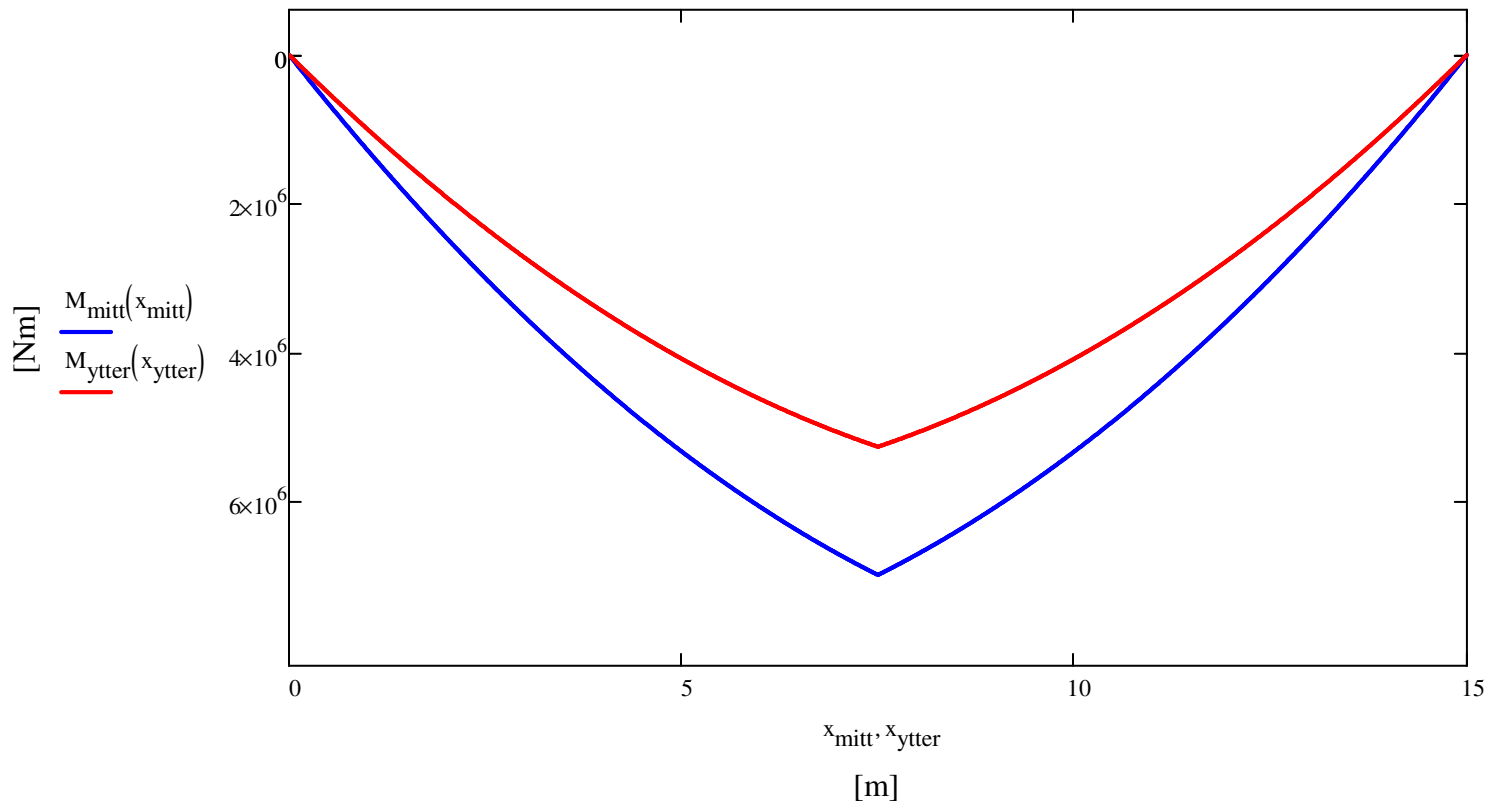
Momentfördelning mittbalk, enl. 6.10b



Beräknar maximalt moment för båda fallen

$$M_{\max.\text{long}} := \left| \max(M_{\max.\text{mitt}}, M_{\max.\text{ytter}}) \right| = 6.981 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Momentfördelning ytter- och mittbalk, enl. 6.10b



Maximal tvärkraft, brottgränstillstånd

Maximal tvärkraft fås om punktlasten förskjuts till stödområdet.

Balken belastas med en jämnt utbredd last q och en punktlast (som utgörs av två axellaster förenklade till en på grund av spännvidd över 10 meter).

Maximal tvärkraft för ytterbalk (maximal tvärkraft fås om punktlasten förskjuts till stödområdet)

$$d_m := 0.873\text{m}$$

$$L_Q := 2 \cdot d_m = 1.746\text{ m}$$

$$R_{1,\text{ytter.tvärkraft}} := \frac{q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} \cdot L_{\text{spann}}}{2} + Q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} - \frac{Q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} \cdot L_Q}{L_{\text{spann}}} = 1.319 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_{2,\text{ytter.tvärkraft}} := \frac{q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} \cdot L_{\text{spann}}}{2} + \frac{Q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} \cdot L_Q}{L_{\text{spann}}} = 769.759 \cdot \text{kN}$$

Snitt 1, $0 < x < L_Q$

$$V_{\text{ytter.1}(x)} := R_{1,\text{ytter.tvärkraft}} - q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} \cdot x$$

Snitt 2, $L_Q < x < L$

$$V_{\text{ytter.2}(x)} := R_{1,\text{ytter.tvärkraft}} - Q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} - q_{\text{ytter}} \cdot 6.10\text{b} \cdot x$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$x_1 := y(0\text{m}, 0.01\text{m}, L_Q)$$

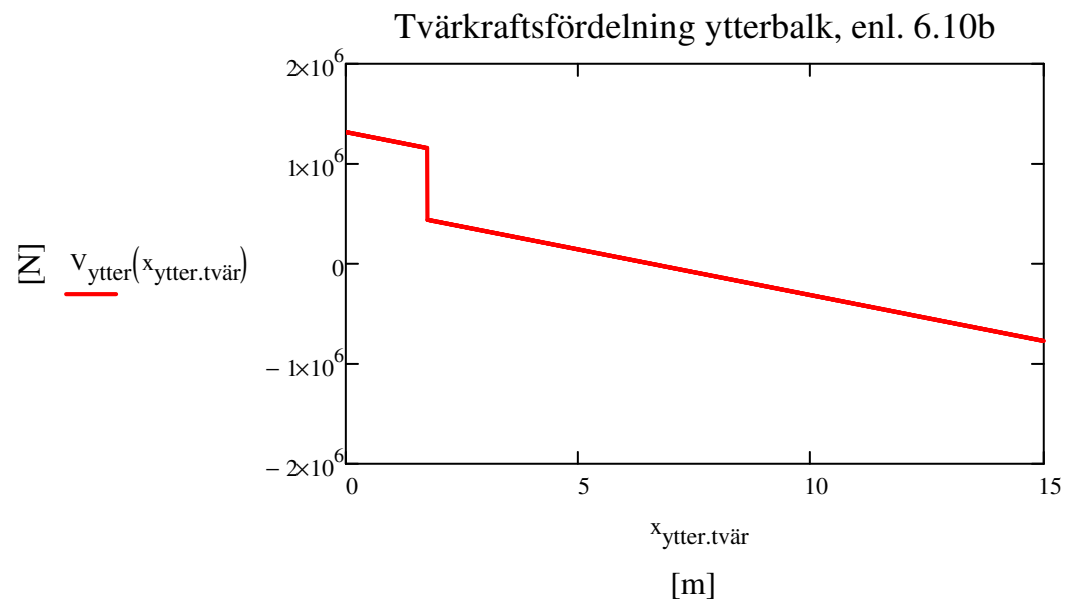
$$x_2 := y(L_Q, L_Q + 0.01\text{m}, L_{\text{spann}})$$

$$x_{\text{ytter.tvär}} := \text{stack}(x_1, x_2)$$

$$V_{\text{ytter}(x)} := \text{stack}(V_{\text{ytter.1}}(x_1), V_{\text{ytter.2}}(x_2))$$

Beräknar maximal tvärkraft för ytterbalk

$$V_{\text{max.ytter}} := |\max(V_{\text{ytter}}(x_{\text{ytter.tvär}}))| = 1.319 \cdot \text{MN}$$



Maximal tvärkraft för mittbalk (maximal tvärkraft fås om punktlasten förskjuts till stödområdet)

$$R_{1\text{mitt.tvärkraft}} := \frac{q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot L_{\text{spann}}}{2} + Q_{\text{mitt.6.10b}} - \frac{Q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot L_Q}{L_{\text{spann}}} = 1.739 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_{2\text{mitt.tvärkraft}} := \frac{q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot L_{\text{spann}}}{2} + \frac{Q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot L_Q}{L_{\text{spann}}} = 927.321 \cdot \text{kN}$$

Snitt 1, $0 < x < L_Q$

$$V_{\text{mitt.1}(x)} := R_{1\text{mitt.tvärkraft}} - q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot x$$

Snitt 2, $L_Q < x < L$

$$V_{\text{mitt.2}(x)} := R_{1\text{mitt.tvärkraft}} - Q_{\text{mitt.6.10b}} - q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot x$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$x_1 := y(0\text{m}, 0.01\text{m}, L_Q)$$

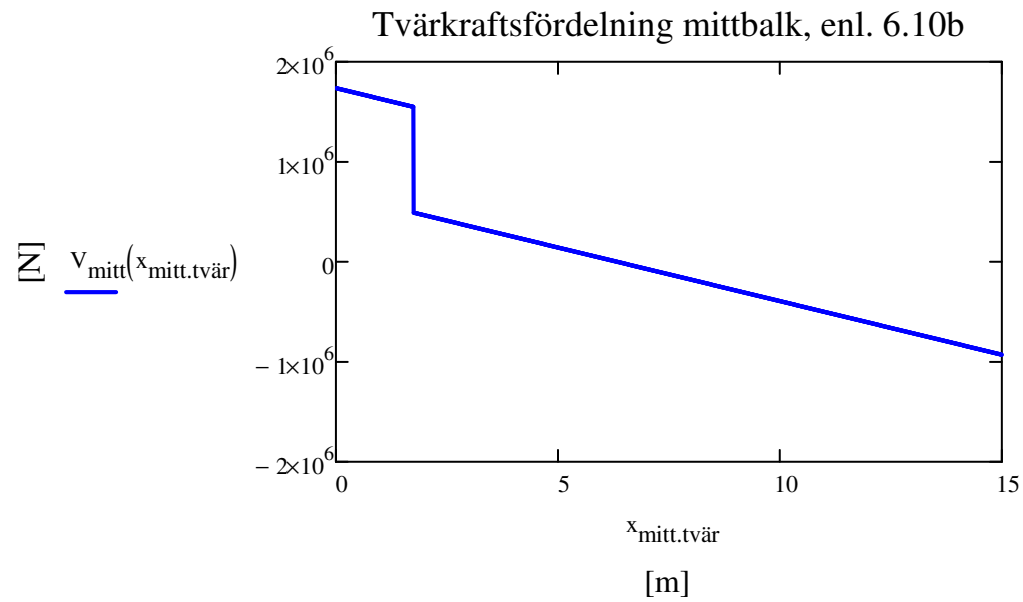
$$x_2 := y(L_Q, L_Q + 0.01\text{m}, L_{\text{spann}})$$

$$x_{\text{mitt.tvär}} := \text{stack}(x_1, x_2)$$

$$V_{\text{mitt}(x)} := \text{stack}(V_{\text{mitt.1}}(x_1), V_{\text{mitt.2}}(x_2))$$

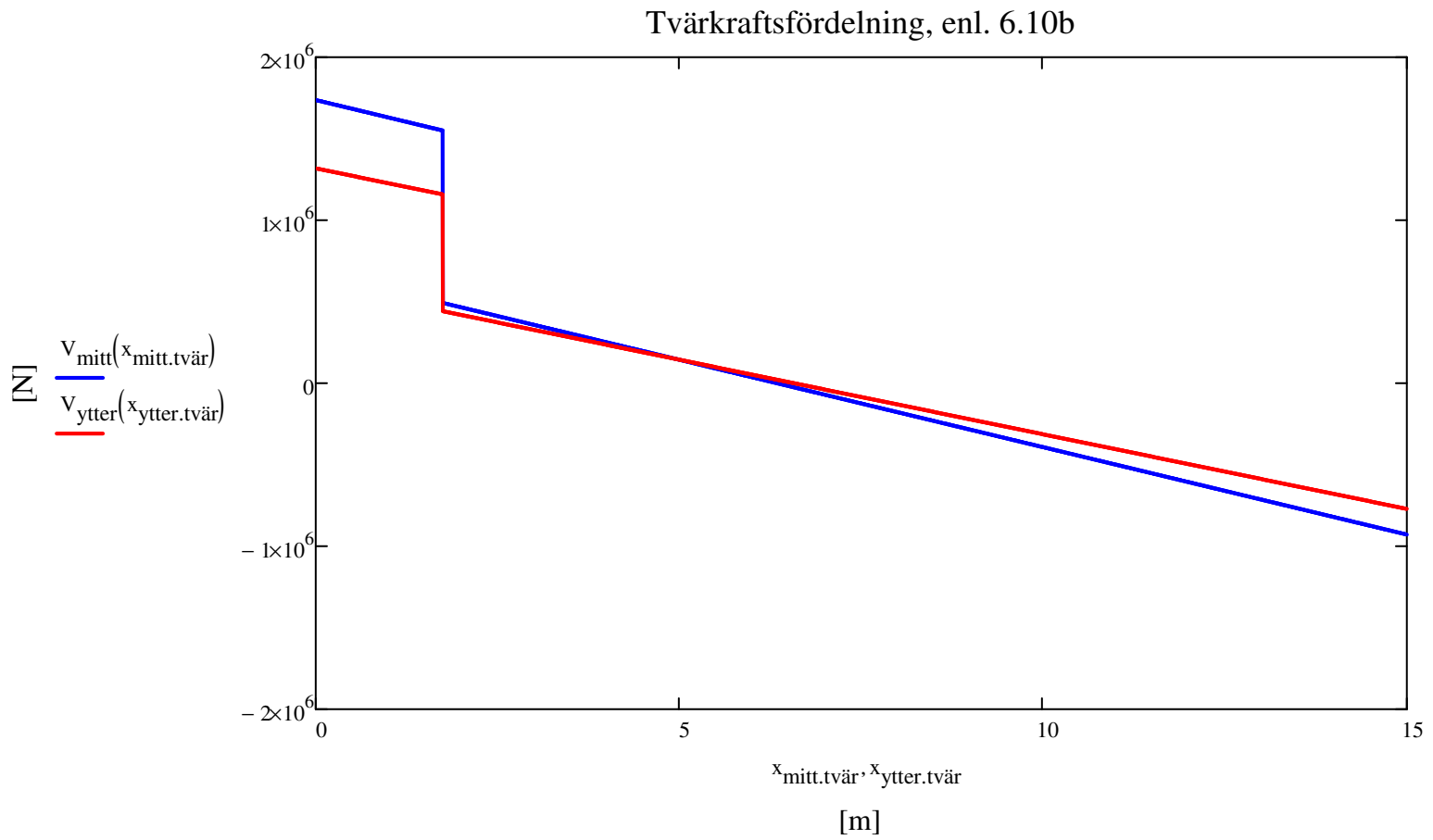
Beräknar maximal tvärkraft för mittbalk

$$V_{\max.\text{mitt}} := \left| \max(V_{\text{mitt}}(x_{\text{mitt.tvär}})) \right| = 1.739 \cdot \text{MN}$$



Beräknar maximal tvärkraft för båda fallen

$$V_{\max.\text{long}} := \left| \max(V_{\max.\text{mitt}}, V_{\max.\text{ytter}}) \right| = 1.739 \cdot \text{MN}$$



Moment och tvärkraft i tvärled (brottgränstillstånd)

För att undvika att upprepa alla influenslinjeberäkningar med reducerade laster enligt Eurokod SS-EN 1990 formel 6.10b tar vi istället stödreaktionerna direkt och reducerar dessa. Eftersom stödreaktionerna är linjärt beroende av lasterna får detta samma resultat som att reducera lasterna och göra om influenslinjeberäkningarna återigen.

Om punktlasterna Q_1 och Q_2 samt den utbredda lasten q ger reaktionsbidragen

$$R_{Q_1}, R_{Q_2}, \text{ samt } R_q \text{ och } R = R_{Q_1} + R_{Q_2} + R_q$$

kommer de reducerade lasterna i brottgränstillstånd ge

$$R_{\text{brottgräns}} = (Y_Q \cdot R_{Q_1} + Y_Q \cdot R_{Q_2} + Y_Q \cdot R_q) = Y_Q \cdot (R_{Q_1} + R_{Q_2} + R_q) = Y_Q \cdot R$$

Egentyngd som förs ner till de tre långbalkarna

$$G_{\text{stöd.A}} := g_{\text{ytter.tv}} = 40.967 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{stöd.B}} := g_{\text{mitt.tv}} = 44.823 \cdot \text{kN}$$

$$G_{\text{stöd.C}} := G_{\text{stöd.A}} = 40.967 \cdot \text{kN}$$

Lastfall 1

Bidrag från punktlaster:

$$R_{A,Qtot.6.10b.lf1} := \gamma_Q \cdot R_{A,Qtot.lf1} = 201.32 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Qtot.6.10b.lf1} := \gamma_Q \cdot R_{B,Qtot.lf1} = 1.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,Qtot.6.10b.lf1} := \gamma_Q \cdot R_{C,Qtot.lf1} = 91.223 \cdot \text{kN}$$

Bidrag från utbredda laster:

$$R_{A,qtot.6.10b.lf1} := \gamma_Q \cdot R_{A,qtot.lf1} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.A} = 59.196 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,qtot.6.10b.lf1} := \gamma_Q \cdot R_{B,qtot.lf1} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.B} = 85.569 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,qtot.6.10b.lf1} := \gamma_Q \cdot R_{C,qtot.lf1} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.C} = 52.223 \cdot \text{kN}$$

Sammanlagd stödreaktion enligt Eurokod SS-EN 1990 formel 6.10b:

$$R_{A,TOT.6.10b.lf1} := R_{A,Qtot.6.10b.lf1} + R_{A,qtot.6.10b.lf1} = 260.517 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,TOT.6.10b.lf1} := R_{B,Qtot.6.10b.lf1} + R_{B,qtot.6.10b.lf1} = 1.143 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,TOT.6.10b.lf1} := R_{C,Qtot.6.10b.lf1} + R_{C,qtot.6.10b.lf1} = 143.447 \cdot \text{kN}$$

Lastfall 2

Bidrag från punktlaster:

$$R_{A,Qtot.6.10b.lf2} := \gamma_Q \cdot R_{A,Qtot.lf2} = 716.47 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Qtot.6.10b.lf2} := \gamma_Q \cdot R_{B,Qtot.lf2} = 669.39 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,Qtot.6.10b.lf2} := \gamma_Q \cdot R_{C,Qtot.lf2} = -35.86 \cdot \text{kN}$$

Bidrag från utbredda laster:

$$R_{A,qtot.6.10b.lf2} := \gamma_Q \cdot R_{A,qtot.lf2} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.A} = 74.681 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,qtot.6.10b.lf2} := \gamma_Q \cdot R_{B,qtot.lf2} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.B} = 63.872 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,qtot.6.10b.lf2} := \gamma_Q \cdot R_{C,qtot.lf2} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.C} = 52.676 \cdot \text{kN}$$

Sammanlagd stödreaktion enligt Eurokod SS-EN 1990 formel 6.10b:

$$R_{A,TOT.6.10b.lf2} := R_{A,Qtot.6.10b.lf2} + R_{A,qtot.6.10b.lf2} = 791.151 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,TOT.6.10b.lf2} := R_{B,Qtot.6.10b.lf2} + R_{B,qtot.6.10b.lf2} = 733.262 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,TOT.6.10b.lf2} := R_{C,Qtot.6.10b.lf2} + R_{C,qtot.6.10b.lf2} = 16.816 \cdot \text{kN}$$

Lastfall 3

Bidrag från punktlaster:

$$R_{A,Qtot.6.10b.lf3} := \gamma_Q \cdot R_{A,Qtot.lf3} = 332.1 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,Qtot.6.10b.lf3} := \gamma_Q \cdot R_{B,Qtot.lf3} = 550.8 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,Qtot.6.10b.lf3} := \gamma_Q \cdot R_{C,Qtot.lf3} = -72.9 \cdot \text{kN}$$

Bidrag från utbredda laster:

$$R_{A,qtot.6.10b.lf3} := \gamma_Q \cdot R_{A,qtot.lf3} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.A} = 62.035 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,qtot.6.10b.lf3} := \gamma_Q \cdot R_{B,qtot.lf3} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.B} = 73.986 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,qtot.6.10b.lf3} := \gamma_Q \cdot R_{C,qtot.lf3} + \xi \cdot \gamma_G \cdot G_{stöd.C} = 51.191 \cdot \text{kN}$$

Sammanlagd stödreaktion enligt Eurokod SS-EN 1990 formel 6.10b:

$$R_{A,TOT.6.10b.lf3} := R_{A,Qtot.6.10b.lf3} + R_{A,qtot.6.10b.lf3} = 394.135 \cdot \text{kN}$$

$$R_{B,TOT.6.10b.lf3} := R_{B,Qtot.6.10b.lf3} + R_{B,qtot.6.10b.lf3} = 624.786 \cdot \text{kN}$$

$$R_{C,TOT.6.10b.lf3} := R_{C,Qtot.6.10b.lf3} + R_{C,qtot.6.10b.lf3} = -21.709 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av jämvikt

$$G_{tv.6.10b} := 2 \cdot P_{kbr.6.10b} + b_{fri} \cdot g_{6.10b}$$

Total egentyngd

Lastfall 1

Reaktionskrafter: $R_{TOT.LF1.6.10b} := R_{A.TOT.6.10b.lf1} + R_{B.TOT.6.10b.lf1} + R_{C.TOT.6.10b.lf1} = 1.547 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Laster: $Q_{TOT.LF1.6.10b} := Q_{1.6.10b} + Q_{2.6.10b} + b_{kf} \cdot q_{1.6.10b} + b_{kf} \cdot q_{\dot{a}.6.10b} + 2 \cdot (cc - b_{kf}) \cdot q_{\dot{a}.6.10b} + G_{tv.6.10b} = 1.547 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Jämvikt: $R_{TOT.LF1.6.10b} - Q_{TOT.LF1.6.10b} = 2.328 \times 10^{-10} \text{ N}$ Jämvikt OK (minimalt avrundningsfel)

Lastfall 2

Reaktionskrafter: $R_{TOT.LF2.6.10b} := R_{A.TOT.6.10b.lf2} + R_{B.TOT.6.10b.lf2} + R_{C.TOT.6.10b.lf2} = 1.541 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Laster: $Q_{TOT.LF2.6.10b} := Q_{1.6.10b} + Q_{2.6.10b} + b_{kf} \cdot q_{1.6.10b} + q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (x_B - b_{kf} - b_{kb}) + q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (b_{bro} - b_{kb} - x_C) + G_{tv.6.10b} = 1.541 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Jämvikt: $R_{TOT.LF2.6.10b} - Q_{TOT.LF2.6.10b} = 0 \text{ N}$ Jämvikt OK

Lastfall 3

Reaktionskrafter: $R_{TOT.LF3.6.10b} := R_{A.TOT.6.10b.lf3} + R_{B.TOT.6.10b.lf3} + R_{C.TOT.6.10b.lf3} = 997.212 \cdot \text{kN}$

Laster: $Q_{TOT.LF3.6.10b} := Q_{1.6.10b} + b_{kf} \cdot (q_{1.6.10b} - q_{\dot{a}.6.10b}) + cc \cdot q_{\dot{a}.6.10b} + q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (b_{bro} - b_{kb} - x_C) + 2 \cdot P_{kbr.6.10b} + b_{fri} \cdot g_{6.10b} = 997.212 \cdot \text{kN}$

Jämvikt: $R_{TOT.LF3.6.10b} - Q_{TOT.LF3.6.10b} = 0 \text{ N}$ Jämvikt OK

Snitta för plottning av moment och tvärkraftsdiagram

$$z(s_1, s_2, e) := \begin{cases} \text{Count} \leftarrow \text{ORIGIN} \\ \text{for } i \in s_1, s_2..e \\ \quad \begin{cases} \text{Vec}_{\text{Count}} \leftarrow i \\ \text{Count} \leftarrow \text{Count} + 1 \end{cases} \\ \text{Vec} \end{cases}$$

Funktion som skapar en vektor för uppritning av diagram

$$P_{\text{kbr}} := P_{\text{kbr}.6.10b} = 6.608 \times 10^3 \text{ N}$$

Lastfall 1

Sammanlagd stödreaktion från influenslinjeberäkning enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$$R_{A.TOT.6.10b.lf1} = 260.517 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från balk A

$$R_{B.TOT.6.10b.lf1} = 1.143 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från balk B

$$R_{C.TOT.6.10b.lf1} = 143.447 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från balk C

$$b_{q.1.1} := b_{kf} = 3 \text{ m}$$

Bredd utbredd last körfält 1

$$b_{q2.1} := cc = 3.679 \text{ m}$$

Bredd utbredd last körfält 2

$$b_{q.Å.1} := cc - b_{kf} = 0.679 \text{ m}$$

Bredd återstående utbredd last

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{1.1}(y) := -P_{kbr}$$

$$M_{1.1}(y) := -P_{kbr} \cdot y$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{1.2}(y) := -P_{kbr} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{1.2}(y) := -P_{kbr} \cdot y - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < y_B - b_{kf}$

$$V_{1.3}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (y - y_A)$$

$$M_{1.3}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \frac{(y - y_A)^2}{2}$$

Snitt 4: $y_B - b_{kf} < y < y_B - b_{kf}/2$

$$V_{1.4}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_A + b_{q.\dot{A}.1} \right) \right]$$

$$M_{1.4}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y - \left(y_A + b_{q.\dot{A}.1} \right) \right]^2}{2}$$

Snitt 5: $y_B - b_{kf}/2 < y < y_B$

$$V_{1.5}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.10b} \cdot [y - (y_A + b_{q.\dot{A}.1})] - Q_{1.6.10b}$$

$$M_{1.5}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \frac{[y - (y_A + b_{q.\dot{A}.1})]^2}{2} - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right]$$

Snitt 6: $y_B < y < y_B + b_{kf}/2$

$$V_{1.6}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.10b} \dots$$

$$+ R_{B.TOT.6.10b.lf1} - q_{2.6.10b} \cdot (y - y_B)$$

$$M_{1.6}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.10b} \cdot \frac{(y - y_B)^2}{2} + R_{B.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_B)$$

Snitt 7: $y_B + b_{kf}/2 < y < y_c$

$$V_{1.7}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.10b} + R_{B.TOT.6.10b.lf1} \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot (y - y_B) - Q_{2.6.10b}$$

$$M_{1.7}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.10b} \cdot \frac{(y - y_B)^2}{2} + R_{B.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_B) \dots$$

$$+ -Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right]$$

Snitt 8: $y_c < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}$

$$V_{1.8}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.10b} + R_{B.TOT.6.10b.lf1} \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot b_{q2.1} - Q_{2.6.10b} + R_{C.TOT.6.10b.lf1}$$

$$M_{1.8}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.10b} \cdot b_{q2.1} \cdot \left(y - y_C + \frac{b_{q2.1}}{2} \right) \dots$$

$$+ R_{B.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_B) - Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] + R_{C.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_C)$$

