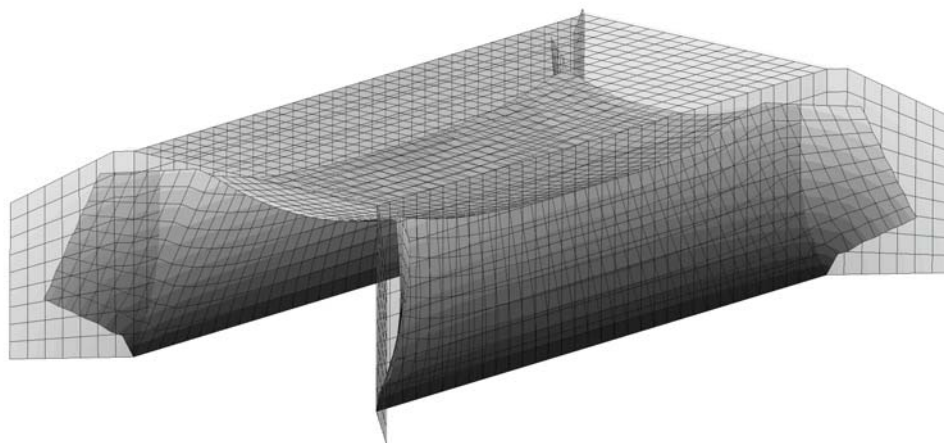




LUND
UNIVERSITY



MODELLERING AV TEMPERATURBELASTADE PLATTRAMBROAR

Utvärdering av tvångslaster och armeringsbehov

DIANA SHAHEEN

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES
DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS

ISRN LUTVDG/TVSM--26/5283--SE (1-89) | ISSN 0281-6679

MASTER'S DISSERTATION

MODELLERING AV TEMPERATURBELASTADE PLATTRAMBROAR

Utvärdering av tvångslaster
och armeringsbehov

DIANA SHAHEEN

Supervisors: **LINUS ANDERSSON**, Assistant Professor, Division of Structural Mechanics, LTH
and **HENRIK WOLLMAR**, Gruppchef, Bro Syd, Sweco AB, Malmö.

Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Division of Structural Mechanics, LTH.

Copyright © 2026 Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, August 2026 (PI).

For information, address:

Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.byggmek.lth.se

Sammanfattning

Plattribroar är vanligt förekommande i Sverige och utsätts kontinuerligt för temperaturvariationer. Dessa variationer ger upphov till tvångslaster när konstruktionen hindras från att röra sig fritt vid termisk expansion eller kontraktion. Tidigare studier indikerar att armeringsmängden i plattribroar har ökat betydligt under de senaste 50 åren, vilket bland annat kan kopplas till ökade krav på tredimensionell modellering samt ändringar av dimensioneringsnormer. Samtidigt saknas tydliga riktlinjer i Eurokoderna och Trafikverket för hur temperaturlaster ska modelleras och vilka temperaturfördelningar som bör beaktas vid tredimensionell analys.

Detta arbete syftar till att analysera hur temperaturlaster påverkar armeringsbehovet i plattribroar och att undersöka inverkan av olika temperaturfall, krypning samt randvillkor.

Studien har genomförts med hjälp av finita elementberäkningar, där geometriska dimensioner och materialegenskaper har implementerats i en modell av en referensbro belägen i Falkenberg. Plattribron modellerades i BRIGADE Plus med lastfall både inklusive och exklusive temperaturlaster. Därefter har minimiarmering och armering för sprickviddskrav beräknats baserat på de resultat som extraherats från plattan.

Vid jämförelse mellan armeringsbehov med och utan temperatur indikerar resultatet att tillskottet i armeringsbehov på grund av temperaturlast är betydligt större i tvärgående riktning än i längsgående. För det studerade referensfallet medför även den minimiarmering som beräknats i bruksgränstillståndet ett större armeringsbehov i tvärriktning än det som erhålls vid dimensionering i brottngränstillståndet. Förändrade riktlinjer avseende minimiarmeringen kan därför uppfattas som en av orsakerna till den ökade mängden armering som placeras i dagens broar, särskilt när denna beräknas med avseende på ren dragning. Minimiarmering vid ren dragning innebär i vissa fall att ingen sprickviddsberäkning behövs för den befintliga bron.