Snitt 9: $y_c + 0.4cc - b_{kb} < y < y_c + 0.4cc + b_{kb}/2$

$$V_{1,9}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot b_g - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.10b} + R_{B.TOT.6.10b.lf1} \dots \\ + -q_{2.6.10b} \cdot b_{q2.1} - Q_{2.6.10b} + R_{C.TOT.6.10b.lf1}$$

$$M_{1,9}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot b_g \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_g}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.10b} \cdot b_{q2.1} \cdot \left(y - y_C + \frac{b_{q2.1}}{2} \right) \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_B) - Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_B + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] + R_{C.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y - y_C)$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_1 := z \left(0m, 0.01m, \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$y_2 := z \left(\frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01m, y_A \right)$$

$$y_3 := z(y_A, y_A + 0.01m, y_B - b_{kf})$$

$$y_4 := z \left(y_B - b_{kf}, y_B - b_{kf} + 0.01m, y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right)$$

$$y_5 := z\left(y_B - \frac{b_{kf}}{2}, y_B - \frac{b_{kf}}{2} + 0.01m, y_B\right)$$

$$y_6 := z\left(y_B, y_B + 0.01m, y_B + \frac{b_{kf}}{2}\right)$$

$$y_7 := z\left(y_B + \frac{b_{kf}}{2}, y_B + \frac{b_{kf}}{2} + 0.01m, y_C\right)$$

$$y_8 := z(y_C, y_C + 0.01m, y_C + 0.4cc - b_{kb})$$

$$y_9 := z\left(y_C + 0.4cc - b_{kb}, y_C + 0.4cc - b_{kb} + 0.01m, y_C + 0.4cc - \frac{b_{kb}}{2}\right)$$

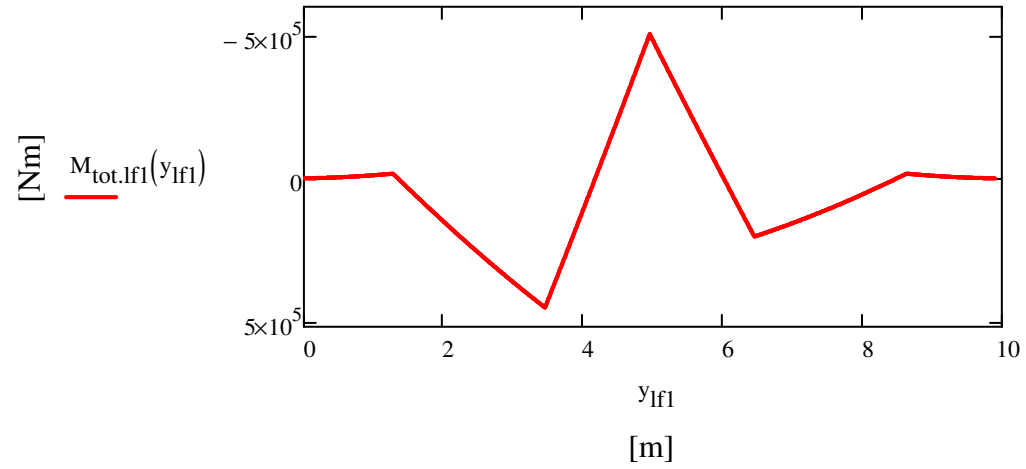
Lägger samman avstånden, tvärkrafter, och moment för lastfall 1

$$y_{lf1} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7, y_8, y_9)$$

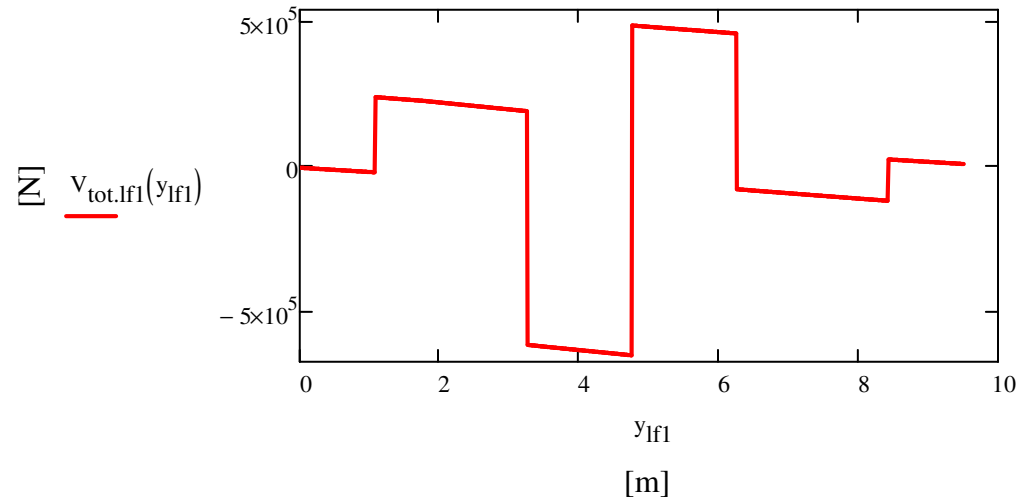
$$M_{\text{tot.lf1}}(y) := \text{stack}(M_{1.1}(y_1), M_{1.2}(y_2), M_{1.3}(y_3), M_{1.4}(y_4), M_{1.5}(y_5), M_{1.6}(y_6), M_{1.7}(y_7), M_{1.8}(y_8), M_{1.9}(y_9))$$

$$V_{\text{tot.lf1}}(y) := \text{stack}(V_{1.1}(y_1), V_{1.2}(y_2), V_{1.3}(y_3), V_{1.4}(y_4), V_{1.5}(y_5), V_{1.6}(y_6), V_{1.7}(y_7), V_{1.8}(y_8), V_{1.9}(y_9))$$

Momentfördelning, lastfall 1 enl. 6.10b



Tvärkraftsfördelning, lastfall 1 enl. 6.10b



Lastfall 2

Sammanlagd stödreaktion från influenslinjeberäkning enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$$R_{A.TOT.6.10b.1f2} = 791.151 \cdot \text{kN} \quad \text{Reaktionskraft från balk A}$$

$$R_{B.TOT.6.10b.1f2} = 733.262 \cdot \text{kN} \quad \text{Reaktionskraft från balk B}$$

$$R_{C.TOT.6.10b.1f2} = 16.816 \cdot \text{kN} \quad \text{Reaktionskraft från balk C}$$

$$b_{q.1.2} := b_{kf} \quad \text{Bredd utbredd last körfält 1}$$

$$b_{q.2.2} := y_B - \frac{b_{kb}}{2} - b_{kf} = 1.75 \text{ m} \quad \text{Bredd utbredd last körfält 2}$$

$$b_{q.Å.2} := 0.4 \text{ cc} - b_{kb} = 1.071 \text{ m} \quad \text{Bredd återstående utbredd last}$$

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{2.1}(y) := -P_{kbr}$$

$$M_{2.1}(y) := -P_{kbr} \cdot y$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{2.2}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.2}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < b_{kb}/2 + b_{kf}/2$

$$V_{2.3}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.3}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 4: $b_{kb}/2 + b_{kf}/2 < y < b_{kb}/2 + b_{kf}$

$$V_{2.4}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.4}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 5: $b_{kb}/2 + b_{kf} < y < b_{kb}/2 + b_{kf} + b_{kf}$

$$V_{2.5}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right] - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.5}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot \frac{\left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right]^2}{2} - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 6: $b_{kb}/2 + b_{kf}/2 + b_{kf} < y < y_B$

$$V_{2.6}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right] - Q_{2.6.10b} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.6}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot \frac{\left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right]^2}{2} - Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 7: $y_B < y < y_c$

$$V_{2.7}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \cdot b_{q.2.2} - Q_{2.6.10b} + R_{B.TOT.6.10b.lf2} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.7}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot b_{q.2.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + \frac{b_{q.2.2}}{2} \right) \right] - Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] \dots$$

$$+ R_{B.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_B) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 8: $y_c < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}$

$$V_{2.8}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \cdot b_{q.2.2} - Q_{2.6.10b} + R_{B.TOT.6.10b.lf2} \dots$$

$$+ R_{C.TOT.6.10b.lf2} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (y - y_C)$$

$$M_{2.8}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot b_{q.2.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + \frac{b_{q.2.2}}{2} \right) \right] - Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] + R_{B.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_B) \dots$$

$$+ R_{C.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_C) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \frac{(y - y_C)^2}{2} - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 9: $y_c + 0.4cc - b_{kb} < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}/2$

$$V_{2.9}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \cdot b_{q.2.2} - Q_{2.6.10b} + R_{B.TOT.6.10b.lf2} \dots$$

$$+ R_{C.TOT.6.10b.lf2} - g_{6.10b} \cdot b_g - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.2}$$

$$M_{2.9}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{2.6.10b} \cdot b_{q.2.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + \frac{b_{q.2.2}}{2} \right) \right] - Q_{2.6.10b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] + R_{B.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_B) \dots$$

$$+ R_{C.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y - y_C) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.2} \cdot \left[y - \left(y_C + \frac{b_{q.\dot{A}.2}}{2} \right) \right] - g_{6.10b} \cdot b_g \cdot \left[y - \left(\frac{b_g}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right]$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_1 := z\left(0\text{m}, 0.01\text{m}, \frac{b_{kb}}{2}\right)$$

$$y_2 := z\left(\frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01\text{m}, y_A\right)$$

$$y_3 := z\left(y_A, y_A + 0.01\text{m}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2}\right)$$

$$y_4 := z\left(\frac{b_{kb} + b_{kf}}{2}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + 0.01\text{m}, \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf}\right)$$

$$y_5 := z\left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf}, \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + 0.01\text{m}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf}\right)$$

$$y_6 := z\left(\frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf} + 0.01\text{m}, y_B\right)$$

$$y_7 := z(y_B, y_B + 0.01\text{m}, y_C)$$

$$y_9 := z\left(y_C + 0.4\text{cc} - b_{kb}, y_C + 0.4\text{cc} - b_{kb} + 0.01\text{m}, y_C + 0.4\text{cc} - \frac{b_{kb}}{2}\right)$$

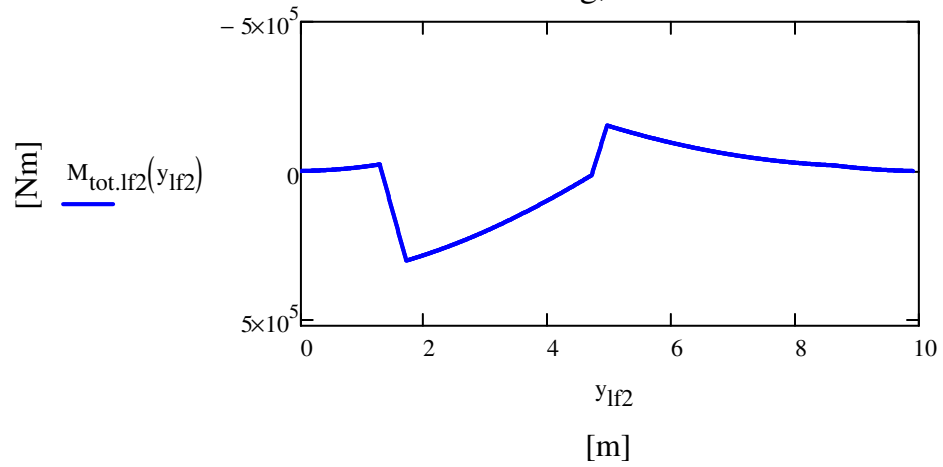
Lägger samman avstånden, tvärkrafter, och moment för lastfall 2

$$M_{\text{tot.lf2}}(y) := \text{stack}(M_{2.1}(y_1), M_{2.2}(y_2), M_{2.3}(y_3), M_{2.4}(y_4), M_{2.5}(y_5), M_{2.6}(y_6), M_{2.7}(y_7), M_{2.8}(y_8), M_{2.9}(y_9))$$

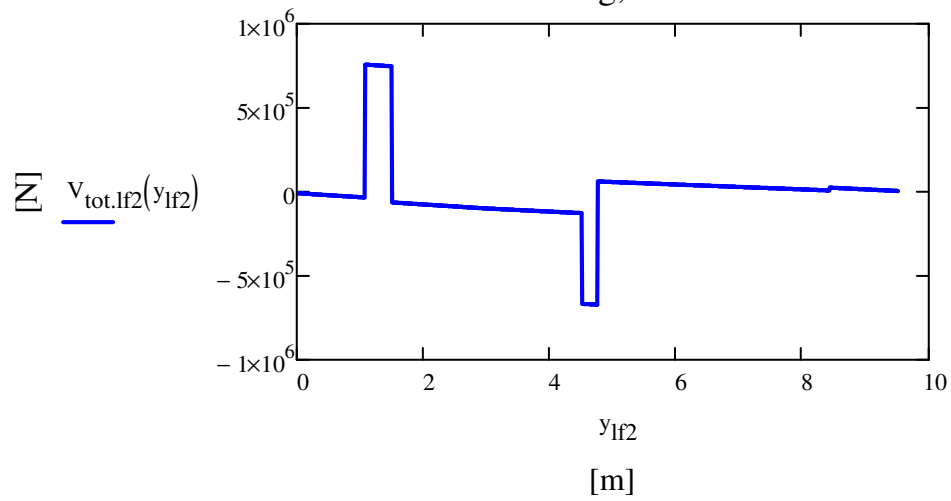
$$V_{\text{tot.lf2}}(y) := \text{stack}(V_{2.1}(y_1), V_{2.2}(y_2), V_{2.3}(y_3), V_{2.4}(y_4), V_{2.5}(y_5), V_{2.6}(y_6), V_{2.7}(y_7), V_{2.8}(y_8), V_{2.9}(y_9))$$

$$y_{\text{lf2}} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7, y_8, y_9)$$

Momentfördelning, lastfall 2 enl. 6.10b



Tvärkraftsfördelning, lastfall 2 enl. 6.10b



Lastfall 3

Sammanlagd stödreaktion från influenslinjeberäkning enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$$R_{A.TOT.6.10b.lf3} = 394.135 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från balk A

$$R_{B.TOT.6.10b.lf3} = 624.786 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från balk B

$$R_{C.TOT.6.10b.lf3} = -21.709 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från balk C

$$b_{q.1.3} := b_{kf} = 3 \text{ m}$$

Bredd utbredd last körfält 1

$$b_{q.Å.1.3} := \frac{(cc - b_{kf})}{2} = 0.339 \text{ m}$$

Bredd återstående utbredd last mellan stöd A och B

$$b_{q.Å.2.3} := 0.4 \cdot cc - b_{kb} = 1.071 \text{ m}$$

Bredd återstående utbredd last längst till höger

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{3.1}(y) := -P_{kbr}$$

$$M_{3.1}(y) := -P_{kbr} \cdot y$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{3,2}(y) := -P_{kbr} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{3,2}(y) := -P_{kbr} \cdot y - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < y_A + (cc - b_{kf})/2$

$$V_{3,3}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (y - y_A) + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{3,3}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \frac{(y - y_A)^2}{2} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 4: $y_A + (cc - b_{kf})/2 < y < y_A + cc/2$

$$V_{3,4}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]$$

$$M_{3,4}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]^2}{2}$$

Snitt 5: $y_A + cc/2 < y < y_B - (cc - b_{kf})/2$

$$V_{3.5}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right] - Q_{1.6.10b}$$

$$M_{3.5}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]^2}{2} - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right]$$

Snitt 6: $y_B - (cc - b_{kf})/2 < y < y_B$

$$V_{3.6}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.10b} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \left[y - (y_B - b_{q.\dot{A}.1.3}) \right]$$

$$M_{3.6}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \frac{\left[y - (y_B - b_{q.\dot{A}.1.3}) \right]^2}{2}$$

Snitt 7: $y_B < y < y_C$

$$V_{3.7}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.10b} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf3}$$

$$M_{3.7}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} + y_A \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} \right) \right] \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_B)$$

Snitt 8: $y_C < y < y_C + 0.4cc - b_{kb}$

$$V_{3.8}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.10b} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf3} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot (y - y_C) + R_{C.TOT.6.10b.lf3}$$

$$M_{3.8}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} + y_A \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} \right) \right] \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_B) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \frac{(y - y_C)^2}{2} + R_{C.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_C)$$

Snitt 9: $y_c + 0.4cc - b_{kb} < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}/2$

$$V_{3,9}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - \xi_{6.10b} \cdot b_g - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.10b} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf3} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.2.3} + R_{C.TOT.6.10b.lf3}$$

$$M_{3,9}(y) := -P_{kbr} \cdot y_9 - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} + y_A \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_A) - \xi_{6.10b} \cdot b_g \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_g}{2} \right) \right] \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} \right) \right] \dots \\ + R_{B.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_B) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.2.3} \cdot \left[y - \left(y_C + \frac{b_{q.\dot{A}.2.3}}{2} \right) \right] + R_{C.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y - y_C)$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_1 := z \left(0m, 0.01m, \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$y_2 := z \left(\frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01m, y_A \right)$$

$$y_3 := z \left[y_A, y_A + 0.01m, y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2} \right]$$

$$y_4 := z \left[y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2}, y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2} + 0.01m, y_A + \frac{cc}{2} \right]$$

$$y_5 := z \left[y_A + \frac{cc}{2}, y_A + \frac{cc}{2} + 0.01m, y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2} \right]$$

$$y_6 := z \left[y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2}, y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2} + 0.01m, y_B \right]$$

$$y_7 := z(y_B, y_B + 0.01m, y_C)$$

$$y_8 := z(y_C, y_C + 0.01m, y_C + 0.4 \cdot cc - b_{kb})$$

$$y_9 := z \left(y_C + 0.4 \cdot cc - b_{kb}, y_C + 0.4 \cdot cc - b_{kb} + 0.01m, y_C + 0.4 \cdot cc - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

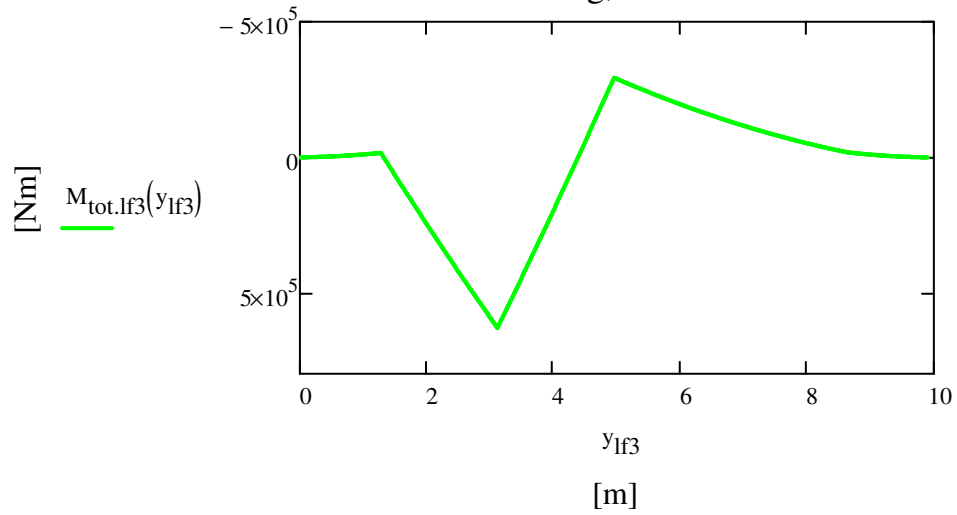
Lägger samman avstånden, tvärkrafter, och moment för lastfall 3

$$y_{lf3} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7, y_8, y_9)$$

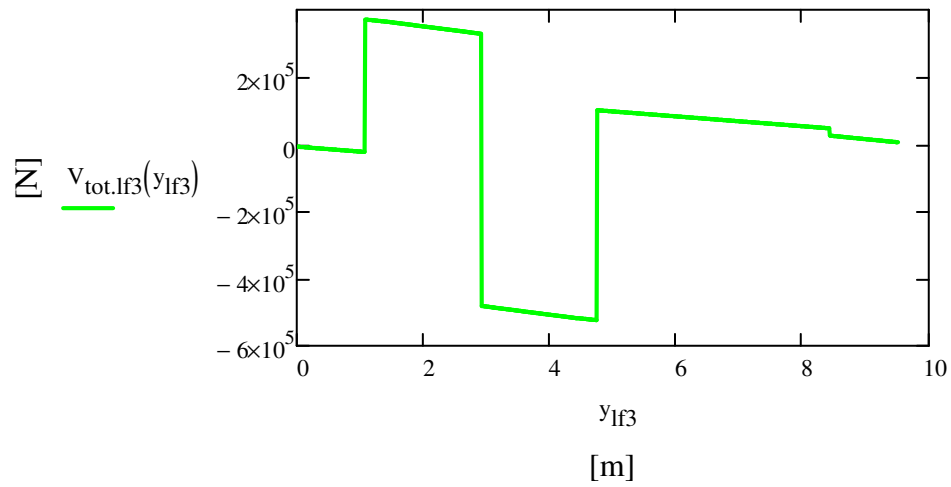
$$M_{\text{tot.lf3}}(y) := \text{stack}(M_{3.1}(y_1), M_{3.2}(y_2), M_{3.3}(y_3), M_{3.4}(y_4), M_{3.5}(y_5), M_{3.6}(y_6), M_{3.7}(y_7), M_{3.8}(y_8), M_{3.9}(y_9))$$

$$V_{\text{tot.lf3}}(y) := \text{stack}(V_{3.1}(y_1), V_{3.2}(y_2), V_{3.3}(y_3), V_{3.4}(y_4), V_{3.5}(y_5), V_{3.6}(y_6), V_{3.7}(y_7), V_{3.8}(y_8), V_{3.9}(y_9))$$

Momentfördelning, lastfall 3 enl. 6.10b



Tvärkraftsfördelning, lastfall 3 enl. 6.10b



Maximalt moment och tvärkraft i fält och över stöd

$$M_{\text{fält.lf1}} := \max(M_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}})) = 452.125 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{fält.lf2}} := \max(M_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}})) = 300.729 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{fält.lf3}} := \max(M_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}})) = 629.597 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{stöd.lf1}} := \left| \min(M_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}})) \right| = 505.565 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{stöd.lf2}} := \left| \min(M_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}})) \right| = 152.945 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{stöd.lf3}} := \left| \min(M_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}})) \right| = 294.663 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max.lf1}} := \max\left(\left| \min(V_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}})) \right|, \max(V_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}}))\right) = 656.528 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{max.lf2}} := \max\left(\left| \min(V_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}})) \right|, \max(V_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}}))\right) = 758.732 \cdot \text{kN}$$

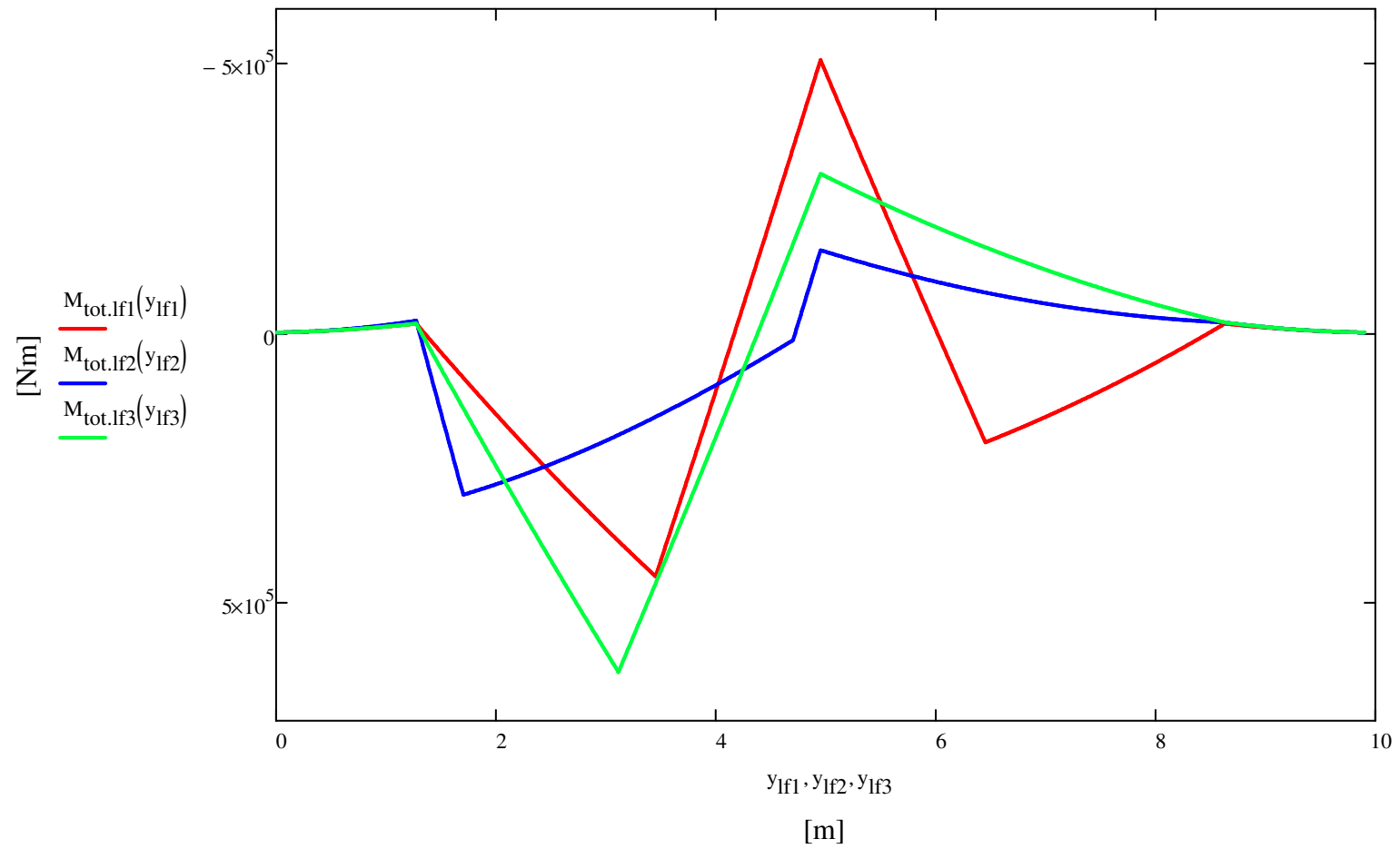
$$V_{\text{max.lf3}} := \max\left(\left| \min(V_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}})) \right|, \max(V_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}}))\right) = 522.738 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{fält.max}} := \max(M_{\text{fält.lf1}}, M_{\text{fält.lf2}}, M_{\text{fält.lf3}}) = 629.597 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

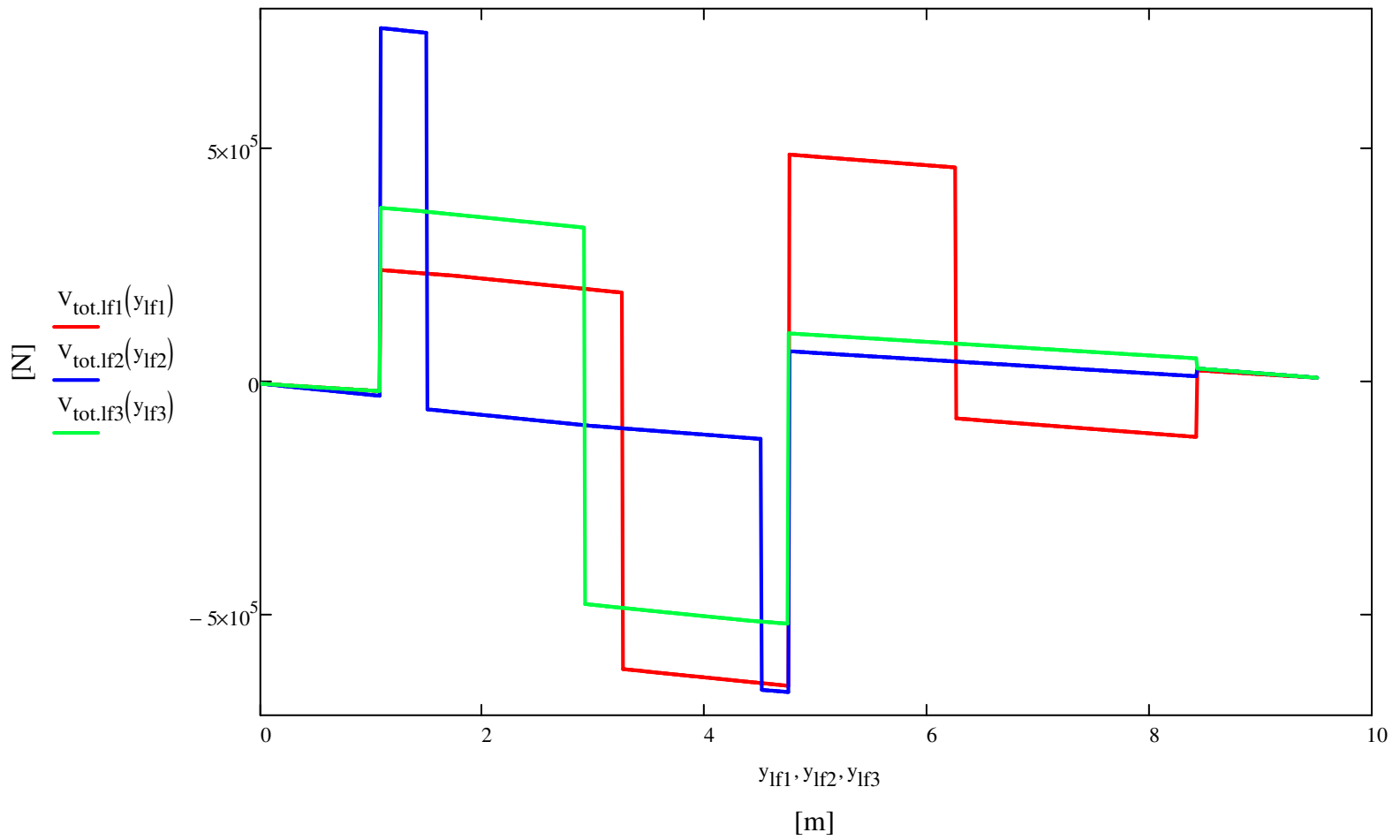
$$M_{\text{stöd.max}} := \max(M_{\text{stöd.lf1}}, M_{\text{stöd.lf2}}, M_{\text{stöd.lf3}}) = 505.565 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max}} := \max(V_{\text{max.lf1}}, V_{\text{max.lf2}}, V_{\text{max.lf3}}) = 758.732 \cdot \text{kN}$$

Momentfördelning av lastfall 1-3 enl. 6.10b



Tvärkraftsfördelning, lastfall 1-3 enl. 6.10b



Analys i bruksgränstillstånd

För beräkningar i bruksgränstillstånd används Eurocode SS-EN 1990 6.16b.

$$Q = Q_{k,axel} \cdot \psi_{2,axel}$$

$Q_{k,axel}$ står för två sammanförda

$$q_b = g_k + \psi_{2,UDL} \cdot q_{k,UDL}$$

axellaster
 g_k är egentynngd och $q_{k,UDL}$ utbredd trafiklast

$$\psi_{2,axel} = 0 \quad \psi_{2,UDL} = 0$$

vilket medför att endast egentynngden medräknas

Moment i längsled (bruksgränstillstånd)

Mittbalken är dimensionerande (se beräkningar för normalarmering) och sprickviddsberäkningar i längsled baseras på följande långtidsmoment

$$Q_{\text{mitt.6.16b}} := \psi_{2,axel} \cdot R_{Q,\text{mitt}} = 0$$

$$q_{\text{mitt.6.16b}} := g_{\text{mitt.11}} + \psi_{2,UDL} \cdot R_{q,\text{mitt}} = 62.853 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Långtidsmoment för sprickviddsberäkning med hjälp av elementarfall för fritt upplagd balk

$$M_{d,\text{sprick}} := \frac{q_{\text{mitt.6.16b}} \cdot L_{\text{spann}}^2}{8} + \frac{Q_{\text{mitt.6.16b}} \cdot L_{\text{spann}}}{4} = 1.768 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment och tvärkraft i tvärlöd (bruksgränstillstånd)

$$z(s_1, s_2, e) := \begin{array}{|l} \text{Count} \leftarrow \text{ORIGIN} \\ \text{for } i \in s_1, s_2..e \\ \quad \left| \begin{array}{|l} \text{Vec}_{\text{Count}} \leftarrow i \\ \text{Count} \leftarrow \text{Count} + 1 \end{array} \right. \\ \text{Vec} \end{array}$$

Funktion som skapar en vektor för uppritning av diagram

Laster reducerade enligt Eurocode 6.16b

$$P_{\text{kbr}} := P_{\text{räcke}} + P_{\text{kantbalk}} = 5.5 \cdot \text{kN}$$

$$Q_{1.6.16b} := \psi_{2,\text{axel}} \cdot 2 \cdot Q_1 = 0$$

$$Q_{2.6.16b} := \psi_{2,\text{axel}} \cdot 2 \cdot Q_2 = 0$$

$$q_{1.6.16b} := q_1 \cdot \psi_{2,\text{UDL}} = 0$$

$$q_{2.6.16b} := q_2 \cdot \psi_{2,\text{UDL}} = 0$$

$$q_{\text{ä}.6.16b} := q_{\text{ä}} \cdot \psi_{2,\text{UDL}} = 0$$

$$G_{\text{stöd.A}} := 40.972 \text{ kN}$$

$$G_{\text{stöd.B}} := 44.829 \text{ kN}$$

$$G_{\text{stöd.C}} := 40.972 \text{ kN}$$

$$g_{\text{tot.platta}} = 12.185 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{6.16b} := g_{\text{tot.platta}}$$

Kontroll av jämvikt

$$G_{\text{stöd.A}} + G_{\text{stöd.B}} + G_{\text{stöd.C}} - 2 \cdot P_{\text{kbr}} - 9.500 \text{ m} \cdot g_{6.16b} = 15.5 \text{ N}$$

OK (avrundningsfel)

Lastfall 1

$$R_{A.TOT.6.16b.lf1} := G_{stöd.A}$$

Reaktionskraft från egentyngd, balk A

$$R_{B.TOT.6.16b.lf1} := G_{stöd.B}$$

Reaktionskraft från egentyngd, balk B

$$R_{C.TOT.6.16b.lf1} := G_{stöd.C}$$

Reaktionskraft från, egentyngd balk C

$$b_{q.1.1} := b_{kf} = 3 \text{ m}$$

Bredd utbredd last körfält 1

$$b_{q2.1} := cc = 3.679 \text{ m}$$

Bredd utbredd last körfält 2

$$b_{q.Å.1} := cc - b_{kf} = 0.679 \text{ m}$$

Bredd återstående utbredd last

Snittning

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{1.1}(y) := -P_{kbr}$$

$$M_{1.1}(y) := -P_{kbr} \cdot y$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{1.2}(y) := -P_{kbr} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{1.2}(y) := -P_{kbr} \cdot y - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < y_B - b_{kf}$

$$V_{1.3}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot (y - y_A)$$

$$M_{1.3}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot \frac{(y - y_A)^2}{2}$$

Snitt 4: $y_B - b_{kf} < y < y_B - b_{kf}/2$

$$V_{1.4}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.16b} \cdot \left[y - (y_A + b_{q.\dot{A}.1}) \right]$$

$$M_{1.4}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left[y - (y_A + b_{q.\dot{A}.1}) \right]^2}{2}$$

Snitt 5: $y_B - b_{kf}/2 < y < y_B$

$$V_{1.5}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.16b} \cdot \left[y - (y_A + b_{q.\dot{A}.1}) \right] - Q_{1.6.16b}$$

$$M_{1.5}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left[y - (y_A + b_{q.\dot{A}.1}) \right]^2}{2} - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right]$$

Snitt 6: $y_B < y < y_B + b_{kf}/2$

$$V_{1.6}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.16b} + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \dots$$

$$+ -q_{2.6.16b} \cdot (y - y_B)$$

$$M_{1.6}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.16b} \cdot \frac{(y - y_B)^2}{2} + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_B)$$

Snitt 7: $y_B + b_{kf}/2 < y < y_c$

$$V_{1.7}(y) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.16b} + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \dots$$

$$+ -q_{2.6.16b} \cdot (y - y_B) - Q_{2.6.16b}$$

$$M_{1.7}(y) := -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.16b} \cdot \frac{(y - y_B)^2}{2} + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_B) \dots$$

$$+ -Q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right]$$

Snitt 8: $y_c < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}$

$$\begin{aligned}
 V_{1,8}(y) &:= -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - \xi_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.16b} \dots \\
 &\quad + R_{B.TOT.6.16b.lf1} - q_{2.6.16b} \cdot b_{q2.1} - Q_{2.6.16b} + R_{C.TOT.6.16b.lf1} \\
 M_{1,8}(y) &:= -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - \xi_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots \\
 &\quad + -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.16b} \cdot b_{q2.1} \cdot \left(y - y_C + \frac{b_{q2.1}}{2} \right) \dots \\
 &\quad + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_B) - Q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] + R_{C.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_C)
 \end{aligned}$$

Snitt 9: $y_c + 0.4cc - b_{kb} < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}/2$

$$\begin{aligned}
 V_{1,9}(y) &:= -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.16b.lf1} - \xi_{6.16b} \cdot b_{fri} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} - Q_{1.6.16b} + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \dots \\
 &\quad + -q_{2.6.16b} \cdot b_{q2.1} - Q_{2.6.16b} + R_{C.TOT.6.16b.lf1} \\
 M_{1,9}(y) &:= -P_{kbr} \cdot y + R_{A.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_A) - \xi_{6.16b} \cdot b_{fri} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{fri}}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] \dots \\
 &\quad + -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.1} \cdot \left(y - y_B + \frac{b_{q.1.1}}{2} \right) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.16b} \cdot b_{q2.1} \cdot \left(y - y_C + \frac{b_{q2.1}}{2} \right) \dots \\
 &\quad + R_{B.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_B) - Q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_B + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] + R_{C.TOT.6.16b.lf1} \cdot (y - y_C)
 \end{aligned}$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_1 := z\left(0\text{m}, 0.01\text{m}, \frac{b_{\text{kb}}}{2}\right)$$

$$y_2 := z\left(\frac{b_{\text{kb}}}{2}, \frac{b_{\text{kb}}}{2} + 0.01\text{m}, y_A\right)$$

$$y_3 := z(y_A, y_A + 0.01\text{m}, y_B - b_{\text{kf}})$$

$$y_4 := z\left(y_B - b_{\text{kf}}, y_B - b_{\text{kf}} + 0.01\text{m}, y_B - \frac{b_{\text{kf}}}{2}\right)$$

$$y_5 := z\left(y_B - \frac{b_{\text{kf}}}{2}, y_B - \frac{b_{\text{kf}}}{2} + 0.01\text{m}, y_B\right)$$

$$y_6 := z\left(y_B, y_B + 0.01\text{m}, y_B + \frac{b_{\text{kf}}}{2}\right)$$

$$y_7 := z\left(y_B + \frac{b_{\text{kf}}}{2}, y_B + \frac{b_{\text{kf}}}{2} + 0.01\text{m}, y_C\right)$$

$$y_8 := z(y_C, y_C + 0.01\text{m}, y_C + 0.4\text{cc} - b_{\text{kb}})$$

$$y_9 := z\left(y_C + 0.4\text{cc} - b_{\text{kb}}, y_C + 0.4\text{cc} - b_{\text{kb}} + 0.01\text{m}, y_C + 0.4\text{cc} - \frac{b_{\text{kb}}}{2}\right)$$

Lägger samman avstånden, tvärkrafter, och moment för lastfall 1

$$y_{\text{lf1}} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7, y_8, y_9)$$

$$M_{\text{tot.lf1}}(y) := \text{stack}(M_{1.1}(y_1), M_{1.2}(y_2), M_{1.3}(y_3), M_{1.4}(y_4), M_{1.5}(y_5), M_{1.6}(y_6), M_{1.7}(y_7), M_{1.8}(y_8), M_{1.9}(y_9))$$

$$V_{\text{tot.lf1}}(y) := \text{stack}(V_{1.1}(y_1), V_{1.2}(y_2), V_{1.3}(y_3), V_{1.4}(y_4), V_{1.5}(y_5), V_{1.6}(y_6), V_{1.7}(y_7), V_{1.8}(y_8), V_{1.9}(y_9))$$

Lastfall 2

$$R_{A.TOT.6.16b.1f2} := G_{stöd.A} = 40.972 \cdot \text{kN} \quad \text{Reaktionskraft från egentyngd, balk A}$$

$$R_{B.TOT.6.16b.1f2} := G_{stöd.B} = 44.829 \cdot \text{kN} \quad \text{Reaktionskraft från egentyngd, balk B}$$

$$R_{C.TOT.6.16b.1f2} := G_{stöd.C} = 40.972 \cdot \text{kN} \quad \text{Reaktionskraft från egentyngd, balk C}$$

$$b_{q.1.2} := 3 \text{ m} \quad \text{Bredd utbredd last körfält 1}$$

$$b_{q.2.2} := y_B - \frac{b_{kb}}{2} - b_{kf} = 1.75 \text{ m} \quad \text{Bredd utbredd last körfält 2}$$

$$b_{q.Å.2} := 0.4 \text{ cc} - b_{kb} = 1.071 \text{ m} \quad \text{Bredd återstående utbredd last}$$

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{2.1}(y) := -P_{kbr}$$

$$M_{2.1}(y) := -P_{kbr} \cdot y$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{2.2}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.2}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < b_{kb}/2 + b_{kf}/2$

$$V_{2.3}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.3}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 4: $b_{kb}/2 + b_{kf}/2 < y < b_{kb}/2 + b_{kf}$

$$V_{2.4}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - Q_{1.6.16b} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.4}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) \dots$$

$$+ -Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 5: $b_{kb}/2 + b_{kf} < y < b_{kb}/2 + b_{kf}/2 + b_{kf}$

$$V_{2.5}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - Q_{1.6.16b} - q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right] \dots$$

$$+ -g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.5}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) \dots$$

$$+ -Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.16b} \cdot \frac{\left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right]^2}{2} - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 6: $b_{kb}/2 + b_{kf}/2 + b_{kf} < y < y_B$

$$V_{2.6}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - Q_{1.6.16b} - q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right] \dots$$

$$+ -Q_{2.6.16b} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.6}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots$$

$$+ -q_{2.6.16b} \cdot \frac{\left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right]^2}{2} - Q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 7: $y_B < y < y_c$

$$V_{2.7}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - Q_{1.6.16b} - q_{2.6.16b} \cdot b_{q.2.2} - Q_{2.6.16b} + R_{B.TOT.6.16b.lf2} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} M_{2.7}(y) := & -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots \\ & + -q_{2.6.16b} \cdot b_{q.2.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + \frac{b_{q.2.2}}{2} \right) \right] - Q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] + R_{B.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_B) \dots \\ & + -g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \end{aligned}$$

Snitt 8: $y_c < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}$

$$V_{2.8}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - Q_{1.6.16b} - q_{2.6.16b} \cdot b_{q.2.2} - Q_{2.6.16b} + R_{B.TOT.6.16b.lf2} + R_{C.TOT.6.16b.lf2} \dots \\ + -g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{a.6.16b} \cdot (y - y_C)$$

$$\begin{aligned} M_{2.8}(y) := & -P_{kbr} \cdot y - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots \\ & + -q_{2.6.16b} \cdot b_{q.2.2} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + \frac{b_{q.2.2}}{2} \right) \right] - Q_{2.6.16b} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] + R_{B.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_B) \dots \\ & + R_{C.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_C) - q_{a.6.16b} \cdot \frac{(y - y_C)^2}{2} - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \end{aligned}$$

Snitt 9: $y_c + 0.4cc - b_{kb} < y < y_c + 0.4cc + b_{kb}/2$

$$V_{2,9}(y) := -P_{kbr} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q,1.2} + R_{A.TOT.6.16b.lf2} - Q_{1.6.16b} - q_{2.6.16b} \cdot b_{q,2.2} - Q_{2.6.16b} + R_{B.TOT.6.16b.lf2} \dots \\ + R_{C.TOT.6.16b.lf2} - g_{6.16b} \cdot b_{fri} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q,\dot{A}.2}$$

$$M_{2,9}(y) := -P_{kbr} \cdot y_9 - q_{1.6.16b} \cdot b_{q,1.2} \left[y - \left(\frac{b_{q,1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_A) - Q_{1.6.16b} \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] \dots \\ + -q_{2.6.16b} \cdot b_{q,2.2} \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + \frac{b_{q,2.2}}{2} \right) \right] - Q_{2.6.16b} \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] + R_{B.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_B) \dots \\ + R_{C.TOT.6.16b.lf2} \cdot (y - y_C) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q,\dot{A}.2} \left[y - \left(y_C + \frac{b_{q,\dot{A}.2}}{2} \right) \right] - g_{6.16b} \cdot b_{fri} \left[y - \left(\frac{b_{fri}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right]$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_1 := z \left(0m, 0.01m, \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$y_2 := z \left(\frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01m, y_A \right)$$

$$y_3 := z \left(y_A, y_A + 0.01m, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} \right)$$

$$y_4 := z \left(\frac{b_{kb} + b_{kf}}{2}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + 0.01m, \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right)$$

$$y_5 := z \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf}, \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + 0.01m, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf} \right)$$

$$y_6 := z\left(\frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf} + 0.01\text{m}, y_B\right)$$

$$y_7 := z(y_B, y_B + 0.01\text{m}, y_C)$$

$$y_8 := z(y_C, y_C + 0.01\text{m}, y_C + 0.4\text{cc} - b_{kb})$$

$$y_9 := z\left(y_C + 0.4\text{cc} - b_{kb}, y_C + 0.4\text{cc} - b_{kb} + 0.01\text{m}, y_C + 0.4\text{cc} - \frac{b_{kb}}{2}\right)$$

Lägger samman avstånden, tvärkrafter, och moment för lastfall 2

$$y_{lf2} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7, y_8, y_9)$$

$$M_{\text{tot.lf2}}(y) := \text{stack}(M_{2.1}(y_1), M_{2.2}(y_2), M_{2.3}(y_3), M_{2.4}(y_4), M_{2.5}(y_5), M_{2.6}(y_6), M_{2.7}(y_7), M_{2.8}(y_8), M_{2.9}(y_9))$$

$$V_{\text{tot.lf2}}(y) := \text{stack}(V_{2.1}(y_1), V_{2.2}(y_2), V_{2.3}(y_3), V_{2.4}(y_4), V_{2.5}(y_5), V_{2.6}(y_6), V_{2.7}(y_7), V_{2.8}(y_8), V_{2.9}(y_9))$$

Lastfall 3

$$R_{A,TOT.6.16b.1f3} := G_{stöd.A} = 40.972 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från egentyngd, balk A

$$R_{B,TOT.6.16b.1f3} := G_{stöd.B} = 44.829 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från egentyngd, balk B

$$R_{C,TOT.6.16b.1f3} := G_{stöd.C} = 40.972 \cdot \text{kN}$$

Reaktionskraft från egentyngd, balk C

$$b_{q.1.3} := b_{kf} = 3 \text{ m}$$

Bredd utbredd last körfält 1

$$b_{q.Å.1.3} := \frac{(cc - b_{kf})}{2} = 0.339 \text{ m}$$

Bredd återstående utbredd last mellan stöd A och B

$$b_{q.Å.2.3} := 0.4 \cdot cc - b_{kb} = 1.071 \text{ m}$$

Bredd återstående utbredd last längst till höger

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{3.1}(y) := -P_{kbr}$$

$$M_{3.1}(y) := -P_{kbr} \cdot y$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{3.2}(y) := -P_{kbr} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{3.2}(y) := -P_{kbr} \cdot y - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < y_A + (cc - b_{kf})/2$

$$V_{3.3}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot (y - y_A) + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{3.3}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot \frac{(y - y_A)^2}{2} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 4: $y_A + (cc - b_{kf})/2 < y < y_A + cc/2$

$$V_{3.4}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]$$

$$M_{3.4}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]^2}{2}$$

Snitt 5: $y_A + cc/2 < y < y_B - (cc - b_{kf})/2$

$$V_{3.5}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - g_{6.16b} \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.16b} \left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right] - Q_{1.6.16b}$$

$$M_{3.5}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \left[y - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot \frac{\left[y - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]^2}{2} - Q_{1.6.16b} \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right]$$

Snitt 6: $y_B - (cc - b_{kf})/2 < y < y_B$

$$V_{3.6}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - g_{6.16b} \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.16b} - q_{\dot{a}.6.16b} \left[y - (y_B - b_{q.\dot{A}.1.3}) \right]$$

$$M_{3.6}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \left[y - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} \left[y - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.16b} \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot \frac{\left[y - (y_B - b_{q.\dot{A}.1.3}) \right]^2}{2}$$

Snitt 7: $y_B < y < y_C$

$$V_{3.7}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.16b} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \dots$$
$$+ R_{B.TOT.6.16b.lf3}$$

$$M_{3.7}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} + y_A \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$
$$+ -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} \right) \right] \dots$$
$$+ R_{B.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_B)$$

Snitt 8: $y_C < y < y_C + 0.4cc - b_{kb}$

$$V_{3.8}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - g_{6.16b} \cdot \left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.16b} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \dots$$
$$+ R_{B.TOT.6.16b.lf3} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot (y - y_C) + R_{C.TOT.6.16b.lf3}$$

$$M_{3.8}(y) := -P_{kbr} \cdot y - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} + y_A \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - g_{6.16b} \cdot \frac{\left(y - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$
$$+ -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} \right) \right] \dots$$
$$+ R_{B.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_B) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot \frac{(y - y_C)^2}{2} + R_{C.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_C)$$

Snitt 9: $y_c + 0.4cc - b_{kb} < y < y_c + 0.4cc - b_{kb}/2$

$$V_{3,9}(y) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.16b.lf3} - \xi_{6.16b} \cdot b_{fri} - q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.16b} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \dots \\ + R_{B.TOT.6.16b.lf3} - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.2.3} + R_{C.TOT.6.16b.lf3}$$

$$M_{3,9}(y) := -P_{kbr} \cdot y_9 - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} + y_A \right) \right] + R_{A.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_A) - \xi_{6.16b} \cdot b_{fri} \cdot \left[y - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{fri}}{2} \right) \right] \dots \\ + -q_{1.6.16b} \cdot b_{q.1.3} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - Q_{1.6.16b} \cdot \left[y - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y - \left(y_B - \frac{b_{q.\dot{A}.1.3}}{2} \right) \right] \dots \\ + R_{B.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_B) - q_{\dot{a}.6.16b} \cdot b_{q.\dot{A}.2.3} \cdot \left[y - \left(y_C + \frac{b_{q.\dot{A}.2.3}}{2} \right) \right] + R_{C.TOT.6.16b.lf3} \cdot (y - y_C)$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_1 := z \left(0m, 0.01m, \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$y_2 := z \left(\frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01m, y_A \right)$$

$$y_3 := z \left[y_A, y_A + 0.01m, y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2} \right]$$

$$y_4 := z \left[y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2}, y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2} + 0.01m, y_A + \frac{cc}{2} \right]$$

$$y_5 := z \left[y_A + \frac{cc}{2}, y_A + \frac{cc}{2} + 0.01m, y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2} \right]$$

$$y_6 := z \left[y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2}, y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2} + 0.01m, y_B \right]$$

$$y_7 := z(y_B, y_B + 0.01m, y_C)$$

$$y_8 := z(y_C, y_C + 0.01m, y_C + 0.4 \cdot cc - b_{kb})$$

$$y_9 := z \left(y_C + 0.4 \cdot cc - b_{kb}, y_C + 0.4 \cdot cc - b_{kb} + 0.01m, y_C + 0.4 \cdot cc - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

Lägger samman avstånden, tvärkrafter, och moment för lastfall 3

$$y_{lf3} := \text{stack}(y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7, y_8, y_9)$$

$$M_{\text{tot.lf3}}(y) := \text{stack}(M_{3.1}(y_1), M_{3.2}(y_2), M_{3.3}(y_3), M_{3.4}(y_4), M_{3.5}(y_5), M_{3.6}(y_6), M_{3.7}(y_7), M_{3.8}(y_8), M_{3.9}(y_9))$$

$$V_{\text{tot.lf3}}(y) := \text{stack}(V_{3.1}(y_1), V_{3.2}(y_2), V_{3.3}(y_3), V_{3.4}(y_4), V_{3.5}(y_5), V_{3.6}(y_6), V_{3.7}(y_7), V_{3.8}(y_8), V_{3.9}(y_9))$$

Maximalt moment och tvärkraft i fält och över stöd

$$M_{\text{fält.lf1}} := \max(M_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}})) = 6.662 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{fält.lf2}} := \max(M_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}})) = 6.662 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{fält.lf3}} := \max(M_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}})) = 6.662 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{stöd.lf1}} := \left| \min(M_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}})) \right| = 13.987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{stöd.lf2}} := \left| \min(M_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}})) \right| = 13.987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{stöd.lf3}} := \left| \min(M_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}})) \right| = 13.987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max.lf1}} := \max\left(\left| \min(V_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}})) \right|, \max(V_{\text{tot.lf1}}(y_{\text{lf1}}))\right) = 22.422 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{max.lf2}} := \max\left(\left| \min(V_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}})) \right|, \max(V_{\text{tot.lf2}}(y_{\text{lf2}}))\right) = 22.422 \cdot \text{kN}$$

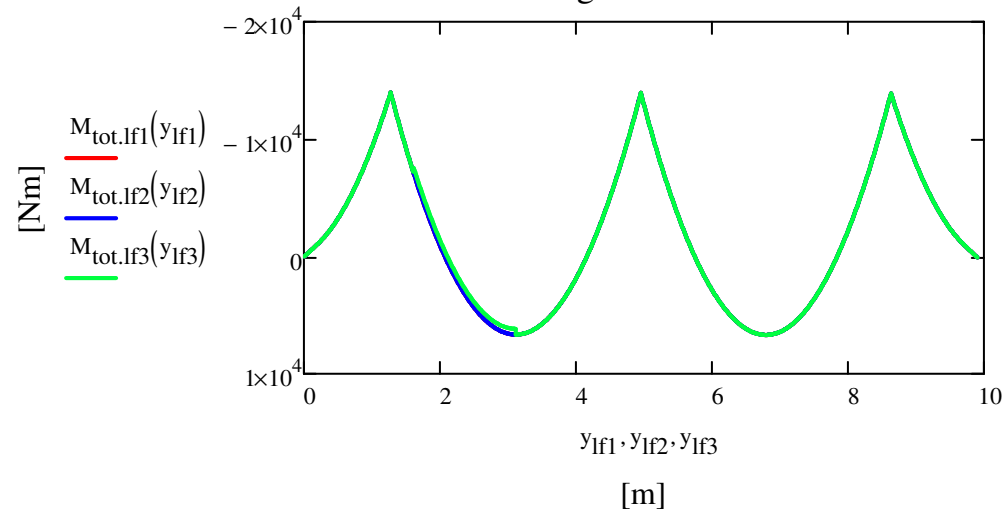
$$V_{\text{max.lf3}} := \max\left(\left| \min(V_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}})) \right|, \max(V_{\text{tot.lf3}}(y_{\text{lf3}}))\right) = 22.422 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{fält.max.lång}} := \max(M_{\text{fält.lf1}}, M_{\text{fält.lf2}}, M_{\text{fält.lf3}}) = 6.662 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

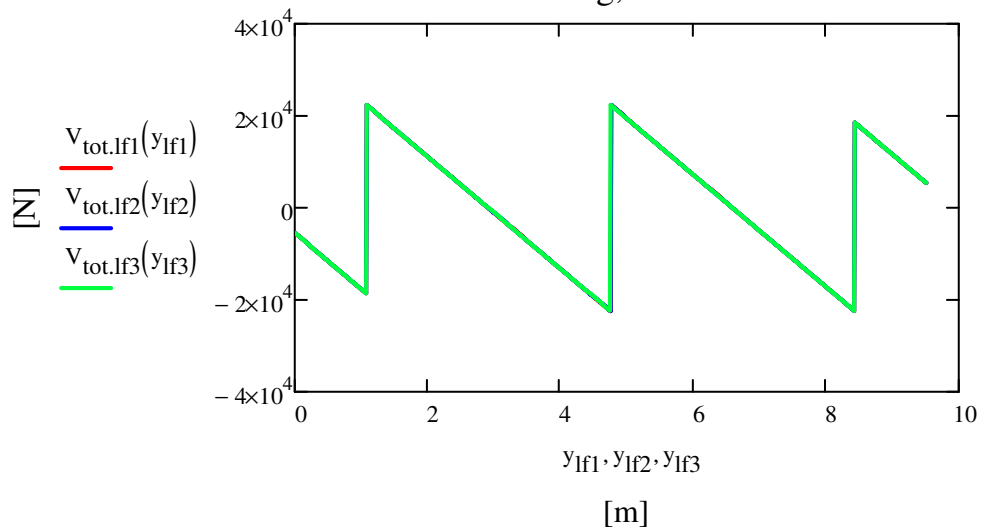
$$M_{\text{stöd.max.lång}} := \max(M_{\text{stöd.lf1}}, M_{\text{stöd.lf2}}, M_{\text{stöd.lf3}}) = 13.987 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max}} := \max(V_{\text{max.lf1}}, V_{\text{max.lf2}}, V_{\text{max.lf3}}) = 22.422 \cdot \text{kN}$$

Momentfördelning av lastfall 1-3 enl. 6.16b



Tvärkraftsfördelning, lastfall 1-3 enl. 6.16b



Bilaga 13 – Dimensionering av normalarmering

Dimensionering av normalarmering

I följande avsnitt kommer normalarmeringen beräknas för balkarna (längsled) och brobaneplattan (tvärlad) i brottgränstillstånd, stadium III.