För att minska armeringsbehovet, särskilt i de fall där temperaturskillnader mellan broelement är dimensionerande, kan en temperaturskillnad mellan platta och ramben på 10 °C, istället för 15 °C, bidra till en tydlig minskning. Vid en temperaturskillnad på 5 °C blir denna minskning ännu tydligare.

Nyckelord: Minimiarmering, plattribro, sprickviddskontroll, temperaturlaster, temperaturskillnad

Abstract

Portal frame bridges are common in Sweden and are continuously subjected to temperature variations. These variations give rise to restraint forces when the structure is prevented from moving freely during thermal expansion or contraction. Previous studies indicate that the amount of reinforcement in portal frame bridges has increased substantially over the past 50 years, which can partly be attributed to stricter requirements for three-dimensional modelling as well as changes in design standards. At the same time, clear guidelines are lacking in both the Eurocodes and the Swedish Transport Administration regarding how temperature actions should be modelled and which temperature distributions ought to be considered in three-dimensional analyses.

This study aims to analyse how temperature actions influence the reinforcement demand in portal frame bridges and to examine the effects of different temperature load cases, creep, and boundary conditions.

The investigation was carried out using finite element analysis, where geometric dimensions and material properties were implemented in a model of a reference bridge located in Falkenberg. The portal frame bridge was modelled in BRIGADE Plus with load cases both including and excluding temperature actions. Minimum reinforcement and reinforcement required for crack-width control were subsequently calculated based on the results extracted from the deck slab.

A comparison between reinforcement demand with and without temperature actions indicates that the additional reinforcement required due to thermal effects is significantly larger in the transverse direction than in the longitudinal direction. For the studied reference case, the minimum reinforcement calculated in the serviceability limit state also results in a greater transverse reinforcement demand than that obtained in the ultimate limit state. Revised guidelines regarding minimum reinforcement may therefore be perceived as one of the reasons behind the increased amount of reinforcement placed in modern bridges, particularly when this reinforcement is governed by pure tension. Minimum reinforcement under pure tension implies that, in some cases, no crack-width calculation is required for the existing bridge.

To reduce the reinforcement demand, especially in cases where temperature differences between bridge components are governing, a temperature difference of 10 °C between the deck slab and the frame legs, instead of 15 °C, can lead to a noticeable reduction. At a temperature difference of 5 °C, this reduction becomes even more pronounced.

Keywords: Minimum reinforcement, portal frame bridge, crack-width control, temperature loads, temperature difference

Förord

Detta arbete har genomförts som avslutning på masterexamen i Väg- och vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola (LTH). Arbetet har utförts vid Avdelningen för Byggnadsmekanik på LTH i samarbete med Bro och Anläggning på Sweco i Malmö. Rapporten *Resursslöseri i anläggningsbyggandet? Vad kan vi lära av 50 års utveckling?* har varit inspirationskälla till valet av ämne, detta tillsammans med det stora intresset för temperaturlastade konstruktioner.

Det valda ämnet har fört med sig betydligt mer kunskap än vad som ryms i denna rapport. För alla veckor på Swecos kontor vill jag rikta ett stort tack till Henrik Wollmar för all handledning och den kunskap jag fått möjlighet att ta del av. En god arbetsmiljö och motiverande grupp har varit avgörande. Ett stort tack riktas även till Emil Sjöstedt för all snabb och hjälpsam respons under arbetets gång.

Utöver detta vill jag framföra ett stort tack till Linus Andersson, handledare vid LTH, för all teknisk vägledning och det stöd som har gjort detta arbete möjligt.