Längsled

Medverkande flänsbredd

$$b_{\text{eff.mitt}} = 3.679 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff.ytter}} = 2.943 \text{ m}$$

Tvärsnittsdata

$$t_f := h_{\text{bana}} = 0.4 \text{ m}$$

$$h = 1.08 \text{ m}$$

Konstruktionshöjd

Överslagsdimensionering

$$d := h - k_{\text{avs}} = 1.024 \text{ m}$$

Effektiv höjd hos konstruktionen minus kantavståndet för den nedersta armeringen.

Den inre hävarmen uppskattas till:

$$z := 0.9 \cdot d = 0.922 \text{ m}$$

Förutsätter att tvärsnittet är normalarmerat och har ett segt verkningssätt.

Antar att armeringen flyter

$$\sigma_s = f_{yd}$$

Momentkapaciteten uppskattas till:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot 0.9 \cdot d$$

Erforderlig armeringsarea uppskattas

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z}$$

Antar att $M_{Rd} = M_{Ed}$ då det motsvarar det maximala värdet

$$M_{Ed.mitt} := 6.981 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.ytter} := 5.261 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s.mitt} := \frac{M_{Ed.mitt}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot z} = 1.935 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.ytter} := \frac{M_{Ed.ytter}}{f_{yd} \cdot 0.9 \cdot z} = 1.458 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Väljer att kontrollera armeringsdimensionen $\phi 25$

$$\phi_{25} := 0.025 \text{ m}$$

$$A_{si\phi 25} := \pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4} = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

Antal armeringstänger ges av att dividera den erforderliga armeringsarean med stängernas area:

$$n_{\phi 25.mitt} := \frac{A_{s.mitt}}{A_{si\phi 25}} = 39.417 \quad n_{\phi 25.ytter} := \frac{A_{s.ytter}}{A_{si\phi 25}} = 29.705$$

$$n_{\phi 25.dim} := \max(n_{\phi 25.mitt}, n_{\phi 25.ytter})$$

Fortsatt dimensionering baseras på det fall som kräver flest stänger, vilket är mittbalken för lastfall 1. Alla tre balkar får samma dimensioner. Ytterbalken har en mindre effektiv flänsbredd, b_{eff} , men samtidigt är lasterna på denna balk lägre. Denna balk (balk A i tidigare beräkningar) måste därför också kontrolleras så att dess kapacitet är större än det resulterande momentet av lastfall 2.

Bestämning av balkens livbredd

Tillägg för två stycken gjutningsluckor då fritt avstånd minst måste vara 100mm.

$$S_{\text{lucka}} := 25\text{mm}$$

Tilläggssavstånd för två gjutluckor mellan armeringsstängerna.

Utifrån mängden armeringsstänger i fält bestäms antalet stänger per lager:

$$n_{\text{sfält}} := n_{\phi 25.\text{dim}} = 39.417 \quad \text{st järn}$$

10 st järn per lager i 4 rader och ett lager med 4 stycken järn

$$n_{\text{järn}} := 10$$

$$b_w := (n_{\text{järn}} - 1) \cdot c_{\text{stänger}} + 2 \cdot k_{\text{avs}} + 2 \cdot S_{\text{lucka}} = 1.061 \text{ m}$$

$$A_{s1} := 10 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s2} := 10 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s3} := 10 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s4} := 10 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s5} := 4 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 1.963 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := 2 \cdot \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} = 981.748 \cdot \text{mm}^2$$

Beräkning av inre hävarmar

$$d_1 := h - k_{avs} = 1.024 \text{ m}$$

$$d_2 := h - (k_{avs} + cc_{stänger}) = 0.925 \text{ m}$$

$$d_3 := h - (k_{avs} + 2 \cdot cc_{stänger}) = 0.825 \text{ m}$$

$$d_4 := h - (k_{avs} + 3 \cdot cc_{stänger}) = 0.725 \text{ m}$$

$$d_5 := h - (k_{avs} + 4 \cdot cc_{stänger}) = 0.625 \text{ m}$$

$$d_1 := k_{avs} + \phi = 0.081 \text{ m}$$

Lägger till ϕ för att överkantsarmeringen inte skall krocka med överkantsarmeringen tvärlängd

Beräknar en medelhävarm för beräkning av tvärkraftsarmering

$$x_{TP} := \frac{10 \cdot k_{avs} + 10(k_{avs} + cc_{stänger}) + 10(k_{avs} + 2 \cdot cc_{stänger}) + 10(k_{avs} + 3 \cdot cc_{stänger}) + (k_{avs} + 4 \cdot cc_{stänger})}{44} = 0.197 \text{ m}$$

$$d_m := h - x_{TP} = 0.883 \text{ m}$$

Kontroll av armeringsmängder

Tvärsnittsarenan A_s hos dragarmering ska i balkar begränsas nedåt och uppåt

$$A_{smin} \leq A_{stot} \leq A_{smax}$$

Minimi- och maximivärdena är nationella parametrar.

$$A_{stot} := 44A_{s\phi 25} = 0.022 \text{ m}^2$$

Minimikrav

$$A_{smin} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

Dock inte mindre än $0,0013 \cdot b_t \cdot d$

b_t - medelbredd hos dragzon och kan i detta fall sättas till: $b_t = b_{eff}$

$$b_{t,mitt} := b_{eff,mitt} = 3.679 \text{ m}$$

$$b_{t,ytter} := b_{eff,ytter} = 2.943 \text{ m}$$

$$A_{smin,mitt} := 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,mitt} \cdot d = 9.408 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin,ytter} := 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{t,ytter} \cdot d = 7.526 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Krav A_{smin} ska vara större än $0,0013 \cdot b_t \cdot d$

$$0,0013 \cdot b_{t,mitt} \cdot d = 4.9 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$0,0013 \cdot b_{t,ytter} \cdot d = 3.92 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin,mitt} > 0,0013 \cdot b_{t,mitt} \cdot d = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{smin,ytter} > 0,0013 \cdot b_{t,ytter} \cdot d = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{stot} > A_{smin,mitt} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{stot} > A_{smin,ytter} = 1 \quad \text{OK!}$$

Maximikrav

$$A_{smax} = 0,04 \cdot A_c$$

Där A_c är tvärsnittets bruttoarea

$$A_{c,mitt} := b_w \cdot h_w + t_f \cdot b_{eff,mitt} = 2.193 \text{ m}^2$$

$$A_{c,ytter} := b_w \cdot h_w + t_f \cdot b_{eff,ytter} = 1.899 \text{ m}^2$$

$$A_{smax,mitt} := 0,04 \cdot A_{c,mitt} = 0.088 \text{ m}^2$$

$$A_{smax,ytter} := 0,04 \cdot A_{c,ytter} = 0.076 \text{ m}^2$$

$$A_{smax,mitt} > A_{stot} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{smax,ytter} > A_{stot} = 1 \quad \text{OK!}$$

Armeringen uppfyller kraven för mini- och maximiarmeringen både för ytterbalk och mittbalk.

Noggrann analys av dubbelarmerat rektangulärt tvärsnitt

Tvärsnittsanalys

Antaganden:

- Dragarmeringen flyter
- Tryckzonen får plats i flänsen, det vill säga $x < \text{flänstjockleken}$.

Rektangulär tryckzon! Kan använda tryckblocksfaktorer α , β .

Horisontell jämvikt:

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = A_{s1} \cdot \sigma_s + A_{s2} \cdot \sigma_s + A_{s3} \cdot \sigma_s + A_{s4} \cdot \sigma_s - A_s \cdot \sigma_s$$

Antar att armeringen flyter, $\sigma_s = \sigma'_s = f_{yd}$

$$F_{s1} := A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$F_{s3} := A_{s3} \cdot f_{yd}$$

$$F_{s5} := A_{s5} \cdot f_{yd}$$

$$F_{s2} := A_{s2} \cdot f_{yd}$$

$$F_{s4} := A_{s4} \cdot f_{yd}$$

$$F_s := A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_c = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} - F_s \quad x = \frac{(F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} - F_s)}{(\alpha \cdot f_{cd} \cdot b)}$$

Mittbalk

$$x_{\text{mitt}} := \frac{(F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} - F_s)}{(\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff.mitt}})} = 0.069 \text{ m}$$

Ytterbalk

$$x_{\text{ytter}} := \frac{(F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} - F_s)}{(\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff.ytter}})} = 0.086 \text{ m}$$

Kontroll

$$x_{\text{mitt}} > d_r - \frac{\phi}{2} = 1$$

$$x_{\text{mitt}} < t_f = 1$$

$$x_{\text{ytter}} > d_r - \frac{\phi}{2} = 1$$

$$x_{\text{ytter}} < t_f = 1$$

OK! Överkantsarmeringen ligger i tryckzonen.

OK! Tryckzonen får plats i flänsen.

Kontroll av att stålet flyter

$$\epsilon_{s.mitt1} := \frac{(d_1 - x_{mitt})}{x_{mitt}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.036$$

$$\epsilon_{s.mitt1} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt2} := \frac{(d_2 - x_{mitt})}{x_{mitt}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.032$$

$$\epsilon_{s.mitt2} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt3} := \frac{(d_3 - x_{mitt})}{x_{mitt}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.028$$

$$\epsilon_{s.mitt3} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt4} := \frac{(d_4 - x_{mitt})}{x_{mitt}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.025$$

$$\epsilon_{s.mitt4} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt5} := \frac{(d_5 - x_{mitt})}{x_{mitt}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.021$$

$$\epsilon_{s.mitt5} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon'_{s.mitt} := \frac{(x_{mitt} - d_1)}{x_{mitt}} \cdot \epsilon_{cu2} = -4.332 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon'_{s.mitt} > \epsilon_{syd} = 0$$

$$\epsilon_{s.ytter1} := \frac{(d_1 - x_{ytter})}{x_{ytter}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.028$$

$$\epsilon_{s.ytter1} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter2} := \frac{(d_2 - x_{ytter})}{x_{ytter}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.025$$

$$\epsilon_{s.ytter2} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter3} := \frac{(d_3 - x_{ytter})}{x_{ytter}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.022$$

$$\epsilon_{s.ytter3} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter4} := \frac{(d_4 - x_{ytter})}{x_{ytter}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.019$$

$$\epsilon_{s.ytter4} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter5} := \frac{(d_5 - x_{ytter})}{x_{ytter}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.016$$

$$\epsilon_{s.ytter5} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon'_{s.ytter} := \frac{(x_{ytter} - d_1)}{x_{ytter}} \cdot \epsilon_{cu2} = 1.736 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon'_{s.ytter} > \epsilon_{syd} = 0$$

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter INTE

Överkantsarmeringen flyter inte, måste räkna om och utnyttja samband!

$$E \cdot \varepsilon'_s = E \cdot \frac{(x - d_1)}{x} \cdot \varepsilon_{cu2}$$

$$x_4 := 0.01 \text{ m} \quad \text{Antar ett } x\text{-värde}$$

$$f_{\text{mitt}}(x_4) := \text{root} \left[F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} - A'_s \cdot E_s \cdot \frac{(x_4 - d_1)}{x_4} \cdot \varepsilon_{cu2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff.mitt}} \cdot x_4, x_4 \right]$$

$$f_{\text{ytter}}(x_4) := \text{root} \left[F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} - A'_s \cdot E_s \cdot \frac{(x_4 - d_1)}{x_4} \cdot \varepsilon_{cu2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff.ytter}} \cdot x_4, x_4 \right]$$

Tryckzonens nya höjd

$$x_{\text{mitt.ny}} := f_{\text{mitt}}(x_4) = 0.08 \text{ m}$$

$$x_{\text{ytter.ny}} := f_{\text{ytter}}(x_4) = 0.099 \text{ m}$$

$$F'_{s,\text{mitt}} := A'_s \cdot E_s \cdot \frac{(x_{\text{mitt.ny}} - d_1)}{x_{\text{mitt.ny}}} \cdot \varepsilon_{cu2} = -3.643 \cdot \text{kN}$$

$$F'_{s,\text{ytter}} := A'_s \cdot E_s \cdot \frac{(x_{\text{ytter.ny}} - d_1)}{x_{\text{ytter.ny}}} \cdot \varepsilon_{cu2} = 94.857 \cdot \text{kN}$$

$$x_{\text{mitt.ny}} > d_1 - \frac{\phi}{2} = 1$$

$$x_{\text{ytter.ny}} > d_1 - \frac{\phi}{2} = 1$$

$$x_{\text{mitt.ny}} < t_f = 1$$

$$x_{\text{ytter.ny}} < t_f = 1$$

Kontroll av att armeringen flyter

$$\epsilon_{s.mitt1.ny} := \frac{(d_1 - x_{mitt.ny})}{x_{mitt.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.031$$

$$\epsilon_{s.mitt1.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt2.ny} := \frac{(d_2 - x_{mitt.ny})}{x_{mitt.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.027$$

$$\epsilon_{s.mitt2.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt3.ny} := \frac{(d_3 - x_{mitt.ny})}{x_{mitt.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.024$$

$$\epsilon_{s.mitt3.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt4.ny} := \frac{(d_4 - x_{mitt.ny})}{x_{mitt.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.021$$

$$\epsilon_{s.mitt4.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.mitt5.ny} := \frac{(d_5 - x_{mitt.ny})}{x_{mitt.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.018$$

$$\epsilon_{s.mitt5.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter1.ny} := \frac{(d_1 - x_{ytter.ny})}{x_{ytter.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.024$$

$$\epsilon_{s.ytter1.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter2.ny} := \frac{(d_2 - x_{ytter.ny})}{x_{ytter.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.022$$

$$\epsilon_{s.ytter2.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter3.ny} := \frac{(d_3 - x_{ytter.ny})}{x_{ytter.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.019$$

$$\epsilon_{s.ytter3.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter4.ny} := \frac{(d_4 - x_{ytter.ny})}{x_{ytter.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.016$$

$$\epsilon_{s.ytter4.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

$$\epsilon_{s.ytter5.ny} := \frac{(d_5 - x_{ytter.ny})}{x_{ytter.ny}} \cdot \epsilon_{cu2} = 0.014$$

$$\epsilon_{s.ytter5.ny} > \epsilon_{syd} = 1$$

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Armeringen flyter

Momentjämvikt moturs kring F_{s1} ger momentkapaciteten

$$M_{Rd} = F_{s1}(d_1 - d_1) - F_{s2}(d_1 - d_2) - F_{s3}(d_1 - d_3) - F_{s4}(d_1 - d_4) - F_{s5}(d_1 - d_5) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x(d_1 - \beta x)$$

$$M_{Rd,mitt} := F_{s,mitt}(d_1 - d_1) - F_{s2}(d_1 - d_2) - F_{s3}(d_1 - d_3) - F_{s4}(d_1 - d_4) \dots = 7.732 \cdot \text{MN} \cdot \text{m} \\ + -F_{s5}(d_1 - d_5) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff},mitt} \cdot x_{\text{mitt},ny}(d_1 - \beta \cdot x_{\text{mitt},ny})$$

$$M_{Rd,ytter} := F_{s,ytter}(d_1 - d_1) - F_{s2}(d_1 - d_2) - F_{s3}(d_1 - d_3) - F_{s4}(d_1 - d_4) \dots = 7.665 \cdot \text{MN} \cdot \text{m} \\ + -F_{s5}(d_1 - d_5) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff},ytter} \cdot x_{\text{ytter},ny}(d_1 - \beta \cdot x_{\text{ytter},ny})$$

Kontroll av momentkapacitet

$$M_{Ed,mitt} = 6.981 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,ytter} = 5.261 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,mitt} > M_{Ed,mitt} = 1 \quad \text{Ok!}$$

$$M_{Rd,ytter} > M_{Ed,ytter} = 1 \quad \text{Ok!}$$

Kontroll av seghet

$$0.45 \cdot d_5 > x_{\text{mitt},ny} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$0.45 \cdot d_5 > x_{\text{ytter},ny} = 1 \quad \text{OK!}$$

Det räcker att kontrollera övre armeringslagret (d_5) eftersom d-avståndet kommer att vara större för övriga armeringslager

Tvärled

$$h_{\text{platta}} := 0.4\text{m}$$

Den totala konstruktionshöjden

$$d_{\text{platta}} := h_{\text{platta}} - k_{\text{avs}} = 0.345\text{m}$$

Effektivhöjd hos konstruktionen minus kantavståndet för den nedersta armeringen

Överslagsdimensionering

Den inre hävarmen uppskattas

$$z_{\text{platta}} := 0.9 \cdot d_{\text{platta}} = 0.31\text{m}$$

Förutsätter att tvärsnittet är normalarmerat och har ett segt verknings sätt.

$$M_{\text{Rd}} = f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s}} \cdot 0.9 \cdot d$$

Momentkapaciteten uppskattas

$$A_{\text{s}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{yd}} \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{yd}} \cdot z_{\text{platta}}}$$

Erforderlig armeringsarea uppskattas

Antar att $M_{\text{Rd}} = M_{\text{Ed}}$ då det motsvarar det maximala värdet

$$M_{\text{Ed.fält.tvär}} := 629.674\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{Ed.stöd.tvär}} := 505.124\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{\text{sfält}} := \frac{M_{\text{Ed.fält.tvär}}}{f_{\text{yd}} \cdot 0.9 \cdot z_{\text{platta}}} = 5.19 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{sstöd}} := \frac{M_{\text{Ed.stöd.tvär}}}{f_{\text{yd}} \cdot 0.9 \cdot z_{\text{platta}}} = 4.163 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\phi_{25} := 0.025\text{m}$$

Väljer att kontrollera armeringsdimensionen $\phi 25$

$$A_{\text{si}\phi 25} := \pi \cdot \frac{\phi_{25}^2}{4} = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

Antal armeringstänger i fält ges av att dividera den erforderliga armeringsarean med stängernas area:

$$n_{\phi 25 \text{ stöd}} := \frac{A_{s \text{ stöd}}}{A_{s i \phi 25}} = 8.482 \text{ st}$$

$$n_{\phi 25 \text{ fält}} := \frac{A_{s \text{ fält}}}{A_{s i \phi 25}} = 10.573 \text{ st}$$

Väljer att använda 10 $\phi 25$ -järn över stöd.

Väljer att använda 12 $\phi 25$ -järn över fält.

Undersöker hur många lager armering som krävs per längdmeter

Utifrån mängden armeringsstänger i fält bestäms antalet stänger per lager:

$$n_{\text{fält}} := 12$$

$$n_{\text{stöd}} := 10$$

$$n_{\text{fält.lager}} := 10$$

$$n_{\text{stöd.lager}} := 10$$

Avstånd mellan stänger som krävs vid jämt fördelade stänger i fält respektive stöd

$$cc_{\text{stänger.fält}} := \frac{b_{\text{platta}}}{n_{\text{fält.lager}}} = 0.1 \text{ m}$$

$$cc_{\text{stänger.stöd}} := \frac{b_{\text{platta}}}{n_{\text{stöd.lager}}} = 0.1 \text{ m}$$

$$cc_{\text{stänger.fält}} \geq cc_{\text{stänger}} = 1$$

$$cc_{\text{stänger.stöd}} \geq cc_{\text{stänger}} = 1$$

Det kommer läggas in två lager med 10 stycken respektive 2 armeringsstänger per längdmeter i både stöd och fält

$$A_{s \text{ fält.tot}} := n_{\text{fält}} \cdot A_{s i \phi 25} = 5.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{ stöd.tot}} := n_{\text{stöd}} \cdot A_{s i \phi 25} = 5.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{ fält1}} := 10 \cdot A_{s i \phi 25} = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{ fält2}} := 2 \cdot A_{s i \phi 25} = 981.748 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{stöd}} := 10 \cdot A_{\text{si}\phi 25} = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A'_s := 2 \cdot A_{\text{si}\phi 25} = 981.748 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{\text{stöd}} := h_{\text{platta}} - k_{\text{avs}} = 0.345 \text{ m}$$

$$d_{1\text{fält}} := h_{\text{platta}} - k_{\text{avs}} = 0.345 \text{ m}$$

$$d_{2\text{fält}} := h_{\text{platta}} - (k_{\text{avs}} + c_{\text{cstänger}}) = 0.244 \text{ m}$$

$$d'_{\text{stöd}} := k_{\text{avs}} = 0.056 \text{ m}$$

$$d'_{\text{fält}} := k_{\text{avs}} = 0.056 \text{ m}$$

Kontroll av armeringsmängder

Tvårsnittarenan A_s hos drag- och tryckarmering i plattan begränsas nedåt och uppåt

$$A_{smin} \leq A_{stot} \leq A_{smax}$$

Minimikrav

$$A_{smin} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{platta} \cdot d_{platta} \quad \text{Dock inte mindre än } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

b_{platta} - Medelbredd hos dragzon

$$A_{smin} := 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{platta} \cdot d_{platta} = 859,872 \cdot \text{mm}^2$$

Krav A_{smin} ska vara större än $0,0013 \cdot b_t \cdot d$

$$0,0013 \cdot b_{platta} \cdot d_{platta} = 447,85 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin} > 0,0013 \cdot b_{platta} \cdot d_{platta} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{s.fält.tot} > A_{smin} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{s.stöd.tot} > A_{smin} = 1 \quad \text{OK!}$$

Maximikrav

$$A_{smax} = 0,04 \cdot A_c$$

$$A_c := b_{platta} \cdot h_{platta} = 0,4 \text{ m}^2 \quad \text{Där } A_c \text{ är tvärsnittets bruttoarea}$$

$$A_{smax} := 0,04 \cdot A_c = 0,016 \text{ m}^2$$

$$A_{smax} > A_{s.stöd.tot} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$A_{smax} > A_{s.fält.tot} = 1 \quad \text{OK!}$$

Armeringen uppfyller kraven för mini- och maximiarmeringen.

Noggrann analys av dubbelarmerat rektangulärt tvärsnitt

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = A_{s1} \cdot \sigma_s + (A_{s2} \cdot \sigma_s) - A'_s \cdot \sigma_s$$

Horisontell jämvikt

Antar att armeringen flyter, $\sigma_s = \sigma'_s = f_{yd}$

$$F_{s,\text{fält1}} := A_{s,\text{fält1}} \cdot f_{yd} = 2.134 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s,\text{fält2}} := A_{s,\text{fält2}} \cdot f_{yd} = 426.847 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s,\text{stöd}} := A_{s,\text{stöd}} \cdot f_{yd} = 2.134 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F'_s := A'_s \cdot f_{yd} = 426.847 \cdot \text{kN}$$

$$F_c = F_{s1} + F_{s2} - F'_s$$

$$x = \frac{F_{s1} + F_{s2} - F'_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

Fältsnitt

Beräkning av tryckzonen

$$F_c = F_{s,\text{fält1}} + F_{s,\text{fält2}} - F'_s$$

Horisontell jämvikt

$$x_{\text{tryck.fält}} := \frac{F_{s,\text{fält1}} + F_{s,\text{fält2}} - F'_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{platta}}} = 0.067 \text{ m}$$

Tryckzonens höjd

Kontroll av antagade att armeringen flyter

$$\epsilon_{s,\text{fält1}} := \left(\frac{d_{1\text{fält}} - x_{\text{tryck.fält}}}{x_{\text{tryck.fält}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 0.011$$

$$\epsilon_{s,\text{fält1}} > \epsilon_{syd} = 1$$

Armeringen flyter

$$\epsilon_{s,\text{fält2}} := \left(\frac{d_{2\text{fält}} - x_{\text{tryck.fält}}}{x_{\text{tryck.fält}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 6.916 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,\text{fält2}} > \epsilon_{syd} = 1$$

Armeringen flyter

$$\epsilon'_{s,\text{fält}} := \left(\frac{x_{\text{tryck.fält}} - d'_{\text{fält}}}{x_{\text{tryck.fält}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 4.4 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon'_{s,\text{fält}} > \epsilon_{syd} = 0$$

Armeringen flyter inte

Då armeringen inte flyter tas en ny tryckzonshöjd fram och kontrollerar på nytt

$$\sigma'_{s.ny.fält(x)} = E_s \cdot \epsilon'_{s.fält.ny} = E_s \cdot \left(\frac{x - d'}{x} \right) \cdot \epsilon_{cu2}$$

Beräkning av tryckzonen

$$x_1 := 0.05m \quad \text{Antar ett } x$$

$$f(x_1) := \text{root} \left[F_{s.fält1} + F_{s.fält2} - A'_s \cdot \left[E_s \cdot \left(\frac{x_1 - d'_{fält}}{x_1} \right) \cdot \epsilon_{cu2} \right] - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{platta} \cdot x_1 \cdot x_1 \right]$$

Tryckzonens nya höjd

$$x_{tryck.fält.ny} := f(x_1) = 0.076m$$

$$F'_{s.fält.ny} := A'_s \cdot \left[E_s \cdot \left(\frac{x_{tryck.fält.ny} - d'_{fält}}{x_{tryck.fält.ny}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} \right] = 0.137 \cdot MN$$

Kontroll av antagade att armeringen flyter

$$\epsilon_{s.fält1.ny} := \left(\frac{d_{1fält} - x_{tryck.fält.ny}}{x_{tryck.fält.ny}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 9.205 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s.fält1.ny} > \epsilon_{syd} = 1 \quad \text{Armeringen flyter}$$

$$\epsilon_{s.fält2.ny} := \left(\frac{d_{2fält} - x_{tryck.fält.ny}}{x_{tryck.fält.ny}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 5.778 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s.fält2.ny} > \epsilon_{syd} = 1 \quad \text{Armeringen flyter}$$

Momentjämvikt runt $F_{s.fält1}$ medurs

$$M_{Rd.fält} := \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{platta} \cdot x_{tryck.fält.ny} \cdot \left[d_{1fält} - (x_{tryck.fält.ny} \cdot \beta) \right] \dots = 766.706 \cdot kN \cdot m \\ + F'_{s.fält.ny} \cdot (d_{1fält} - d'_{fält}) - F_{s.fält2} \cdot (d_{1fält} - d_{2fält})$$

$$M_{Rd.fält} > M_{Ed.fält.tvär} = 1 \quad \text{OK!}$$

Kontroll av seghet

$$0.45 \cdot d_{1fält} > x_{tryck.fält.ny} = 1 \quad \text{OK!}$$

$$0.45 \cdot d_{2fält} > x_{tryck.fält.ny} = 1 \quad \text{OK!}$$

Stödsnitt

Beräkning av tryckzonen

$$F_c = F_{s,\text{stöd}} - F'_s \quad \text{Horisontell jämvikt}$$

$$x_{\text{tryck.stöd}} := \frac{F_{s,\text{stöd}} - F'_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{platta}}} = 0.053 \text{ m} \quad \text{Tryckzonens höjd}$$

Kontroll av antagade att armeringen flyter

$$\epsilon_{s,\text{stöd}} := \left(\frac{d_{\text{stöd}} - x_{\text{tryck.stöd}}}{x_{\text{tryck.stöd}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 0.014$$

$$\epsilon_{s,\text{stöd}} > \epsilon_{syd} = 1 \quad \text{Armeringen flyter}$$

$$\epsilon'_{s,\text{stöd}} := \left(\frac{x_{\text{tryck.stöd}} - d'_{\text{stöd}}}{x_{\text{tryck.stöd}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = -9.998 \times 10^{-5}$$

F'_s är felriktad, måste beräkna nytt x

$$F_c = F_{s,\text{stöd}} + F'_s \quad \text{Horisontell jämvikt}$$

$$x_{\text{tryck.stöd.ny}} := \frac{F_{s,\text{stöd}} + F'_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{platta}}} = 0.08 \text{ m} \quad \text{Tryckzonens höjd}$$

Kontroll av antagade att armeringen flyter

$$\epsilon_{s,\text{stöd.ny}} := \left(\frac{d_{\text{stöd}} - x_{\text{tryck.stöd.ny}}}{x_{\text{tryck.stöd.ny}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 8.573 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,\text{stöd.ny}} > \epsilon_{syd} = 1 \quad \text{Armeringen flyter}$$

$$\epsilon'_{s,\text{stöd.ny}} := \left(\frac{x_{\text{tryck.stöd.ny}} - d'_{\text{stöd}}}{x_{\text{tryck.stöd.ny}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 8 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon'_{s,\text{stöd.ny}} > \epsilon_{syd} = 0 \quad \text{Armeringen flyter inte}$$

Då armeringen inte flyter tas en ny tryckzonshöjd fram och kontrolleras på nytt

$$\sigma'_{s,\text{ny.stöd}}(x) = E_s \cdot \epsilon'_{s,\text{stöd.ny}} = E_s \cdot \left(\frac{x - d'_{\text{stöd}}}{x} \right) \cdot \epsilon_{cu2}$$

Beräkning av tryckzonen

$$x_2 := 0.05\text{m}$$

Antar ett x

$$r(x_2) := \text{root} \left[F_{s,\text{stöd}} + A'_s \cdot \left[E_s \cdot \left(\frac{x_2 - d'_{\text{stöd}}}{x_2} \right) \cdot \epsilon_{cu2} \right] - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{platta}} \cdot x_2 \cdot x_2 \right]$$

$$x_{\text{tryck.stöd.ny2}} := r(x_2) = 0.07\text{ m}$$

Tryckzonens nya höjd

$$F'_{s,\text{stöd.ny}} := A'_s \cdot \left[E_s \cdot \left(\frac{x_{\text{tryck.stöd.ny2}} - d'_{\text{stöd}}}{x_{\text{tryck.stöd.ny2}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} \right] = 0.107 \cdot \text{MN}$$

Kontroll av antagade att armeringen flyter

$$\epsilon_{s,\text{stöd.ny2}} := \left(\frac{d_{\text{stöd}} - x_{\text{tryck.stöd.ny2}}}{x_{\text{tryck.stöd.ny2}}} \right) \cdot \epsilon_{cu2} = 8.898 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,\text{stöd.ny2}} > \epsilon_{\text{syd}} = 1$$

Armeringen flyter

Momentjämvikt runt $F_{s,\text{stöd1}}$ medurs

$$M_{Rd,\text{stöd}} := \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{platta}} \cdot x_{\text{tryck.stöd.ny2}} \cdot (d_{\text{stöd}} - x_{\text{tryck.stöd.ny2}} \cdot \beta) \dots = 685.361 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + -F'_{s,\text{stöd.ny}} \cdot (d_{\text{stöd}} - d'_{\text{stöd}})$$

$$M_{Rd,\text{stöd}} > M_{Ed,\text{stöd.tvär}} = 1$$

OK!

Kontroll av segghet

$$0.45 \cdot d_{\text{stöd}} > x_{\text{tryck.stöd.ny}} = 1$$

OK!

Bilaga 14 – Dimensionering av tvärkraftsarmering

Dimensionering av tvärkraftsarmering

I följande avsnitt kommer balken (längsled) och brobaneplattan (tvärled) kontrolleras om det finns något behov av tvärkraftsarmering och dimensionera för det.

Längsled

Indata

Mått och dimensionerande krafter (se beteckningar för förklaring av variabler)

$$b_w := 1.061\text{m}$$

$$d_m := 0.883\text{m}$$

$$cc_{\text{balk}} := 3.679\text{m}$$

$$L_{\text{spann}} := 15\text{m}$$

$$L_Q := 2 \cdot d_m = 1.766\text{ m}$$

$$Q_{\text{b.mitt}} := 1.057 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$q_{\text{b.mitt}} := 107.232 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_1 := \frac{q_{\text{b.mitt}} \cdot L_{\text{spann}}}{2} + Q_{\text{b.mitt}} - \frac{Q_{\text{b.mitt}} \cdot L_Q}{L_{\text{spann}}} = 1.737 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_2 := \frac{q_{\text{b.mitt}} \cdot L_{\text{spann}}}{2} + \frac{Q_{\text{b.mitt}} \cdot L_Q}{L_{\text{spann}}} = 928.684 \cdot \text{kN}$$

Armering och byglar

$A_{stot} := 0.022 \text{ m}^2$	Tvårsnittsarean av den längsgående dragna armeringen
$A_{sl} := A_{stot} = 0.022 \text{ m}^2$	Tvårsnittsarea av fullt förankrad huvudarmering i dragzon
$A_{swi} := 5.027 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$	Tvårsnittsarea hos en tvärarmeringsenhet
$A_{sw} := 2 \cdot A_{swi} = 1.005 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	Total tvårsnittsarea för en bygel $\phi 8$
$\theta := 35$	Trycksträvans lutning
$f_{ywd} := 435 \text{ MPa}$	Dimensioneringsvärde för tvärkraftsarmeringens sträckgräns
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristiskt värde för armeringens sträckgräns

Betong

$f_{ck} := 80 \text{ MPa}$	Karaktäristiskt värde för betongens cylindertryckhållfasthet
$f_{cd} := 53.333 \text{ MPa}$	Dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet
$\gamma_c := 1.5$	Partialkoefficient för betong normalt fall

Livtrycksbrott

Livtrycksbrott i stöden

Kontroll och dimensionering utförs för maxtvärkraften V_{Ed} över ett stöd- kommer utformas på samma sätt.

$$V_{Ed} := 1.739 \text{ MN}$$

Villkor som ska vara uppfyllt med hänsyn till risken för livtrycksbrott:

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_m$$
$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.408 \quad \text{Nationell parameter, rekommenderat uttryck}$$
$$0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_m = 10.193 \cdot \text{MN}$$
$$V_{Ed} < 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_m = 1 \quad \text{OK!}$$

Lasteffekten reduceras, $V_{Ed,red}$

$$V_{Ed}(x_1) = V_{Ed}(x_l) - \frac{(2 \cdot d_m - x_1)^2}{4 \cdot d_m} \cdot q_{b.mitt}$$

$$x_1 = \frac{l_s}{2} + 0.9 \cdot d_m$$

$$l_s := 0.4m$$

Antaget mått på upplagsbredden

$$x_1 := \frac{l_s}{2} + 0.9 \cdot d_m = 0.995m$$

$$V_{Edred} := V_{Ed} - \frac{(2 \cdot d_m - x_1)^2}{4 \cdot d_m} \cdot q_{b.mitt} = 1.721 \cdot MN$$

Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapacitet V_{Rdc} vid skjuvglidbrott, "betongbidraget"

$$V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d_m \quad \text{dock minst } \nu_{min} \cdot b_w \cdot d_m$$

$$C_{Rdc} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12 \quad (\text{nationell parameter, rekommenderat värde})$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{(200mm)}{d_m}} < 2.0 = 1 \quad \text{OK!}$$

$$\rho_l := \begin{cases} 0.02 & \text{if } \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_m} > 0.02 \\ \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_m} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.02$$

Definerar nya beräkningsvärden som användas vid beräkning av V_{Rdc} , då ekvationen kräver specifika enheter.

$$f_{ckny} := 80$$

$$b_{wny} := 1054$$

$$d_{mny} := 617$$

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ckny}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \cdot b_{wny} \cdot d_{mny} = 4.237 \times 10^5$$

$$\nu_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(f_{ckny} \frac{1}{2} \right) = 0.313$$

$$\nu_{\min} \cdot b_{wny} \cdot d_{mny} = 2.036 \times 10^5$$

$$V_{Rdc} > \nu_{\min} \cdot b_{wny} \cdot d_{mny} = 1 \quad \text{OK!}$$

Kontroll om tvärkraftsarmering behövs i längdled

$$V_{Rdc.ny} := 6.459 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$V_{Edred} = 1.721 \cdot \text{MN}$$

$$V_{Edred} > V_{Rdc.ny} = 1 \quad \text{Detta innebär att det behövs tvärkraftsarmering i längdled.}$$

Kontroll av maximalt tillåtna tvärkraft för livtryckbrott för konstruktioner med tvärkraftsarmering: (har beräknats av Anna i dokumentet Tvärkraft och moment)

$$V_{Rdmax} := 2.637 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax} > V_{Ed} = 1 \quad \text{OK !}$$

Kontroll av kritiskt snitt intill upplag:

$$x_{\text{stöd}} := \frac{l_s}{2} + \cot(\theta) \cdot 0.9 \cdot d_m = 1.877 \text{ m}$$

Detta ger ett nytt värde på $V_{Edred}(x_{\text{stöd}})$ enligt:

$$V_{Edred.ny} := V_{Ed} - \frac{(2 \cdot d_m - x_{\text{stöd}})^2}{4 \cdot d_m} \cdot q_{b.mitt} = 1.739 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Dimensionering av tvärkraftsarmering, längsled

Nu har lasteffekten reducerats inom området 2d intill upplaget på grund av gynnsam inverkan av bågverkan.

Väljer vertikala byglar: $\alpha_{\text{byglar}} := 90^\circ$

Tvärkraftskapaciteten genom byglar beräknas enligt:

$$V_{Rds} = \frac{(z \cdot \cot(\theta))}{s} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad \implies \quad \frac{A_{sw}}{s}(x) = \frac{V_{Rds}}{(z \cdot \cot(\theta)) \cdot f_{ywd}}$$

$$z := 0.9 \cdot d_m = 0.795 \text{ m}$$

$$V_{Rds} := V_{\text{Edred.ny}} = 1.739 \times 10^6 \text{ N} \quad V_{\text{Edred.ny}} \text{ är dimensionerande}$$

$$P = \frac{A_{sw}}{s}(x)$$

$$P := \frac{V_{\text{Edred.ny}}}{z \cdot \cot(\theta) \cdot f_{ywd}} = 2.383 \times 10^3 \cdot \frac{(\text{mm}^2)}{\text{m}}$$

Tabell B6.34 (Konstruktionsteknik) ger centrumavstånd mellan byglarna utefter konstruktionens längdaxel, s_{arm}

$$\phi 8 \implies s_{\text{arm}} := 65 \text{ mm}$$

Kontroll av minsta armeringsmängd $\rho_{w,\text{min}}$

$$f_{ykny} := 500$$

$$\rho_{w,\text{min}} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ckny}}}{f_{ykny}} = 1.431 \times 10^{-3}$$

Tvårsarmeringsinnehåll definieras enligt

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s_{\text{arm}} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha_{\text{byglar}})} = 1.458 \times 10^{-3}$$

Två tvärsnittareor hos en bygel

$$\rho_w > \rho_{w,\text{min}} = 1$$

OK !

Kontroll av krav på maximalt centrumavstånd i konstruktionens längsled

$$s_{l.max} := 0.75 \cdot d_m \cdot (1 + \cot(\alpha_{byglar})) = 662.25 \cdot \text{mm} \quad (\text{nationell parameter, rekommenderat värde})$$

$$s_{l.max} > s_{arm} = 1 \quad \text{OK !}$$

Resultande tvärkraftskapacitet genom byglarna:

$$V_{Rd.s.ny} := \frac{(z \cdot \cot(\theta))}{s_{arm}} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} = 1.129 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Indelning av konstruktionen längsgående i lämpliga delområden beroende på armeringsintensitet.

Tvårarmeringsinnehåll:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_{arm} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha_{byglar})} \geq \rho_{w.min} \quad \Rightarrow \quad s_{arm} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha_{byglar})}$$

Tvårkraftsarmering i bronns mittområde:

$$\rho_{w.min} = 1.431 \times 10^{-3}$$

$$s_{arm.mitt} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha_{byglar})} = 0.066 \text{ m}$$

Minsta tvårarmeringsinnehåll blir dimensionerande då det räcker för att uppfylla kraven.

Avståndet mellan byglarna i mittendelen av konstruktionen kommer att vara 74 mm

Tvårkraftsarmering över stöden:

$$s_{l.max} = 0.662 \text{ m}$$

$$V_{Rd.s.min} := \frac{(z \cdot \cot(\theta))}{s_{l.max}} \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} = 110.765 \cdot \text{kN}$$

Maximalt centrumavstånd blir dimensionerande i detta fall då det bidrar till minst materialåtgång.

Tvärkraften $V_{Rd.s.min} = 222.063$ kN motsvarar det x -läge i längsled från upplagskanten där armeringsintensiteten ändras. Det aktuella x -värdet beräknas med hjälp av följande ekvationer:

Snitt 1, $0 < x < L_Q$

$$V_{mitt.1}(x) := R_1 - q_{b.mitt} \cdot x \qquad x_1 := \frac{(R_1 - V_{Rd.s.min})}{q_{b.mitt}} = 15.164 \text{ m}$$

Snitt 2, $L_Q < x < L$

$$V_{mitt.2}(x) := R_1 - Q_{b.mitt} - q_{b.mitt} \cdot x \qquad x_2 := \frac{(R_1 - Q_{b.mitt} - V_{Rd.s.min})}{q_{b.mitt}} = 5.307 \text{ m}$$

14,136 m är inte ett rimligt svar och ligger utanför snittområdet, därför dimensioneras armeringen utifrån snitt 2 och motsvarande x - värde.

Vid skjuvsprickor med en lutning θ , bör dessa beaktas vid indelning av områden. Snittet kan förskjutas avståndet $z \cdot \cot(\theta)$.

Förskjutning av områdesgräns - de x -värden längs med balken där avståndet mellan byglarna ändras.

$$x_{fö1} := x_2 - \cot(\theta) \cdot z = 3.629 \text{ m}$$

Första positionen där armeringsintensiteten ändras.

$$x_{fö2} := L_{spann} - x_{fö1} = 11.371 \text{ m}$$

Andra positionen där armeringsintensiteten ändras.

Tvärled

Indata

Mått och dimensionerande krafter (se beteckningar för förklaring av variabler)

$$f_{cd} := 53.333 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 80 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$b_{platta} := 1 \text{ m}$$

$$d := 345 \text{ mm}$$

$$l_s := 1.061 \text{ m}$$

Kontroll av livtrycksbrott

Då det är samma ingångsdata för alla fall blir den maximala tvärkraften dimensionerande.

$$V_{Ed,max} \leq 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_{platta} \cdot d$$

$$V_{Ed,max} := 758.85 \text{ kN}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.408$$

$$V_{Ed,max} < 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_{platta} \cdot d = 1 \quad \text{OK!}$$

Beräknar det kritiska snittet

$$x := \begin{cases} \left(\frac{l_s}{2} + 0.9d \right) & \text{if } \left(\frac{l_s}{2} + 0.9d \right) \leq 2 \cdot d \\ (2 \cdot d) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.69 \text{ m}$$

Definerar tvärkraften i det kritiska snittet

$$V_{Ed,krit.kantstöd} := 72.07 \text{ kN} \quad \text{Hämtat från tvärkraftsfördelning lastfall 2 6.10b}$$

$$V_{Ed,krit.mittstöd} := 51.08 \text{ kN} \quad \text{Hämtat från tvärkraftsfördelning lastfall 2 6.10b}$$

Beräkning av tvärkraftskapacitet utan tvärkraftsarmering

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{platta} \cdot d$$

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} \leq 2.0 = 1$$

$$A_{\text{huvudarmering}} := 10 \cdot \frac{0.025\text{m}^2 \cdot \pi}{4} = 1.963 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Area för huvudarmering

$$\rho_1 := \begin{cases} \frac{A_{\text{huvudarmering}}}{b_{platta} \cdot d} & \text{if } \frac{A_{\text{huvudarmering}}}{b_{platta} \cdot d} \leq 0.02 \\ 0.02 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.02$$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_{platta} \cdot d \cdot \text{MPa} = 224.754 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed.krit.kantstöd} = 1$$

Egentligen skall $V_{Ed.krit}$ reduceras över stöden, men de är redan lägre än V_{Rdc} och tvärkraftsarmering behövs då inte i plattan.

Bilaga 15 – Avkortning av armering

Avkortning och förankring

I följande avsnitt kommer beräkningar göras på balkens (längsled) och brobaneplattans (tvärlid) normalarmeringsavkortning och förankringslängder av dessa

Längsled

(Beräknas enligt kapitel B10 i Bärande konstruktioner Del 2.)

Dimensionerande laster
och raktionskrafter

Mått: (se beteckningar för förklaring av variabler)

$$R_1 := 1.739 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$L_{\text{spann}} := 15 \text{ m}$$

Längd balk

$$R_2 := 1.333 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$h := 1.080 \text{ m}$$

Totala konstruktionshöjden

$$Q_{\text{b.mitt}} := 1.057 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$k_{\text{avs}} := 55.5 \text{ mm}$$

$$q_{\text{b.mitt}} := 107.232 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b_{\text{eff}} := 3.679 \text{ m}$$

$$M_{\text{max.mitt}} := 6.981 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$d_{\text{m}} := 0.883 \text{ m}$$

$$V_{\text{max.mitt}} := 1.739 \text{ MN}$$

$$d := h - k_{\text{avs}} = 1.024 \text{ m}$$

Effektivhöjd hos konstruktionen minus kantavståndet för den nedersta armeringen.

Armering B500B:

$$f_{\text{yd}} := 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ywd}} := f_{\text{yd}} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

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

$$A_{\text{si}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = 4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$s_1 := 0.065 \text{ m}$$

Armeringsintensitet vid ändstöden

$$s_2 := 0.074 \text{ m}$$

Armeringsintensitet i mittdelen av balk

Byglar B500B:

$$\phi_{\text{byglar}} := 8\text{mm}$$

$$A_{\text{swi}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{byglar}}}{2} \right)^2 = 5.027 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{\text{sw}} := 2 \cdot A_{\text{swi}} = 1.005 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Betong C80/95:

$$f_{\text{cd}} := 53.333\text{MPa}$$

$$f_{\text{ctd}} := 2.067\text{MPa} \quad (\text{Hållfasthetsklass C60/70})$$

Dragkraftstillskott, ΔF_{td}

Beräknas enligt (se värden i Tabell 1):

$$\Delta F_{\text{td}} = \frac{V_{\text{Ed}}^2}{2} \cdot \frac{s}{0.9 \cdot d_{\text{m}} \cdot f_{\text{ywd}} \cdot A_{\text{sw}}}$$

$$0.5 \cdot V_{\text{Ed}} < \Delta F_{\text{td}} < 1.25 \cdot V_{\text{Ed}}$$

Dragkraftsbehov, F_{td}

Dragkraftsbehovet beräknas för aktuella positioner för balken och visas i figur 1

$$F_{\text{td}} = \frac{V_{\text{Ed}}^2(x) \cdot s}{s \cdot z \cdot f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{sw}}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{z} = \Delta F_{\text{td}} + \frac{M_{\text{Ed}}}{z}$$

$$z := 0.9 \cdot d_{\text{m}} = 0.795\text{m}$$

Där s - centrumavstånd mellan enheter utefter konstruktionsdelens längdaxel

A_{sw} - tvärsnittsarea hos en tvärarmeringsenhet

V_{Ed} - Aktuell tvärkraft i aktuellt snitt

M_{Ed} - Dimensionerande moment i aktuellt snitt

d_{m} - Avstånd från kant till centrum av stängerna i den dragda delen av balken

F_{td} kan maximalt vara:

$$F_{tdmax} := \frac{M_{max.mitt}}{z} = 8.784 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Med hjälp av Excelfil se tabell 1 räknas dragkraftsbehovet längs med mittbalken. Ekvationerna nedan använd för att få fram tvärkrafter och momentkrafter längs med balken som sedan används för beräkningarna i Excel. De snitt där avståndet mellan byglarna ändras kontrolleras extra noga.

Aktuellt x-värde längs balken, varierar mellan 0.2 -15 m:

$$x := 1.23\text{m} \quad (\text{varierande } x\text{-värde från upplagskantens mitt längde med hela balken})$$

$$L_Q := 1.24\text{m} \quad (\text{Position på balken där punktlast verkar})$$

$$\frac{L}{2} = 0.5L$$

Tvärkraft:

snitt 1: $0 < x < L_Q$

$$V_1 := R_1 - q_{b.mitt} \cdot x = 1.607 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

snitt 2: $L_Q < x < L$

$$V_2 := R_1 - Q_{b.mitt} - q_{b.mitt} \cdot x = 550.105 \cdot \text{kN}$$

Moment:

snitt 1: $0 < x < L/2$

$$M_{mitt.1} := R_2 \cdot x - \frac{q_{b.mitt} \cdot x^2}{2} = 1.558 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

snitt 2: $L/2 < x < L$

$$M_{mitt.2} := R_2 \cdot x - \frac{q_{b.mitt} \cdot x^2}{2} - Q_{b.mitt} \cdot \left(x - \frac{L_{spann}}{2} \right) = 8.186 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Möjlig krafttillväxt vid avkortningssnitten och motsvarande förankringslängder

I fält består balken av 44 armeringsstänger i nedre delen av balken och 2 stänger i den övre delen av balken.

Minsta mängd tillåtna armeringsstänger är 20 stycken i den nedre kanten. Armeringen kommer fortkortas först med 14 stänger och sedan med tio stänger ner till 20 stänger (den minsta tillåtna mängden armering).

Förankringskapacitet för olika antal stänger beräknas som:

$$F_{nsy} = f_{yd} \cdot n \cdot A_{si}$$

Aktuella förankringskapaciteter:

$$F_{2sy} := f_{yd} \cdot 2 \cdot A_{si} = 426.847 \cdot \text{kN}$$

$$F_{20sy} := f_{yd} \cdot 20 \cdot A_{si} = 4.268 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{30sy} := f_{yd} \cdot 30 \cdot A_{si} = 6.403 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{44sy} := f_{yd} \cdot 44 \cdot A_{si} = 9.391 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Möjlig maximal krafttillväxt, S_{bd}

De gynnsamma effekterna per stång inom förankringszonen får tillgodoräknas enligt:

$$S_{bd} = \frac{(\pi \cdot \phi \cdot f_{bd})}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5} \quad \text{där } (\alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5) > 0.7$$

$\alpha_1 - \alpha_5$ = faktorer som beaktar olika gynnsamma effekter inom förankringszonen. En gynnsam inverkan innebär att faktorn får ett värde $< 1,0$ vilket innebär att möjlig krafttillväxt ökar. För att vara på den säkra sidan sätts alla faktorer till 1,0.

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \alpha_2 := 1.0 \quad \alpha_3 := 1.0 \quad \alpha_4 := 1.0 \quad \alpha_5 := 1.0$$

Vidhäftningshållfastheten f_{bd} beräknas enligt:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

η_1 = faktor som beaktar vidhäftningsförhållanden.

η_2 = faktor som beaktar stångdiametern ϕ [mm].

$$\eta_1 := 1.0$$

Då det är ett element med tjocklek $h > 600$ mm: alla stänger placerade vinkelrätt gjutriktingen inom de nedre ($h-300$) mm. (Tabell B10.2 i Konstruktionsteknik)

$$\eta_2 := 1.0$$

$$\phi \leq 32\text{mm}$$

$$f_{ctd} = 2.067 \cdot \text{MPa}$$

Dimensionerande draghållfasthet i brottgränstillstånd, för hållfasthetsklassen C60/70 då det är det maximala som får utnyttjas

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 4.651 \cdot \text{MPa}$$

Vilket ger möjlig krafttillväxt:

$$S_{bd} := \frac{(\pi \cdot \phi \cdot f_{bd})}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5} = 365.269 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Krafttillväxt per stång)}$$

Maximal krafttillväxt för en förankrad grupp stänger blir:

$$S_{bd,tot} = \sum_n S_{bd,i}$$

där n - antalet stänger

$S_{bd,i}$ - möjlig krafttillväxt för respektive stång

$$S_{bd,tot} := 40 \cdot S_{bd} = 1.461 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd,2} := 2 \cdot S_{bd} = 730.538 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd,20} := 20 \cdot S_{bd} = 7.305 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd,30} := 30 \cdot S_{bd} = 1.096 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd,44} := 44 \cdot S_{bd} = 1.607 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det finns totalt 44 stänger i nederkant av balken och av dessa kommer 20 stänger gå längs hela balken och 24 stänger kommer avkortas.

$$S_{bd,avkort.fält} := 24 \cdot S_{bd} = 8.766 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{(krafttillväxt för de avkortade stängerna)}$$

Förankringslängder:

$$x_1 := 2 \cdot d = 2.049 \text{ m}$$

Avståndet $2d$ intill upplagskanten, lasteffekten kan här reduceras med hänsyn till gynnsam inverkan av bågverkan. (s.B203)

$$F_{td,1}(x_1) := 3384.53 \text{ kN} \quad \text{se tabell 1}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{td,1}(x_1)}{20 \cdot A_{si}} = 344.745 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} := \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) \cdot \frac{\phi}{4} = 0.463 \text{ m}$$

$$l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 0.25 \text{ m}$$

Förankringslängd över upplag:

$$l_{bd} := \frac{F_{td,1}(x_1)}{20 \cdot S_{bd}} = 0.463 \text{ m} \quad (\text{Har 20 dragna stänger vid upplag})$$

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = 1 \quad \text{OK!}$$

Maximal förankringslängd i fält:

$$l_{bd,max} := f_{yd} \cdot \frac{A_{si}}{S_{bd}} = 0.584 \text{ m}$$

Förskjutning av momentkurva a_1

$$a_1 := \frac{V_{\text{max.mitt}}}{2} \cdot \frac{s_1}{f_{ywd} \cdot A_{sw}} = 1.293 \text{ m}$$

$$0.45 \cdot d \leq a_1 \leq 1.13 \cdot d = 0 \quad \text{INTE OK!}$$

a_1 sätts till det närmsta värdet vilket är:

$$a_{1,ny} := 1.13 \cdot d = 1.158 \text{ m}$$

Avkortningssnitt fält (symmetriskt):

$$x_{30\text{stfv}} := 2.65\text{m}$$

$$x_{44\text{stfv}} := 4.625\text{m}$$

Val av avkortningspunkter så att dragkraftskapaciteten i varje snitt blir större än eller lika med dragkraftsbehovet.

Armeringsstängernas längder, ur dragkraftskurva:

$$L_{44\text{st}} := L_{\text{spann}} - 2 \cdot x_{44\text{stfv}} = 5.75 \text{ m}$$

$$L_{30\text{st}} := L_{\text{spann}} - 2 \cdot x_{30\text{stfv}} = 9.7 \text{ m}$$

$$L_{20\text{st}} := 15\text{m} + \left[2 \cdot (l_{\text{bd}} - 0.2\text{m}) \right] = 15.527 \text{ m}$$

De 20 stängerna som går längd med hela balken måste skarvas då det är längre än 12 m.

Skarvning av armeringen

Ameringsstängerna kommer att skarvas med omlottskravning 3 meter in på balken, då momentet är relativt lågt där. Erforderlig skarvlängd, l_0 beräknas för en omlottskarv enligt:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \quad (\text{B10} - 45)$$

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{0.25}} \quad 1,0 \leq \alpha_6 \leq 1,5$$

ρ_1 = andel av den totala armeringen som är skarvad inom avståndet $0,65 l_0$ åt varje håll från skarven. Stängerna kommer dimensioneras i grupper om 10 då ρ_1 kommer skilja sig för det två fallen, se figur 2

$$\rho_{1,1} := \frac{2}{3} = 0.667 \quad \rho_{1,2} := \frac{1}{3} = 0.333$$

$$\alpha_{6,1} := \sqrt{\frac{\rho_{1,1}}{0.25}} = 1.633$$

$$1.0 < \alpha_{6,1} < 1.5 = 0$$

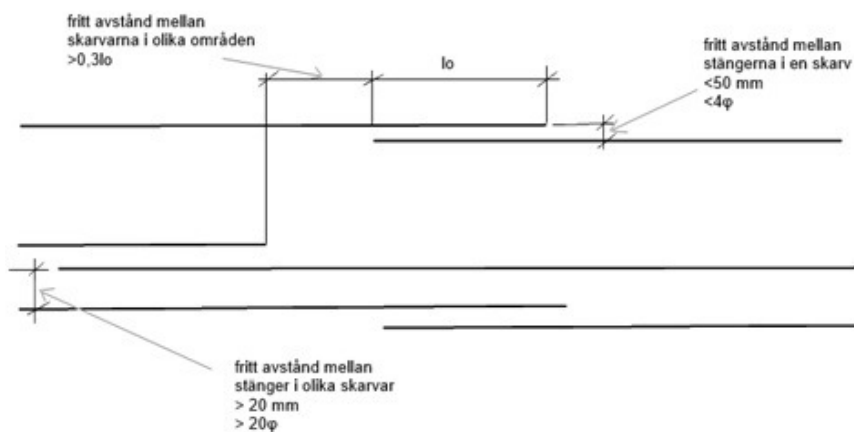
$$\alpha_{6,1.ny} := 1.5$$

$$\alpha_{6,2} := \sqrt{\frac{\rho_{1,2}}{0.25}} = 1.155$$

$$1.0 < \alpha_{6,2} < 1.5 = 1$$

$$l_{0,1} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_{6,1.ny} \cdot l_{b,rqd} = 0.695 \text{ m}$$

$$l_{0,2} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_{6,2} \cdot l_{b,rqd} = 0.535 \text{ m}$$



Figur 2 Skarvning av armering

Minimikrav på skarvning

$$l_{0.1\min} := \max(0.3 \cdot \alpha_{6.1.ny} \cdot l_{b.rqd}, 15 \cdot \phi, 200\text{mm}) = 0.375 \text{ m}$$

$$l_{0.2\min} := \max(0.3 \cdot \alpha_{6.2} \cdot l_{b.rqd}, 15 \cdot \phi, 200\text{mm}) = 0.375 \text{ m}$$

Kontroll av skarvning

$$l_{0.1} > l_{0.1\min} = 1 \quad \text{OK !}$$

$$l_{0.2} > l_{0.2\min} = 1 \quad \text{OK !}$$

Krav på skarvningen

Diametern på de skarvade stängerna är större än 20 mm vilket ger att en speciell tvärarmering med del totala tvärsnittsåren ΣA_{st} ska läggas in mellan de skarvade stängerna.

$$\Sigma A_{st} := 1.0 \cdot A_{si} = 4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Om andelen skarvade stängern är större än 0,50 och avståndet mellan intilliggande skarvar i samma snitt är mindre än 10ϕ ska tvärarmeringen utgöras av länkar eller öppna eller slutna byglar.

Andel skarvade stänger:

$$n_{\text{tot}} := 44$$

$$n_{\text{skarv}} := 20$$

$$n_{\text{andel}} := \frac{n_{\text{skarv}}}{n_{\text{tot}}} = 0.455$$

$$n_{50} := 0.50$$

$$n_{\text{andel}} \geq n_{50} = 0$$

Avstånd mellan intilliggande skarvar

$$10 \cdot \phi = 0.25 \text{ m} \quad \text{Avståndet ska vara mindre än } 0.25\text{m}$$

$$s_{\text{avs}} := 2 \cdot 25\text{mm} = 0.05 \text{ m} \quad \text{avstånd mellan intilliggande skarvar}$$

$$s_{\text{avs}} < 10 \cdot \phi = 1$$

Tvärarmeringen kommer utgöras av länkar eller öppna eller slutna byglar då avståndet mellan intilliggande skarvar är mindre än 0.25 m. .

Tvärkraftsarmeringens centrumavstånd

$$s_{\text{arm}} = 0.065 \text{ m}$$

$$s_{\text{krav}} := 0.150 \text{ m}$$

$$s_{\text{arm}} \leq s_{\text{krav}} = 1$$

Tvärarmeringen kommer att koncentreras till de yttre delarna av balken

Tvärled

Dimensionerande laster enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$P_{kbr} := 6.608 \text{ kN}$	Punktlast för kantbalk och räcke
$Q_{1.6.10b} := 810 \text{ kN}$	Punktlast lastfält 1 enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b
$Q_{2.6.10b} := 540 \text{ kN}$	Punktlast lastfält 2 enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b
$q_{1.6.10b} := 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Utbredd last lastfält 1 enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b
$q_{2.6.10b} := 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Utbredd last lastfält 2 enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b
$q_{\ddot{a}.6.10b} := 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Utbredd återstående last enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b
$g_{6.10b} := 14.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Utbredd last från egentynngd brobaneplatta

Längder till beräkningarna

$cc := 3.679 \text{ m}$	c/c-avstånd mellan balkar
$0.4 \cdot cc = 1.472 \text{ m}$	Avstånd från mitt ytterbalk till yttersida kantbalk
$b_{kf} := 3 \text{ m}$	Bredd körfält
$b_{kb} := 0.4 \text{ m}$	Bredd kantbalk
$y_A := 0.4 \cdot cc - \frac{b_{kb}}{2} = 1.272 \text{ m}$	Avstånd från mitt kantbalk till mitt balk A
$y_B := 0.4 \cdot cc + cc - \frac{b_{kb}}{2} = 4.951 \text{ m}$	Avstånd från mitt kantbalk till mitt balk B
$d_{uk.platta} := 0.345 \text{ m}$	Avstånd från kant till armeringscentrum
$z := 0.9 \cdot d_{uk.platta} = 0.311 \text{ m}$	Inre hävarm

Lastfall 1

Sammanlagd stödreaktion från influenslinjeberäkning enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$R_{A.TOT.6.10b.lf1} := 260.619 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk A
$R_{B.TOT.6.10b.lf1} := 1.143 \times 10^3 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk B
$R_{C.TOT.6.10b.lf1} := 143.336 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk C
$b_{q.1.1} := 3 \text{ m}$	Bredd utbredd last lastfält 1
$b_{q2.1} := cc = 3.679 \text{ m}$	Bredd utbredd last lastfält 2
$b_{q.Å.1} := cc - b_{kf} = 0.679 \text{ m}$	Bredd återstående utbredd last

Snittkraftsberäkning

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{1.1}(y_{11}) := -P_{kbr}$$

$$M_{1.1}(y_{11}) := -P_{kbr} \cdot y_{11}$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{1.2}(y_{12}) := -P_{kbr} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{12} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{1.2}(y_{12}) := -P_{kbr} \cdot y_{12} - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{12} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < y_B - b_{kf}$

$$V_{1.3}(y_{13}) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{13} - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{å.6.10b} \cdot (y_{13} - y_A)$$

$$M_{1.3}(y_{13}) := -P_{kbr} \cdot y_{13} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y_{13} - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{13} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - q_{å.6.10b} \cdot \frac{(y_{13} - y_A)^2}{2}$$

Snitt 4: $y_B - b_{kf} < y < y_B - b_{kf}/2$

$$V_{1.4}(y_{14}) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{14} - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot \left[y_{14} - \left(y_A + b_{q.\dot{A}.1} \right) \right]$$

$$M_{1.4}(y_{14}) := -P_{kbr} \cdot y_{14} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y_{14} - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{14} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots \\ + -q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y_{14} - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{14} - \left(y_A + b_{q.\dot{A}.1} \right) \right]^2}{2}$$

Snitt 5: $y_B - b_{kf}/2 < y < y_B$

$$V_{1.5}(y_{15}) := -P_{kbr} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{15} - \frac{b_{kb}}{2} \right) - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot \left[y_{15} - \left(y_A + b_{q.\dot{A}.1} \right) \right] - Q_{1.6.10b}$$

$$M_{1.5}(y_{15}) := -P_{kbr} \cdot y_{15} + R_{A.TOT.6.10b.lf1} \cdot (y_{15} - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{15} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots \\ + -q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1} \cdot \left[y_{15} - \left(y_A + \frac{b_{q.\dot{A}.1}}{2} \right) \right] - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{15} - \left(y_A + b_{q.\dot{A}.1} \right) \right]^2}{2} \dots \\ + -Q_{1.6.10b} \cdot \left[y_{15} - \left(y_B - \frac{b_{kf}}{2} \right) \right]$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_{11} := 0m, 0.01m.. \frac{b_{kb}}{2}$$

$$y_{12} := \frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01m.. y_A$$

$$y_{13} := y_A, y_A + 0.01m.. y_B - b_{kf}$$

$$y_{14} := y_B - b_{kf}, y_B - b_{kf} + 0.01m.. y_B - \frac{b_{kf}}{2}$$

$$y_{15} := y_B - \frac{b_{kf}}{2}, y_B - \frac{b_{kf}}{2} + 0.01m.. y_B$$

$$\Delta F_{td_{lf1.1}}(y_{11}) := 1.11 \cdot V_{1.1}(y_{11})$$

Dragkraftstillskott för varje snitt

$$\Delta F_{td_{lf1.2}}(y_{12}) := 1.11 \cdot V_{1.2}(y_{12})$$

$$\Delta F_{td_{lf1.3}}(y_{13}) := 1.11 \cdot V_{1.3}(y_{13})$$

$$\Delta F_{td_{lf1.4}}(y_{14}) := 1.11 \cdot V_{1.4}(y_{14})$$

$$\Delta F_{td_{lf1.5}}(y_{15}) := 1.11 \cdot V_{1.5}(y_{15})$$

$$F_{td_{lf1.1}}(y_{11}) := \frac{M_{1.1}(y_{11})}{z} + \Delta F_{td_{lf1.1}}(y_{11})$$

Dragkraftsbehov för varje snitt

$$F_{td_{lf1.2}}(y_{12}) := \frac{M_{1.2}(y_{12})}{z} + \Delta F_{td_{lf1.1}}(y_{12})$$

$$F_{td_{lf1.3}}(y_{13}) := \frac{M_{1.3}(y_{13})}{z} + \Delta F_{td_{lf1.3}}(y_{13})$$

$$F_{td_{lf1.4}}(y_{14}) := \frac{M_{1.4}(y_{14})}{z} + \Delta F_{td_{lf1.4}}(y_{14})$$

$$F_{td_{lf1.5}}(y_{15}) := \frac{M_{1.5}(y_{15})}{z} + \Delta F_{td_{lf1.5}}(y_{15})$$

Lastfall 2

Sammanlagd stödreaktion från influenslinjeberäkning enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$R_{A.TOT.6.10b.lf2} := 791.273 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk A
$R_{B.TOT.6.10b.lf2} := 733.172 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk B
$R_{C.TOT.6.10b.lf2} := 16.8 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk C
$b_{q.1.2} := 3 \text{ m}$	Bredd utbredd last körfält 1
$b_{q.2.2} := y_B - \frac{b_{kb}}{2} - b_{kf} = 1.751 \text{ m}$	Bredd utbredd last körfält 2
$b_{q.Å.2} := 0.4 \cdot cc - b_{kb} = 1.072 \text{ m}$	Bredd återstående utbredd last

Snittkraftsberäkning

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{2.1}(y_{21}) := -P_{kbr}$$

$$M_{2.1}(y_{21}) := -P_{kbr} \cdot y_{21}$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{2.2}(y_{22}) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot \left(y_{22} - \frac{b_{kb}}{2} \right) - g_{6.10b} \cdot \left(y_{22} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.2}(y_{22}) := -P_{kbr} \cdot y_{22} - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left(y_{22} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{22} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < b_{kb}/2 + b_{kf}/2$

$$V_{2.3}(y_{23}) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot \left(y_{23} - \frac{b_{kb}}{2} \right) + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{23} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.3}(y_{23}) := -P_{kbr} \cdot y_{23} - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left(y_{23} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y_{23} - y_A) \dots$$
$$+ -g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{23} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 4: $b_{kb}/2 + b_{kf}/2 < y < b_{kb}/2 + b_{kf}$

$$V_{2.4}(y_{24}) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \left(y_{24} - \frac{b_{kb}}{2} \right) + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - g_{6.10b} \left(y_{24} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.4}(y_{24}) := -P_{kbr} \cdot y_{24} - q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left(y_{24} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y_{24} - y_A) \dots$$

$$+ -Q_{1.6.10b} \left[y_{24} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{24} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 5: $b_{kb}/2 + b_{kf} < y < b_{kb}/2 + b_{kf} + b_{kf}$

$$V_{2.5}(y_{25}) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \left[y_{25} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right] \dots$$

$$+ -g_{6.10b} \left(y_{25} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.5}(y_{25}) := -P_{kbr} \cdot y_{25} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \left[y_{25} - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y_{25} - y_A) \dots$$

$$+ -Q_{1.6.10b} \left[y_{25} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{25} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right]^2}{2} \dots$$

$$+ -g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{25} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 6: $b_{kb}/2 + b_{kf} + b_{kf} < y < y_B$

$$V_{2.6}(y_{26}) := -P_{kbr} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} + R_{A.TOT.6.10b.lf2} - Q_{1.6.10b} - q_{2.6.10b} \left[y_{26} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right] \dots$$

$$+ -Q_{2.6.10b} - g_{6.10b} \left(y_{26} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{2.6}(y_{26}) := -P_{kbr} \cdot y_{26} - q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.2} \left[y_{26} - \left(\frac{b_{q.1.2}}{2} + \frac{b_{kb}}{2} \right) \right] + R_{A.TOT.6.10b.lf2} \cdot (y_{26} - y_A) \dots$$

$$+ -Q_{1.6.10b} \left[y_{26} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} \right) \right] - q_{2.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{26} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} \right) \right]^2}{2} \dots$$

$$+ -Q_{2.6.10b} \left[y_{26} - \left(\frac{b_{kb}}{2} + \frac{b_{kf}}{2} + b_{kf} \right) \right] - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{26} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_{21} := 0\text{m}, 0.01\text{m} \cdot \frac{b_{kb}}{2}$$

$$y_{22} := \frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01\text{m} \cdot y_A$$

$$y_{23} := y_A \cdot y_A + 0.01\text{m} \cdot \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2}$$

$$y_{24} := \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + 0.01\text{m} \cdot \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf}$$

$$y_{25} := \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf}, \frac{b_{kb}}{2} + b_{kf} + 0.01\text{m} \cdot \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf}$$

$$y_{26} := \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf}, \frac{b_{kb} + b_{kf}}{2} + b_{kf} + 0.01\text{m} \cdot y_B$$

$$\Delta F_{td_{1f2.1}}(y_{21}) := 1.11 \cdot V_{2.1}(y_{21})$$

Dragkraftstillskott för varje snitt

$$\Delta F_{td_{1f2.2}}(y_{22}) := 1.11 \cdot V_{2.2}(y_{22})$$

$$\Delta F_{td_{1f2.3}}(y_{23}) := 1.11 \cdot V_{2.3}(y_{23})$$

$$\Delta F_{td_{1f2.4}}(y_{24}) := 1.11 \cdot V_{2.4}(y_{24})$$

$$\Delta F_{td_{1f2.5}}(y_{25}) := 1.11 \cdot V_{2.5}(y_{25})$$

$$\Delta F_{td_{1f2.6}}(y_{26}) := 1.11 \cdot V_{2.6}(y_{26})$$

$$F_{td_{1f2.1}}(y_{21}) := \frac{M_{2.1}(y_{21})}{z} + \Delta F_{td_{1f2.1}}(y_{21})$$

Dragkraftsbehov för varje snitt

$$F_{td_{1f2.2}}(y_{22}) := \frac{M_{2.2}(y_{22})}{z} + \Delta F_{td_{1f2.2}}(y_{22})$$

$$F_{td_{1f2.3}}(y_{23}) := \frac{M_{2.3}(y_{23})}{z} + \Delta F_{td_{1f2.3}}(y_{23})$$

$$F_{td_{1f2.4}}(y_{24}) := \frac{M_{2.4}(y_{24})}{z} + \Delta F_{td_{1f2.4}}(y_{24})$$

$$F_{td_{1f2.5}}(y_{25}) := \frac{M_{2.5}(y_{25})}{z} + \Delta F_{td_{1f2.5}}(y_{25})$$

$$F_{td_{1f2.6}}(y_{26}) := \frac{M_{2.6}(y_{26})}{z} + \Delta F_{td_{1f2.6}}(y_{26})$$

Lastfall 3

Sammanlagd stödreaktion från influenslinjeberäkning enl. Eurokod SS-EN 1990 6.10b

$R_{A.TOT.6.10b.lf3} := 394.141 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk A
$R_{B.TOT.6.10b.lf3} := 624.795 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk B
$R_{C.TOT.6.10b.lf3} := -21.707 \text{ kN}$	Reaktionskraft från balk C
$b_{q.1.3} := 3 \text{ m}$	Bredd utbredd last körfält 1
$b_{q.Å.1.3} := \frac{(cc - b_{kf})}{2} = 0.339 \text{ m}$	Bredd återstående utbredd last mellan stöd A och B
$b_{q.Å.2.3} := 0.4 \cdot cc - b_{kb} = 1.072 \text{ m}$	Bredd återstående utbredd last längst till höger

Snittkraftsberäkning

Snitt 1: $0 < y < b_{kb}/2$

$$V_{3.1}(y_{31}) := -P_{kbr}$$

$$M_{3.1}(y_{31}) := -P_{kbr} \cdot y_{31}$$

Snitt 2: $b_{kb}/2 < y < y_A$

$$V_{3.2}(y_{32}) := -P_{kbr} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{32} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{3.2}(y_{32}) := -P_{kbr} \cdot y_{32} - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{32} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 3: $y_A < y < y_A + (cc - b_{kf})/2$

$$V_{3.3}(y_{33}) := -P_{kbr} - q_{å.6.10b} \cdot (y_{33} - y_A) + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{33} - \frac{b_{kb}}{2} \right)$$

$$M_{3.3}(y_{33}) := -P_{kbr} \cdot y_{33} - q_{å.6.10b} \cdot \frac{(y_{33} - y_A)^2}{2} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y_{33} - y_A) \dots$$
$$+ -g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{33} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2}$$

Snitt 4: $y_A + (cc - b_{kf})/2 < y < y_A + cc/2$

$$V_{3.4}(y_{34}) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{34} - \frac{b_{kb}}{2} \right) \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \left[y_{34} - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]$$

$$M_{3.4}(y_{34}) := -P_{kbr} \cdot y_{34} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y_{34} - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] \dots$$

$$+ R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y_{34} - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{34} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{34} - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]^2}{2}$$

Snitt 5: $y_A + cc/2 < y < y_B - (cc - b_{kf})/2$

$$V_{3.5}(y_{35}) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \cdot \left(y_{35} - \frac{b_{kb}}{2} \right) \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \left[y_{35} - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right] - Q_{1.6.10b}$$

$$M_{3.5}(y_{35}) := -P_{kbr} \cdot y_{35} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \cdot \left[y_{35} - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] \dots$$

$$+ R_{A.TOT.6.10b.lf3} \cdot (y_{35} - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{35} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots$$

$$+ -q_{1.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{35} - \left[\frac{(cc - b_{kf})}{2} + y_A \right] \right]^2}{2} - Q_{1.6.10b} \cdot \left[y_{35} - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right]$$

Snitt 6: $y_B - (cc - b_{kf})/2 < y < y_B$

$$V_{3.6}(y_{36}) := -P_{kbr} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} + R_{A.TOT.6.10b.lf3} - g_{6.10b} \left(y_{36} - \frac{b_{kb}}{2} \right) \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} - Q_{1.6.10b} - q_{\dot{a}.6.10b} \left[y_{36} - (y_B - b_{q.\dot{A}.1.3}) \right]$$

$$M_{3.6}(y_{36}) := -P_{kbr} \cdot y_{36} - q_{\dot{a}.6.10b} \cdot b_{q.\dot{A}.1.3} \left[y_{36} - \left[\frac{(b_{q.\dot{A}.1.3})}{2} + y_A \right] \right] \dots \\ + R_{A.TOT.6.10b.lf3} (y_{36} - y_A) - g_{6.10b} \cdot \frac{\left(y_{36} - \frac{b_{kb}}{2} \right)^2}{2} \dots \\ + -q_{1.6.10b} \cdot b_{q.1.3} \left[y_{36} - \left(\frac{cc}{2} + y_A \right) \right] - Q_{1.6.10b} \left[y_{36} - \left(y_A + \frac{cc}{2} \right) \right] \dots \\ + -q_{\dot{a}.6.10b} \cdot \frac{\left[y_{36} - (y_B - b_{q.\dot{A}.1.3}) \right]^2}{2}$$

Definierar avstånd för varje snitt

$$y_{31} := 0m, 0.01m \cdot \frac{b_{kb}}{2}$$

$$y_{32} := \frac{b_{kb}}{2}, \frac{b_{kb}}{2} + 0.01m \cdot y_A$$

$$y_{33} := y_A, y_A + 0.01m \cdot y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2}$$

$$y_{34} := y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2}, y_A + \frac{(cc - b_{kf})}{2} + 0.01m \cdot y_A + \frac{cc}{2}$$

$$y_{35} := y_A + \frac{cc}{2}, y_A + \frac{cc}{2} + 0.01m \cdot y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2}$$

$$y_{36} := y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2}, y_B - \frac{(cc - b_{kf})}{2} + 0.01m \cdot y_B$$

$$\Delta F_{td_{1f3.1}}(y_{31}) := 1.11 \cdot V_{3.1}(y_{31})$$

Dragkraftstillskott för varje snitt

$$\Delta F_{td_{1f3.2}}(y_{32}) := 1.11 \cdot V_{3.2}(y_{32})$$

$$\Delta F_{td_{1f3.3}}(y_{33}) := 1.11 \cdot V_{3.3}(y_{33})$$

$$\Delta F_{td_{1f3.4}}(y_{34}) := 1.11 \cdot V_{3.4}(y_{34})$$

$$\Delta F_{td_{1f3.5}}(y_{35}) := 1.11 \cdot V_{3.5}(y_{35})$$

$$\Delta F_{td_{1f3.6}}(y_{36}) := 1.11 \cdot V_{3.6}(y_{36})$$

$$F_{td_{1f3.1}}(y_{31}) := \frac{M_{3.1}(y_{31})}{z} + \Delta F_{td_{1f3.1}}(y_{31})$$

Dragkraftsbehov för varje snitt

$$F_{td_{1f3.2}}(y_{32}) := \frac{M_{3.2}(y_{32})}{z} + \Delta F_{td_{1f3.2}}(y_{32})$$

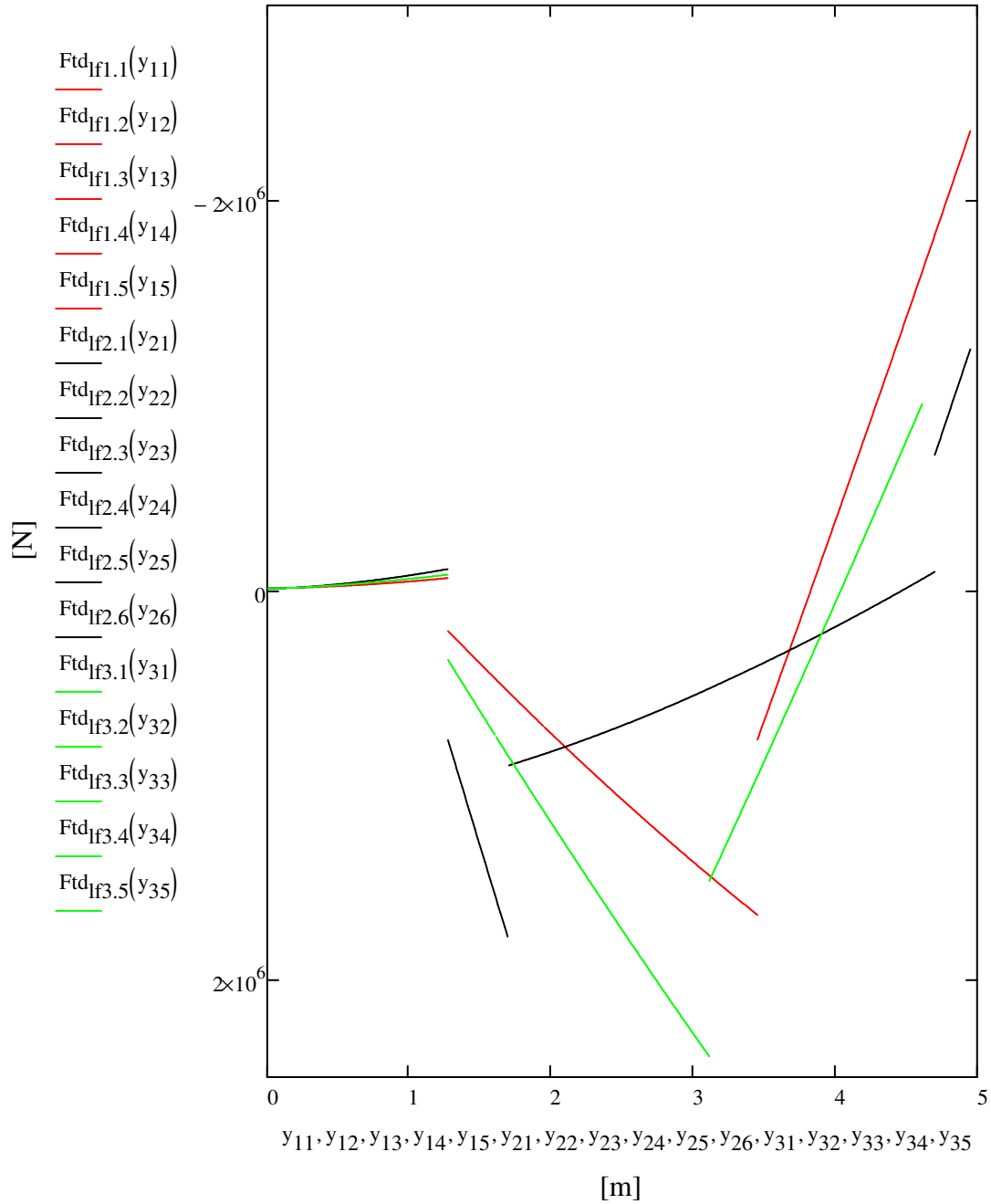
$$F_{td_{1f3.3}}(y_{33}) := \frac{M_{3.3}(y_{33})}{z} + \Delta F_{td_{1f3.3}}(y_{33})$$

$$F_{td_{1f3.4}}(y_{34}) := \frac{M_{3.4}(y_{34})}{z} + \Delta F_{td_{1f3.4}}(y_{34})$$

$$F_{td_{1f3.5}}(y_{35}) := \frac{M_{3.5}(y_{35})}{z} + \Delta F_{td_{1f3.5}}(y_{35})$$

$$F_{td_{1f3.6}}(y_{36}) := \frac{M_{3.6}(y_{36})}{z} + \Delta F_{td_{1f3.6}}(y_{36})$$

Dragkraftsbehov F_{td} , för lastfall 1, 2 och 3, tvärlid



Diagrammet ovan beskriver dragkraftsbehovet för varje lastfall. (anm. då mathcad endast klarar av att plota 16 funktioner finns inte $F_{td_{lf3.6}}$ med i diagrammet, dock är den inte dimensionerad i det snittet.)

Förankringskapacitet för olika antal stänger beräknas som:

$$F_{nsy} = f_{yd} \cdot n \cdot A_{si}$$

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

Diameter för ett armeringsjärn

$$f_{yd} := 435\text{MPa}$$

Dimensioneringsvärde för armeringens sträckgräns

$$A_{si} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

Area hos ett armeringsjärn

Atkuella förankringskapaciteter:

$$F_{2sy} := f_{yd} \cdot 2 \cdot A_{si} = 427.06 \cdot \text{kN}$$

$$F_{4sy} := f_{yd} \cdot 4 \cdot A_{si} = 854.121 \cdot \text{kN}$$

$$F_{6sy} := f_{yd} \cdot 6 \cdot A_{si} = 1.281 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{8sy} := f_{yd} \cdot 8 \cdot A_{si} = 1.708 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{10sy} := f_{yd} \cdot 10 \cdot A_{si} = 2.135 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{12sy} := f_{yd} \cdot 12 \cdot A_{si} = 2.562 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Möjlig maximal krafttillväxt, Sbd

De gynnsamma effekterna per stång inom förankringszonen får tillgodoräknas enligt:

$$S_{bd} = \frac{(\pi \cdot \phi \cdot f_{bd})}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5} \quad \text{där } (\alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5) > 0.7$$

$\alpha_1 - \alpha_5$ = faktorer som beaktar olika gynnsamma effekter inom förankringszonen. En gynnsam inverkan innebär att faktorn får ett värde $< 1,0$ vilket innebär att möjlig krafttillväxt ökar. För att vara på den säkra sidan sätts alla faktorer till $1,0$.

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \alpha_2 := 1.0 \quad \alpha_3 := 1.0 \quad \alpha_4 := 1.0 \quad \alpha_5 := 1.0$$

Vidhäftningshållfastheten f_{bd} beräknas enligt:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

η_1 = faktor som beaktar vidhäftningsförhållanden.

η_2 = faktor som beaktar stångdiametern ϕ [mm].

$$\eta_1 := 1.0$$

Då det är ett element med tjocklek $h > 600$ mm: alla stänger placerade vinkelrätt gjutriktingen inom de nedre (h-300) mm. (Tabell B10.2 i Konstruktionsteknik)

$$\eta_2 := 1.0$$

$$\phi \leq 32\text{mm}$$

$$f_{ctd} := 2.067 \text{ MPa}$$

Dimensionerand draghållfasthet i brottgränstillstånd, för hållfasthetsklassen C60/70 då det är det maximla som får utnyttjas

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 4.651 \cdot \text{MPa}$$

Vilket ger möjlig krafttillväxt:

$$S_{bd} := \frac{(\pi \cdot \phi \cdot f_{bd})}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5} = 365.269 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Krafttillväxt per stång})$$

Maximal krafttillväxt för en förankrad grupp stänger

$$S_{bd.tot} = \sum_n S_{bd.i} \quad \text{där} \quad n - \text{antalet stänger} \\ S_{bd.i} - \text{möjlig krafttillväxt för respektive stång}$$

$$S_{bd.tot} := 12 \cdot S_{bd} = 4.383 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd.2} := 2 \cdot S_{bd} = 730.538 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd.4} := 4 \cdot S_{bd} = 1.461 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd.6} := 6 \cdot S_{bd} = 2.192 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd.8} := 8 \cdot S_{bd} = 2.922 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd.10} := 10 \cdot S_{bd} = 3.653 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{bd.12} := 12 \cdot S_{bd} = 4.383 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det finns totalt 12 stänger i nederkant av balken och av dessa kommer 2 stänger gå längs hela balken och 10 stänger kommer avkortas.

$$S_{bd.avkort.fält} := 10 \cdot S_{bd} = 3.653 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{krafttillväxt för de avkortade stängerna})$$

Förankringslängder

2 stänger kommer att gå hela vägen i både över- och underkant, dessa börjar att förankras vid kantbalkens början, dvs vid $x = 20 \text{ cm}$

$$x_1 := 20 \text{ cm}$$

$$F_{td.1}(x_1) := 11.6 \text{ kN} \quad \text{Avläst värde vid } x=20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{td.1}(x_1)}{2 \cdot A_{si}} = 11.816 \cdot \text{MPa}$$

$$l_{b.rqd} := \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) \cdot \frac{\phi}{4} = 0.016 \text{ m}$$

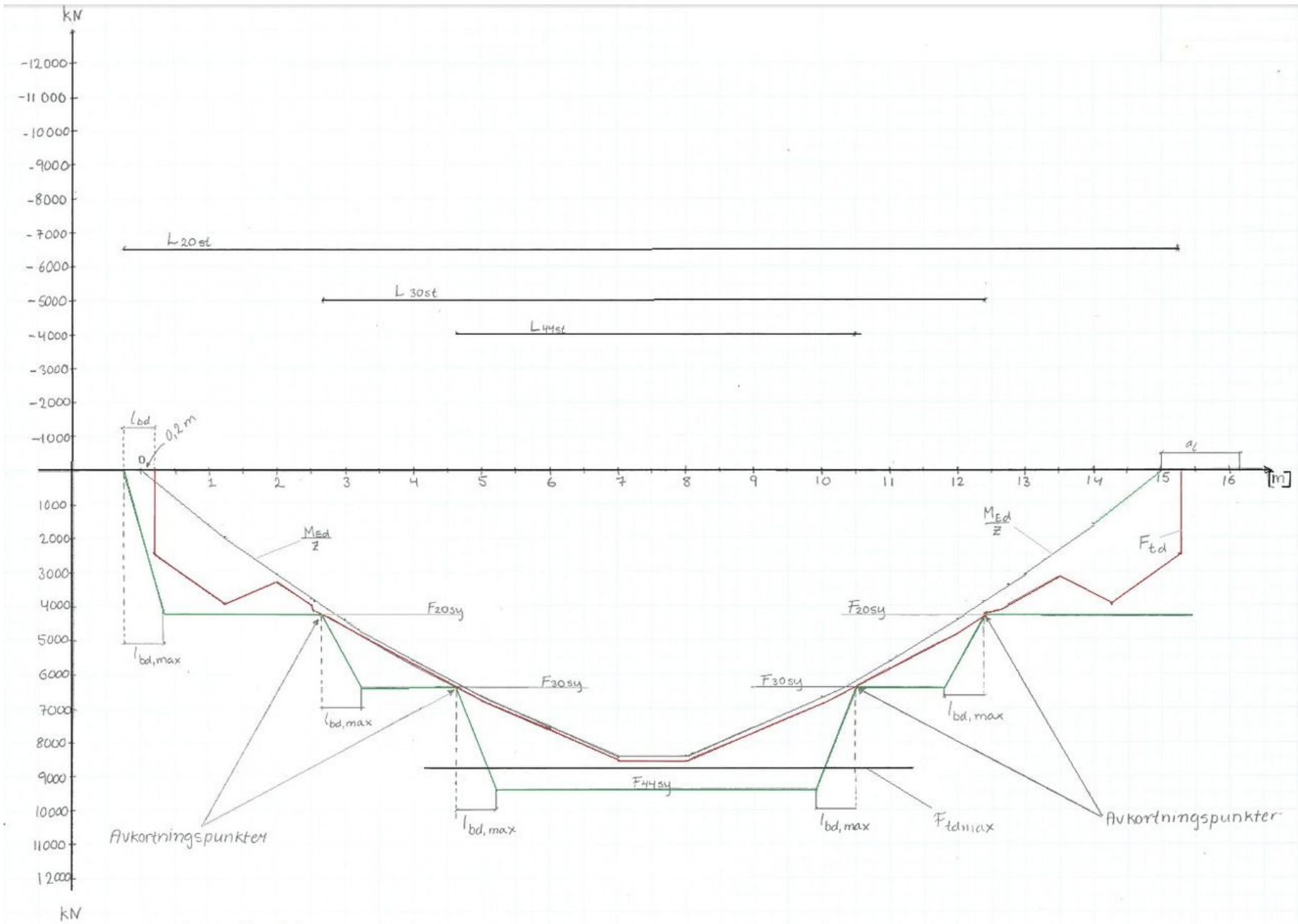
$$l_{b.min} := \max(0.3 \cdot l_{b.rqd}, 10 \cdot \phi, 100 \text{ mm}) = 0.25 \text{ m}$$

$$l_{b.min} < b_{kb} = 1 \quad \text{Stängerna kan förankras i kantbalken}$$

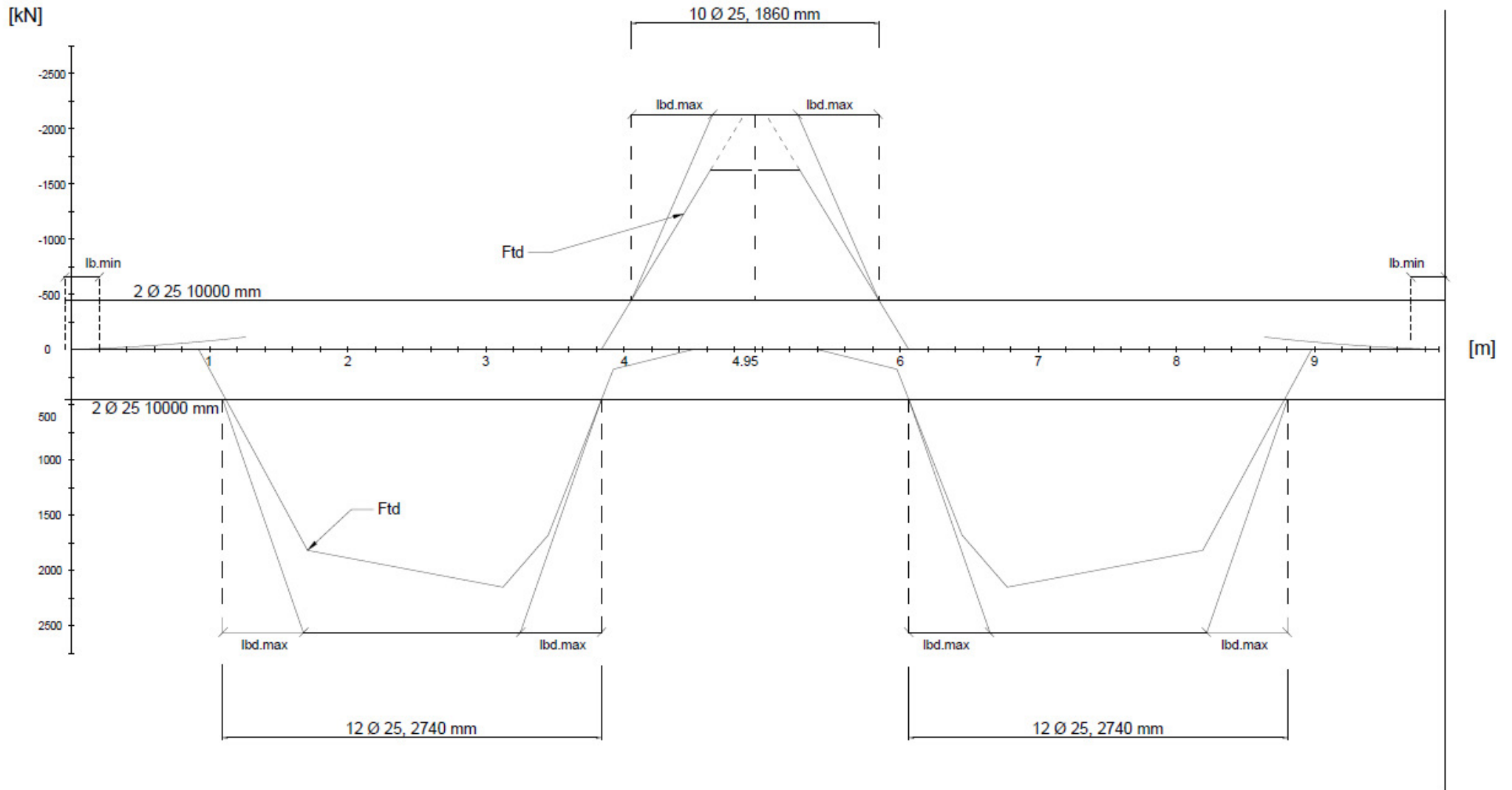
Maximal förankringslängd

$$l_{bd.max} := f_{yd} \cdot \frac{A_{si}}{S_{bd}} = 0.585 \text{ m}$$

Avkortningen redovisas i figur 3 nedan



Figur 1. Avkortning, längsled



Figur 3. Avkortning, tvärlid

Bilaga 16 – Beräkning av nedböjning

Långtidseffekter

Krympning

Krympningens inverkan beaktas approximativt --> $x=x_{tp}$

Det slutgiltiga krympmättet kan beräknas enligt EC2

$$\epsilon_{cs}(\infty) = \epsilon_{cd}(\infty) + \epsilon_{ca}(\infty) \quad \text{Där} \quad \epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \epsilon_{cdi}$$

Bärande konstruktioner del 1, tabell B2.6 ger β_{RH} antar RH=80% i utomhusmiljö för området

$$RH := 80 \quad \Rightarrow \quad \beta_{RH} := 0.756$$

Bärande konstruktioner del 1, tabell B2.5 och B2.8 ger ϵ_{cdi} respektive ϵ_{ca}

$$f_{ck} = 80 \text{MPa och cementklass N} \Rightarrow \quad \epsilon_{cdi} := 0.195 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{ca} := 0.175 \cdot 10^{-3}$$

Tvårsnittets bruttoarea (utan avdrag för armeringen)

$$A_c := b_{\text{eff.mitt}} \cdot h_{\text{bana}} + h_w \cdot b_w = 2.193 \text{ m}^2$$

Omkrets av den del av tvärsnittet som utsätts för uttorkning

$$u := b_{\text{eff.mitt}} + 2 \cdot h_w = 5.039 \text{ m}$$

Tvårsnittets ekvivalenta tjocklek beräknas och övre och undre värden tas från tabell B2.7 Bärande konstruktioner del 1

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 870.443 \cdot \text{mm}$$

Då h_0 är större än 500mm sätts $k_h=0.7$, enligt tabell B2.7 i Bärande konstruktioner del 1.

$$k_h := 0.7$$

$$\epsilon_{cd} := k_h \cdot \beta_{RH} \cdot \epsilon_{cdi} = 1.032 \times 10^{-4} \quad \epsilon_{cd}(\infty) \text{ beräknas}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 2.782 \times 10^{-4} \quad \text{Krympmättet beräknas}$$

Krypning

$h_{\text{bana}} = 0.4 \text{ m}$	Höjd brobana
$h = 1.08 \text{ m}$	Konstruktionshöjd
$h_{\text{w}} = 0.68 \text{ m}$	Höjd balkliv
$b_{\text{w}} = 1.061 \text{ m}$	Livbredd på balk
$b_{\text{bro}} = 10.3 \text{ m}$	Brobredd

Det slutliga kryptalet $\varphi(\infty, t_0)$ kan uppskattas enligt EC2 som:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta(f_{\text{cm}}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{\text{RH}} := \begin{cases} \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{\text{RH}}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right] & \text{if } f_{\text{cm}} \leq 35 \text{MPa} \\ \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{\text{RH}}{100}\right) \cdot \left(35 \frac{\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.7}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right] \cdot \left(35 \frac{\text{MPa}}{f_{\text{cm}}}\right)^{0.2} & \text{otherwise} \end{cases} = 0.923$$

Bärande konstruktioner del 1, tabell B2.9 ger $\beta_{f_{\text{cm}}}$

$$\beta_{f_{\text{cm}}} := 1.79$$

Antar pålastning efter 28 dygn

$$t_0 := 28$$

β_{t_0} beräknas från bärande konstruktioner del 1, fig.

$$\text{B2.20. } \beta_{t_0} := \frac{1}{\left(0.1 + t_0^{0.2}\right)} = 0.488$$

Kryptalet beräknas

$$\varphi := \varphi_{\text{RH}} \cdot \beta_{f_{\text{cm}}} \cdot \beta_{t_0} = 0.807$$

Tvårsnittskonstanter i stadium II

Indata:

$$\begin{aligned}d_m &:= 0.883\text{m} & A_{Si} &:= \pi \cdot \left(\frac{0.025\text{m}}{2}\right)^2 = 4.909 \times 10^{-4} \text{m}^2 \\k_{avs} &:= 55.5\text{mm} & A'_S &:= 2 \cdot A_{Si} = 9.817 \times 10^{-4} \text{m}^2 \\d1 &:= k_{avs} + 2.5\text{cm} = 0.081\text{m} & A_S &:= 44 \cdot A_{Si} = 0.022 \text{m}^2 \\t_f &:= 0.4\text{m} & E_s &:= 200\text{GPa} \\b_f &:= 3.679\text{m} & E_{cm} &:= 42\text{GPa} \\b_w &:= 1.061\text{m} & f_{yk} &:= 500\text{MPa} \\M_{d,sprick} &= 1.768 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Använder en approximativ metod, vilket medför att $x = XTP$ då tvärsnittet utsätts för ren böjning. Antar att $x < t_f = 0.4\text{ m}$

Tyngdpunktsekvation:

$$\begin{aligned}x &= x_{TP} \\(b_f - b_w) \cdot t_f \cdot \left(x - \frac{t_f}{2}\right) + \left(b_w \cdot x \cdot \frac{x}{2}\right) &= \alpha_{ef} \cdot A_S \cdot (d_m - x) + \alpha_{ef} \cdot 2 \cdot A_{Si} \cdot (d1 - x)\end{aligned}$$

Betongens krypning kan beaktas i spänningsberäkningar genom att betongens elasticitetsmodul konsekvent ersätts med effektiv elasticitetsmodul.

$$\alpha_{ef} = \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi(\infty, t_0))$$

$$\varphi = 0.807$$

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi) = 8.605$$

Beräknar tryckzonens höjd

$x := 0.2\text{m}$ Gissar x :

$$x_p := \text{root} \left[\left(b_f - b_w \right) \cdot t_f \cdot \left(x - \frac{t_f}{2} \right) + \left(b_w \cdot x \cdot \frac{x}{2} \right) \dots \right. \\ \left. + -\alpha_{ef} \cdot A_s \cdot (d_m - x) - \alpha_{ef} \cdot 2 \cdot A_{s1} \cdot (d1 - x) \right], x = 270.226 \cdot \text{mm}$$

$x_p < t_f = 1$ OK

Tvårsnittskonstanter:

$$A_{IIef} := (b_f - b_w) \cdot t_f + b_w \cdot x_p + \alpha_{ef} \cdot A_s = 1.52 \text{ m}^2$$

$$I_{IIef} := \frac{b_w \cdot x_p^3}{12} + b_w \cdot x_p \cdot \left(\frac{x_p}{2} - x_p \right)^2 + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot (d_m - x_p)^2 + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot (x_p - d1)^2 = 0.077 \text{ m}^4$$

Hävarmar:

$$e_1 := d_m - x = 0.683 \text{ m}$$

Avstånd mellan tyngdpunkten och medelavståndet för armeringen

$$e_2 := x - d1 = 0.12 \text{ m}$$

Avstånd mellan tyngdpunkten och den övre armeringens avstånd från kant

Den maximala spänningen i överkant beräknas

$$\sigma_c = \frac{(F_{cs1} + F_{cs2})}{A_{II,ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_1 - F_{cs2} \cdot e_2 + M_d)}{I_{II,ef}} \cdot (-x)$$

Tvångskrafter på grund av krympning

$$F_{cs} = E_s \cdot \epsilon_{cs} \cdot A_s$$

Generell ekvation

$$F_{cs1} := E_s \cdot \epsilon_{cs} \cdot A_s = 1.202 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Tvångskraft i de undre armeringsstångerna.

$$F_{cs2} := E_s \cdot \epsilon_{cs} \cdot A'_s = 54.623 \cdot \text{kN}$$

Tvångskraft i de övre armeringsstångerna.

Spänning i dragarmeringen beräknas enligt:

$$\sigma_s = \alpha_{ef} \cdot \sigma_{cs} \quad \text{dock} \quad |\sigma_s| < 1 \cdot f_{yk}$$

Spänning i
dragarmeringen

$$\sigma_{cs}(e_1) = \frac{(-F_{cs1} + F_{cs2})}{A_{II,ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_1 - F_{cs2} \cdot e_2 + M_d)}{I_{II,ef}} \cdot (e_1)$$

Fiktiv betongspänning
på dragarmeringens
nivå.

$$\sigma_{cs} := \frac{(-F_{cs1} + F_{cs2})}{A_{II,ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_1 - F_{cs2} \cdot e_2 + M_{d,sprick})}{I_{II,ef}} \cdot (e_1) = 22.141 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_s := \alpha_{ef} \cdot \sigma_{cs} = 190.513 \cdot \text{MPa}$$

$$1 \cdot f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$|\sigma_s| < 1 \cdot f_{yk} = 1$$

OK!

Spänning i tryckarmeringen

$$\sigma'_s = \alpha_{ef} \cdot (\sigma'_{cs}) \quad \text{dock} \quad |\sigma'_s| < f_{yk}$$

Spänning i
tryckarmeringen

$$\sigma'_{cs}(z = x_{TP} - d_1) = \frac{F_{cs1} + F_{cs2}}{A_{II,ef} \dots} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_1 - F_{cs2} \cdot e_2 + M_d)}{I_{II,ef}} \cdot (-e_2)$$

Fiktiv betong-
spänning på
tryckarmeringens
nivå.

$$\sigma'_{cs} := \frac{F_{cs1} + F_{cs2}}{A_{II,ef}} + \frac{(F_{cs1} \cdot e_1 - F_{cs2} \cdot e_2 + M_{d,sprick})}{I_{II,ef}} \cdot (-e_2) = -3.179 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma'_s := \alpha_{ef} \cdot \sigma'_{cs} = -27.356 \cdot \text{MPa}$$

$$|\sigma'_s| < 1 \cdot f_{yk} = 1$$

OK!

Krökning

Indata

$$E_{c.ef} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 23.243 \cdot \text{GPa}$$

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}}(1 + \varphi) = 8.605$$

$$A_{si} = 4.909 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A'_s = 9.817 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$k_{avs} = 55.5 \cdot \text{mm}$$

$$d1 := k_{avs} + \phi = 0.081 \text{ m}$$

$$x_p = 270.226 \cdot \text{mm}$$

$$d_m = 0.883 \text{ m}$$

$$F_{cs1} = 1.202 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$e_1 = 0.683 \text{ m}$$

$$L_{\text{spann}} = 15 \text{ m}$$

$$f_{ctk0.05} := 3.4 \text{ MPa}$$

Effektivt yttreghetsmoment för stadium II

$$I_{II.ef.} := \frac{b_w \cdot x_p^3}{12} + b_w \cdot x_p \cdot \left(\frac{x_p}{2} - x_p \right)^2 + \alpha_{ef} \cdot A_s \cdot (d_m - x_p)^2 + (\alpha_{ef} - 1) \cdot A'_s \cdot (x_p - d1)^2 = 0.077 \text{ m}^4$$

Beräkning av ytttröghetsmoment för stadium I

Tyngdpunkter för delareorna (x mätt från ovankant, armeringen försummas))

$$x_{\text{TP1}} := \frac{t_f}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$x_{\text{TP2}} := t_f + \frac{h_w}{2} = 0.74 \text{ m}$$

$$A_1 := t_f \cdot b_{\text{eff.mitt}} = 1.472 \text{ m}^2$$

$$A_2 := b_w \cdot h_w = 0.721 \text{ m}^2$$

$$x_{\text{TP}} := \frac{(A_1 \cdot x_{\text{TP1}} + A_2 \cdot x_{\text{TP2}})}{(A_1 + A_2)} = 0.378 \text{ m}$$

$$a_1 := x_{\text{TP}} - x_{\text{TP1}} = 0.178 \text{ m}$$

$$a_2 := x_{\text{TP2}} - x_{\text{TP}} = 0.362 \text{ m}$$

Effektivt ytttröghetsmoment för stadium I

$$I_{\text{I.ef.}} := \frac{(t_f^3 \cdot b_{\text{eff.mitt}})}{12} + A_1 \cdot a_1^2 + (\alpha_{\text{ef}} - 1) \cdot A_s \cdot (x_{\text{TP}} - d_1)^2 + \frac{(b_w \cdot h_w^3)}{12} \dots = 0.231 \text{ m}^4$$
$$+ A_2 \cdot a_2^2 + (\alpha_{\text{ef}} - 1) \cdot A_s \cdot (d_m - x_{\text{TP}})^2$$

Moment i längsled för nedböjningsberäkning enligt Eurocode SS-EN 1990 6.15b

Nedböjningsberäkning utförs för mittbalk som blir klart mest belastad då trafikklaster föreligger (enligt beräkning under normalarmering).

$$Q_{\text{mitt.6.15b}} := \psi_{1,\text{axel}} \cdot R_{Q,\text{mitt}} = 528.728 \cdot \text{kN}$$

$$q_{\text{mitt.6.15b}} := g_{\text{mitt.ll}} + \psi_{1,\text{UDL}} \cdot R_{q,\text{mitt}} = 71.31 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Långtidsmoment för nedböjningsberäkning, med hjälp av elementarfall för fritt upplagd balk.

$$M_{\text{d.nedböjning}} := \frac{q_{\text{mitt.6.15b}} \cdot L_{\text{spann}}^2}{8} + \frac{Q_{\text{mitt.6.15b}} \cdot L_{\text{spann}}}{4} = 3.988 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Beräkna sprickmoment och var betongen spricker

M_{cr} är sprickmomentet för det aktuella tvärsnittet och ställs upp med avseende på den dragna kanten. Sprickmomentet räknas enbart på mittbalk eftersom denna blir dimensionerande för nedböjning.

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{I_c} \cdot (h - x_{TP}) \quad M_{cr} = \frac{(\sigma_{cr} \cdot I_c)}{h - x_{TP}}$$

Krav för att betongen inte ska spricka:

$$M_{cr} < M_d \quad \text{där } M_d \text{ är det dimensionerande momentet i fält}$$

$$M_{d,\text{sprick}} = 1.768 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betongdragspänningen beräknas enligt ekvationen:

$$\sigma_{ct} < f_{ctk,fl} = k \cdot f_{ctk,0.05} = \sigma_{cr}$$

$$h_{\text{mm}} := \frac{h \cdot 1000}{\text{m}} = 1.08 \times 10^3 \quad \text{Konstruktionshöjden i mm}$$

$$k := \begin{cases} 1.6 - \frac{h}{1000\text{mm}} & \text{if } 1.6 - \frac{h}{1000\text{mm}} \geq 1.0 \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$\sigma_{cr} := k \cdot f_{ctk,0.05} = 3.4 \cdot \text{MPa} \quad \text{Sprickspänning}$$

$$z := \frac{h}{2} = 0.54 \text{ m}$$

$$M_{cr} := \sigma_{cr} \cdot \frac{I_{\text{ef.}}}{z} = 1.456 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Sprickmoment}$$

$$M_{d,\text{sprick}} > M_{cr} \quad \text{Betongen spricker}$$

Betongen spricker och krav för sprickbredd måste uppfyllas!

$$x_0 := 2\text{ m}$$

Gissar ett x-värde

$$R_{\text{mitt.moment}} = 1.333 \times 10^6 \text{ N}$$

Reaktionskraft upplag i längsled

$$q_{\text{mitt.6.10b}} = 107.232 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utbredd last mittbalk lastfall 2

$$x_{\text{cr}} := \text{root} \left(M_{\text{cr}} - R_{\text{mitt.moment}} \cdot x_0 + q_{\text{mitt.6.10b}} \cdot \frac{x_0^2}{2}, x_0 \right)$$

$$x_{\text{cr}} = 1.145 \text{ m}$$

Spricksnitt

Krypningen påverkar både krökningsbidragen från last och från krympning. Det gäller således också för nedböjningen

Krökningsbidrag från last osprucken del

$$\text{krök}_{\text{osprucken}} := \frac{M_{\text{cr}}}{E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{I,ef.}}} = 1.499 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

Bärande konstruktioner
del 2, ekv. B8-1

Krökningsbidrag från last sprucken del

$$\text{krök}_{\text{sprucken1}} := \frac{M_{\text{cr}}}{E_{\text{c,ef.}} \cdot I_{\text{II,ef.}}} = 8.13 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

Bärande konstruktioner
del 2, ekv. B8-5a

$$\text{krök}_{\text{sprucken2}} := \frac{M_{\text{d.nedböjning}}}{E_{\text{c,ef.}} \cdot I_{\text{II,ef.}}} = 2.228 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

Krökningsbidrag från krympning

Krökningen antas vara konstant över hela balklängden

$$\text{krök}_{\text{krymp}} := \frac{F_{\text{cs1}} \cdot e_1}{E_{\text{c,ef.}} \cdot I_{\text{II,ef.}}} = 4.584 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

Bärande konstruktioner
del2, ekv. B8-5b

Nedböjning

Delarea 1, last osprucket

$$x_{A1} := \frac{5}{8} x_{cr} = 0.715 \text{ m}$$

$$A_{del1} := \frac{2}{3} \cdot x_{cr} \cdot \text{krök}_{osprucken} = 1.144 \times 10^{-4}$$

$$f_1 := \frac{A_{del1}}{2} \cdot x_{A1} = 4.093 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Nedböjning för delarea 1

Delarea 2, last sprucket

Krökningen antas vara konstant under den spruckna delen

$$x_{A2} := \frac{\left(\frac{L_{spann}}{2} - x_{cr} \right)}{2}$$

$$A_{del2} := \left(\frac{L_{spann}}{2} - x_{cr} \right) \cdot (\text{krök}_{sprucken2} - \text{krök}_{sprucken1}) = 8.99 \times 10^{-3}$$

$$f_2 := \frac{A_{del2}}{2} \cdot x_{A2} = 0.014 \text{ m}$$

Nedböjning för delarea 2

Delarea 3, krympning

$$x_{kr} := \frac{\left(\frac{L_{spann}}{2} \right)}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$A_{kr} := \left(\frac{L_{spann}}{2} \right) \cdot \text{krök}_{krymp} = 3.438 \times 10^{-3}$$

$$f_3 := A_{kr} \cdot x_{kr} = 0.013 \text{ m}$$

Nedböjning för delarea 2, för krympning

$$f_{mitt} := f_1 + f_2 + f_3 = 27.216 \cdot \text{mm}$$

Total nedböjning

Kontroll: Största tillåtna nedböjning på grund av trafiklast är L/200

$$f_{max} := \frac{L_{spann}}{200} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$f_{mitt} \leq f_{max} = 1$$

OK!

Bilaga 17 – Beräkning av sprickbredd

Kontroll av sprickbredd - längsled

Ingångsdata :

Betong:

$c_{\text{nom}} := 35\text{mm}$	Täckande betongskikt hos längsgående armering (beräknat i avsnitt)
$x := 0.270\text{m}$	Hur långt ner betongen är tryckt i stadium II
$h = 1.08\text{ m}$	Höjd tvärsnitt
$b_w = 1.061\text{ m}$	Balkens livbredd
$cc_{\text{stäng}} := 0.1\text{m}$	Kontrollera cc-mått- mellan centrum till centrum av stängerna.
$E_{\text{cm}} = 42\cdot\text{GPa}$	Elasticitetsmodulens medelvärde beroende på hållfasthetsklassen
$f_{\text{ctm}} = 4.8\cdot\text{MPa}$	Draghållfasthetens medelvärde f_{ctm}

Armering:

$\phi = 0.025\text{ m}$	Armeringens diameter
$A_s = 0.022\text{m}^2$	Armeringsarea
$E_s = 200\cdot\text{GPa}$	Simensioneringsvärde på elasticitetsmodulen
$\sigma_s = 0.191\cdot\text{GPa}$	Stålspänning i spricksnittet beräknat i stadium II. Mittbalk lastfall 2 och ytterbalk lastfall 1.

Krav:

$w_{\text{max}} := 0.3\text{mm}$	Vald sprickbredds begränsning enligt TRVS1990:12
----------------------------------	--

Medelavstånd mellan kant och armering, d_m

$$d_m = 0.883 \text{ m}$$

Den karakteristiska sprickbredden hos en armerad konstruktionsdel kan beräknas som:

$$w_k = S_{r, \max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

där $S_{r\max}$ = karakteristiskt sprickavsånd

ϵ_{sm} = stålets medeltöjning inklusive effekt av påtvingad deformation.

ϵ_{cm} = betongens medeltöjning mellan sprickor.

Karakteristiskt sprickavstånd - avser endast medverkande del av tvärsnittet

$$S_{r\max} = k_3 \cdot c_{\text{nom}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,ef}}$$

$$k_1 := 0.8$$

(Kamstänger)

$$k_2 := 0.5$$

(Faktor som beaktar inverkan av töjningsgradient. Kan vid ren böjning sättas till 0,5.)

$$k_3 := 3.4$$

(Nationell parameter, rekommenderat värde)

$$k_4 := 0.425$$

(Nationell parameter, rekommenderat värde)

$$h_{ef} := \min \left[2.5 \cdot (h - d_m), \frac{(h - x)}{3}, \frac{h}{2} \right]$$

$$A_{ef} := h_{ef} \cdot b_w = 0.286 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,ef} := \frac{A_s}{A_{ef}} = 0.075$$

$$S_{r\max} := k_3 \cdot c_{\text{nom}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,ef}} = 0.175 \text{ m}$$

Karakteristiskt sprickavstånd

Skillnaden i stålets och betongens medeltöjning får uppskattas som:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\left[\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_p \cdot e_f} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,ef}) \right]}{E_s} \quad \text{dock minst } 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$k_t := 0.4 \quad \text{för långtidslast}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_{cm}} = 4.762$$

$$\Delta\varepsilon := \frac{\left[\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_p \cdot e_f} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,ef}) \right]}{E_s} = 7.795 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{\min} := 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 5.715 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon > \Delta\varepsilon_{\min} = 1 \quad \text{OK!}$$

Karakteristisk sprickbredd beräknas som:

$$w_k := S_{rmax} \cdot \Delta\varepsilon = 0.137 \cdot \text{mm}$$

Kontroll på krav för maximalt tillåtna sprickbredd

$$w_k < w_{\max} = 1 \quad \text{OK!}$$

Kontroll av sprickbredd - tvärled

Material

$$\begin{aligned}f_{ctm} &:= 4.8\text{MPa} & E_{cm} &:= 42\text{GPa} \\f_{ck} &:= 80\text{MPa} & E_{cd} &:= 35\text{GPa} \\f_{ctd} &:= 2.267\text{MPa}\end{aligned}$$

Armering B500B

$$\begin{aligned}f_{yk} &:= 500\text{MPa} \\E_s &:= 200\text{GPa}\end{aligned}$$

Tvärnittskonstanter

$$\begin{aligned}h_{platta} &:= 0.4\text{m} \\b_{platta} &:= 1\text{m}\end{aligned}$$

Kontroll av sprickmoment

$$M_{fält.max} := 629.674\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Maxmoment för fält och moment

$$M_{stöd.max} := 505.124\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{cr} := f_{ctm} = 4.8\cdot\text{MPa}$$

$$x_c := \frac{h_{platta}}{2}$$

Tryckzonens höjd för både stöd och fält

$$z := h_{platta} - x_c = 0.2\text{ m}$$

$$I_c := \frac{b_{platta} \cdot h_{platta}^3}{12} = 5.333 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Yttröghetsmoment:

Beräkna sprickmomentkapacitet M_{cr} i bruksgränstillstånd

$$M_{cr} := \frac{\sigma_{cr} \cdot I_c}{z} = 128 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cr} < M_{fält.max} = 1$$

Spricker

$$M_{cr} < M_{stöd.max} = 1$$

Spricker

Betongen spricker och krav för sprickbredd måste uppfyllas!

Tvårsnittskonstanter, stadium II

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

Diameter på ett armeringsjärn

$$A_{si} := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

Area på ett armeringsjärn

$$M_{\text{fält.max.lång}} := 6.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maxmoment för både stöd och fält, kontrollerar endast för stöd då detta ger störst sprickbredd

$$M_{\text{stöd.max.lång}} := 13.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_{ef} := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi) = 8.605$$

$$d'_{\text{platta}} := 0.056 \text{ m}$$

$$d_{\text{platta}} := 0.345 \text{ m}$$

$$X_{tp} := \frac{h_{\text{platta}}}{2}$$

$$x := 0.1 \text{ m}$$

$$f(x) := b_{\text{platta}} \cdot \frac{x^2}{2} + (\alpha_{ef} - 1) \cdot 2 \cdot A_{si} \cdot (x - d'_{\text{platta}}) - \alpha_{ef} \cdot 10 \cdot A_{si} \cdot (d_{\text{platta}} - x)$$

$$x_t := \text{root}(f(x), x) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{II,ef} := b_{\text{platta}} \cdot x_t + (\alpha_{ef} - 1) \cdot 2 \cdot A_{si} + 10 A_{si} \cdot \alpha_{ef} = 0.18 \text{ m}^2$$

$$I_{II,ef} := \frac{b_{\text{platta}} \cdot x_t^3}{12} + b_{\text{platta}} \cdot x_t \cdot \left(\frac{x_t}{2} - X_{tp} \right)^2 \dots = 3.597 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$
$$+ (\alpha_{ef} - 1) \cdot 2 \cdot A_{si} \cdot (X_{tp} - d'_{\text{platta}})^2 + \alpha_{ef} \cdot 10 \cdot A_{si} \cdot (d_{\text{platta}} - X_{tp})^2$$

$$e_u := d_{\text{platta}} - x_t = 0.215 \text{ m}$$

$$e_{\text{ö}} := x_t - d'_{\text{platta}} = 0.074 \text{ m}$$

Krympkraft

$$F_{cs,\text{övre}} := E_s \cdot \epsilon_{cs} \cdot 2 \cdot A_{si} = 54.623 \cdot \text{kN}$$

$$F_{cs,\text{undre}} := E_s \cdot \epsilon_{cs} \cdot 10 \cdot A_{si} = 273.116 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av betongspänning

$$\sigma_c(z) := \frac{F_{cs,\text{övre}} - F_{cs,\text{undre}}}{A_{II,\text{ef}}} + \frac{-F_{cs,\text{övre}} \cdot e_{\text{ö}} + F_{cs,\text{undre}} \cdot e_{\text{u}} + M_{\text{stöd,max.lång}}}{I_{II,\text{ef}}} \cdot z$$

Kontroll av spänning i betongen, mest ansträngt i överkanten $z=x$

$$z_{c,\text{max}} := x_t = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_c(z_{c,\text{max}}) = 1.272 \cdot \text{MPa}$$

$$|\sigma_c(z_{c,\text{max}})| \leq 0.6 \cdot f_{ck} = 1 \quad \text{OK}$$

Kontroll av stålspänning överkant

$$\sigma_c(e_{\text{ö}}) = 0.205 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{övre}} := (\alpha_{\text{ef}} - 1) \cdot \sigma_c(e_{\text{ö}}) - \frac{F_{cs,\text{övre}}}{2 \cdot A_{si}} = -54.08 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{övre}} \leq f_{yk} = 1 \quad \text{OK!}$$

Kontroll av stålspänning underkant

$$\sigma_c(e_{\text{u}}) = 2.874 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{undre}} := \alpha_{\text{ef}} \cdot \sigma_c(e_{\text{u}}) + \frac{F_{cs,\text{undre}}}{10 \cdot A_{si}} = 80.371 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s,\text{undre}} \leq f_{yk} = 1 \quad \text{OK!}$$

Sprickbredd

$$w_k = s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon_m \quad \text{där} \quad s_{r,max} = k_3 \cdot c_{\text{täckande}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,ef}}$$

$$k_1 := 0.8 \quad \text{ty kamstänger används}$$

$$k_2 := 0.5 \quad \text{ty ren böjning}$$

$$k_3 := 3.4 \quad \text{nationell parameter (rekommenderat värde)}$$

$$k_4 := 0.425 \quad \text{nationell parameter (rekommenderat värde)}$$

$$c_{\text{täckande}} := 35 \text{ mm} \quad \text{täckande betongskikt}$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{12 \cdot A_{si}}{A_{c,ef}} \quad \text{där} \quad A_{c,ef} = h_{c,eff} \cdot b_{eff}$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h_{platta} - d_{platta}), \frac{h_{platta} - x_t}{3}, \frac{h_{platta}}{2} \right] = 0.09 \text{ m}$$

$$A_{c,ef} := h_{c,eff} \cdot b_{platta} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,ef} := \frac{12 \cdot A_{si}}{A_{c,ef}} = 0.066$$

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c_{\text{täckande}} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,ef}} = 0.184 \text{ m}$$

$$\alpha := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad k_t := 0.4 \quad \text{ty långtidslast}$$

$$\Delta \varepsilon_m := \begin{cases} \frac{\sigma_{s,undre} \dots + -k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,ef})}{E_s} & \text{if } \frac{\sigma_{s,undre} \dots + -k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,ef}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{p,ef})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,undre}}{E_s} = 2.411 \times 10^{-4} \\ \left(0.6 \cdot \frac{\sigma_{s,undre}}{E_s} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.044 \text{ mm}$$

$$w_k \leq 0.300 \text{ mm} = 1$$

OK! enl. TRVFS 2011:12

Bilaga 18 – Preliminär kostnadsberäkning

Preliminär materialkostnadsberäkning för överbyggnaden

Kostnad

Betong inkl form och gjutning: 2500 kr/m³

Armering (inlagd, bockad och klar): 15 000 kr/ton

Armeringsmängd:

Betong överbyggnad: 150 kg/m³

Räcken 3500 kr/m

Tätskikt + beläggning ca 450 kr/m²

$n_{\text{balk}} := 3$	Antal balkar
$b_{\text{brobaneplatta}} := 9.5\text{m}$	Fri bredd
$t_f := 0.4\text{m}$	Höjd brobana
$b_{\text{kantbalk}} := 0.4\text{m}$	Bredd kantbalk
$h_{\text{kantbalk}} := 0.5\text{m}$	Höjd kantbalk
$h := 1.08\text{m}$	Konstruktionshöjd
$b_w := 1.061\text{m}$	Bredd balk
$h_w := h - t_f = 0.68\text{m}$	Livhöjd
$L_{\text{bro}} := 15\text{m}$	Fritt brospann
$k_{\text{btg}} := 2500 \cdot \frac{1}{\text{m}^3}$	Kostnad för betong (kr/m ³)
$k_{\text{arm}} := 15 \cdot \frac{1}{\text{kg}}$	Kostnad för armering (kr/kg)
$k_{m_{\text{arm}}} := 150 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Mängd armering per m ³ betong
$k_{\text{räcke}} := \frac{3500}{\text{m}}$	Kostnad för räcken (kr/m)
$k_{\text{tät.bel}} := \frac{450}{\text{m}^2}$	Kostnad för tätskikt och beläggning (kr/m ²)

Mängd betong

$$V_{\text{liv}} := 3 \cdot b_w \cdot h_w \cdot L_{\text{bro}} = 32.467 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{brobaneplatta}} := (2 \cdot b_{\text{kantbalk}} \cdot h_{\text{kantbalk}} + b_{\text{brobaneplatta}} \cdot t_f) \cdot L_{\text{bro}} = 63 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bro}} := V_{\text{liv}} + V_{\text{brobaneplatta}} = 95.467 \text{ m}^3$$

Mängd armering

$$m_{\text{arm}} := k_{\text{arm}} \cdot V_{\text{bro}} = 1.432 \times 10^4 \text{ kg}$$

Kostnad betong

$$K_{\text{btg}} := k_{\text{btg}} \cdot V_{\text{bro}} = 2.387 \times 10^5$$

Kostnad armering

$$K_{\text{arm}} := k_{\text{arm}} \cdot m_{\text{arm}} = 2.148 \times 10^5$$

Kostnad räcken

$$K_{\text{räcken}} := k_{\text{räcke}} \cdot 2 \cdot L_{\text{bro}} = 1.05 \times 10^5$$

Kostnad tätskikt och beläggning

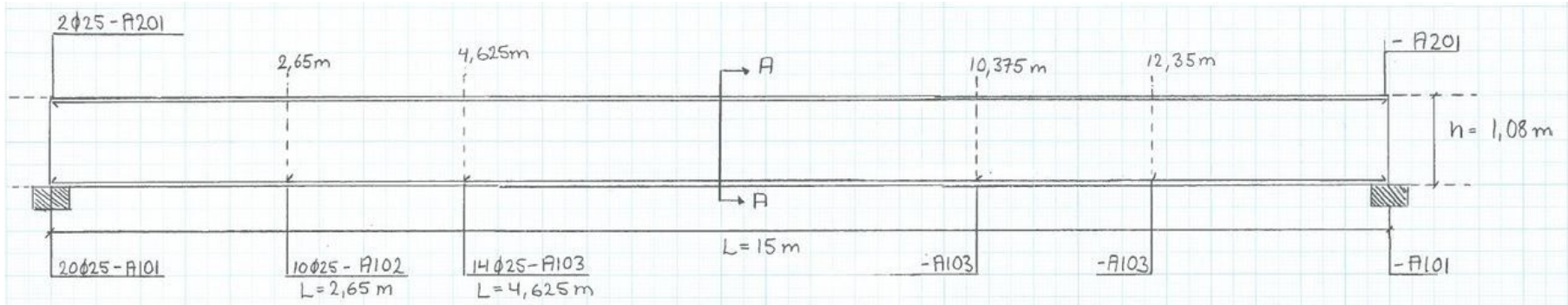
$$K_{\text{tät.bel}} := k_{\text{tät.bel}} \cdot L_{\text{bro}} \cdot b_{\text{brobaneplatta}} = 6.412 \times 10^4$$

Total materialkostnad överbyggnad

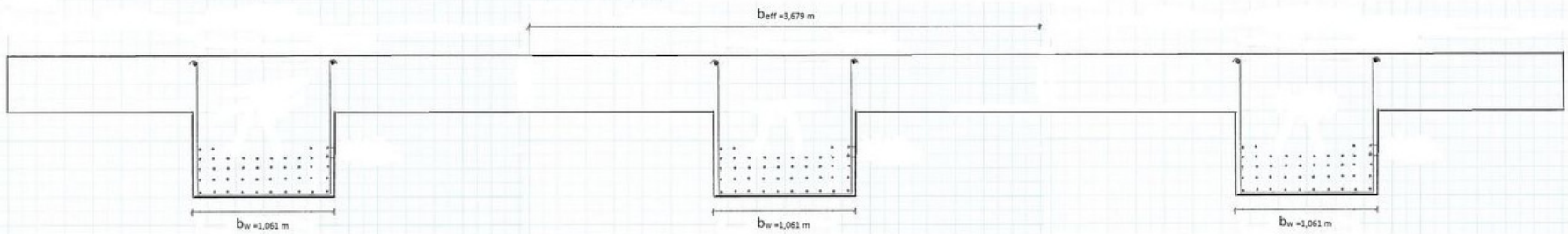
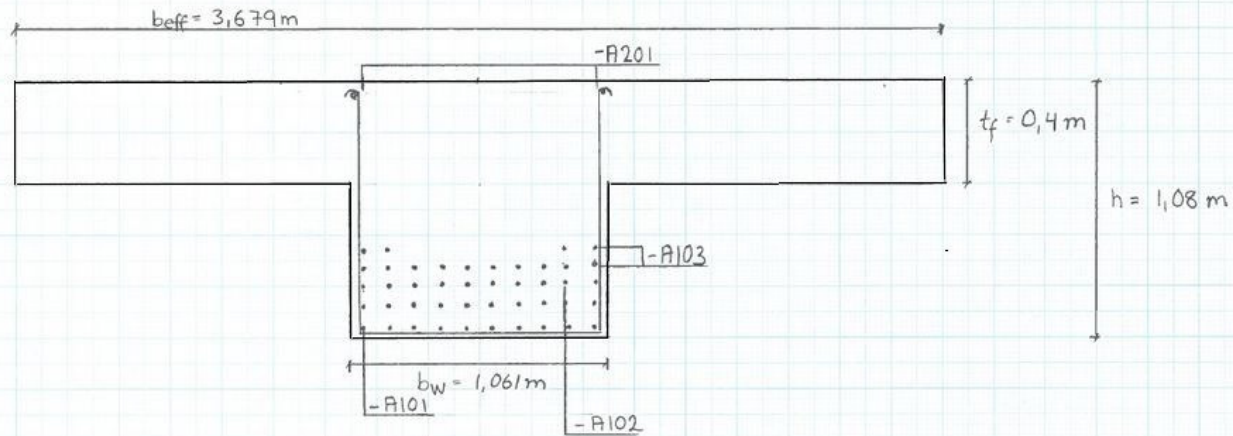
$$K_{\text{över}} := K_{\text{btg}} + K_{\text{arm}} + K_{\text{räcken}} + K_{\text{tät.bel}} = 6.226 \times 10^5$$

Den totala preliminära materialkostnaden för överbyggnaden är 622 600 kr.

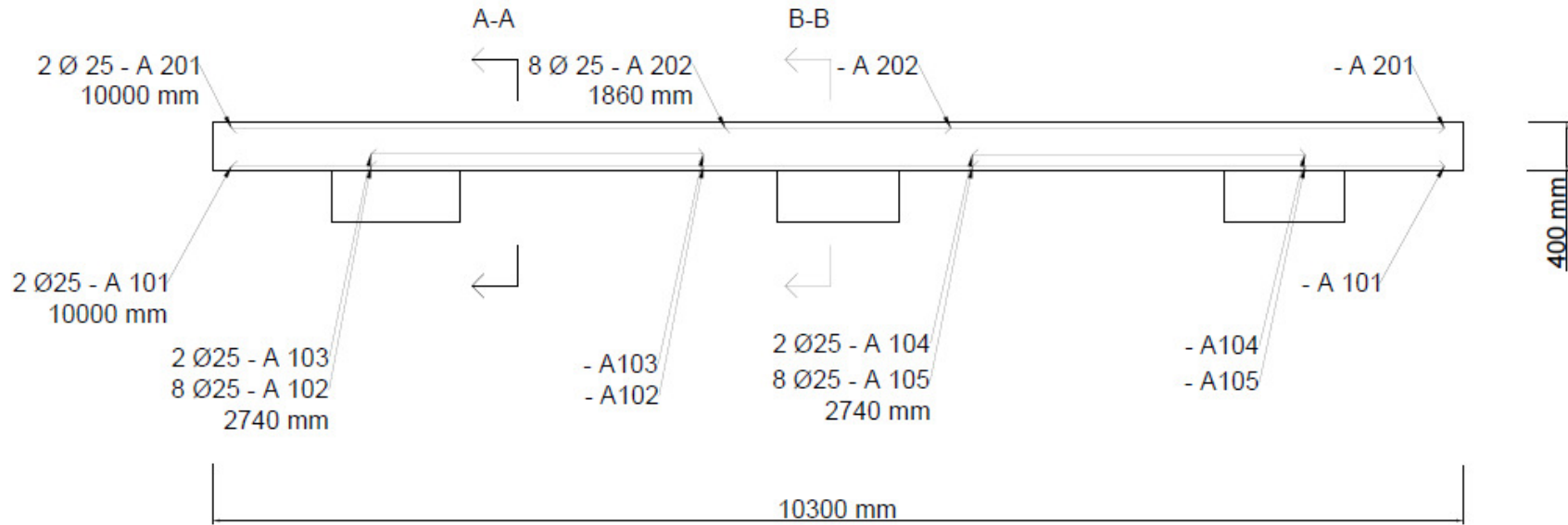
Bilaga 19 – Förslagsritningar, preliminära dimensioner



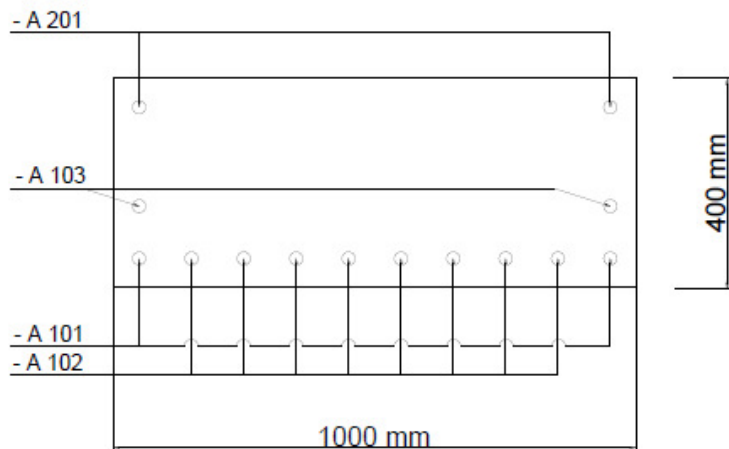
A-A:



Normalarmering platta, tvärsed 1:20



A-A 1:5



B-B 1:5