Malmö, Maj 2026

Diana Shaheen

Innehåll

Sammanfattning	I
Abstract	III
Förord	V
1 Introduktion	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Mål	2
1.3 Frågeställningar	2
1.4 Metod	2
1.5 Avgränsningar	3
1.6 Disposition	4
2 Dimensioneringsförutsättningar	5
2.1 Samverkan mellan betong och armering	5
2.2 Yttre laster	5
2.2.1 Vertikala laster	5
2.2.2 Horisontala laster	6
2.3 Tvångslaster	8
2.4 Temperaturlaster	9
2.4.1 Linjär temperaturskillnad	9
2.4.2 Jämnt fördelad temperatur	10
2.4.3 Samtidig jämn temperaturfördelning och linjär temperaturskillnad	11
2.4.4 Temperaturskillnad mellan bärverksdelar	12
2.5 Lastkombinationer	13
2.5.1 Brottgränstillstånd (ULS)	13
2.5.2 Bruksgränstillstånd (SLS)	14
2.6 Eurokod och Trafikverkets infrastrukturegelverk	15
2.6.1 Eurokod - minimiarmering	15
2.6.2 Eurokod - Sprickviddsberäkning	18
2.6.3 Krav från Trafikverket	19
3 Metodik	21
3.1 Finita elementmetoden	21
3.2 Plattteori	23
4 Beräkningsmodell	27
4.1 Referensbro	27
4.1.1 Förutsättningar	27
4.1.2 Randvillkor	29
4.2 3D-modell	29
4.2.1 Konvergensanalys	30
5 Resultat för studerade lastfall	33
5.1 Yttre laster	33
5.1.1 Respons av yttre laster	34
5.1.2 Dimensionerande snittkrafter från yttre laster	35
5.2 Temperaturlaster	36
5.2.1 Respons av temperaturlaster	37
5.2.2 Dimensionerande snittkrafter från temperaturlaster	43

5.3	Respons av samtliga laster	44
6	Parameterstudie	47
6.1	Inverkan av temperaturskillnad mellan element	47
6.2	Inverkan av krypning vid temperaturlast	48
6.3	Inverkan av fjäderbädd	49
7	Armering och sprickviddskrav	53
7.1	Armeringsbehov - utan temperatur	53
7.1.1	Armering - ULS	53
7.1.2	Armeringsbehov med avseende på begränsning av sprickvidder . .	54
7.2	Armeringsbehov - med temperatur	54
7.3	Armeringsbehov - med inverkan av krypning	56
7.4	Armeringsbehov - med fjäderbädd	57
7.5	Resultatsammanställning	58
8	Diskussion och slutsats	61
8.1	Laster och dimensionering	61
8.2	Diskussion av parameterstudien	62
8.3	Slutsats	62
8.4	Förslag på framtida studier	63
	Referenser	65
	Bilagor	67
A	Laster	67
B	Snittkrafter	70
C	Minimiarmering	80
D	Sprickviddskontroll	82
E	Fjäderbädd	86

1 Introduktion

Detta arbete inkluderar en analys av tvångslaster orsakade av temperaturpåverkan i plattrambroar. Fokus ligger på modellering med linjärelastisk analys, som är en förutsättning vid praktisk dimensionering där kombinationer av flera olika lastfall måste beaktas. Arbetet förväntas ge ökad förståelse för sambandet mellan temperaturlaster och armeringsbehov genom att utvärdera ingångsparametrar för att minska armeringsmängden och därmed resultera i både ekonomiska och miljömässiga fördelar.

1.1 Bakgrund

Plattrambroar är vanligt förekommande i Sverige och utsätts kontinuerligt för temperaturvariationer. Dessa variationer skapar tvångskrafter, som uppstår när konstruktionen hindras från att röra sig fritt vid termisk expansion eller kontraktion. I dagens byggbransch används i huvudsak linjära beräkningsmodeller vid dimensionering enligt Europeiska beräkningsstandarder och Trafikverkets infrastrukturregelverk, bland annat för att effektivt kunna utvärdera och kombinera olika lastfall. Linjära modeller kan dock leda till konservativa resultat och att en betydande mängd armering placeras i brokonstruktionen för att hantera tvångslaster.

Övergången från tvådimensionell till tredimensionell modellering har fört med sig en betydande ökning av armeringsmängden, eftersom tvärriktningen då beaktas, vilket vanligtvis inte gjordes tidigare. En studie av Björnsson et al (2025), *Resursslöseri i anläggningsbyggandet? Vad kan vi lära av 50 års utveckling?* har indikerat att armeringsmängden i plattrambroar har ökat med 69 procent under de senaste 50 åren, vilket till viss del beror på de nya kraven på 3-D modellering (Björnsson et al., 2025). En annan studie hävdar att temperaturerna som används för att beräkna tvångslasterna är högt uppskattade (Gottsäter et al., 2017). Detta kan innebära att orsakerna inte enbart ligger i införandet av krav på 3-D modellering, utan snarare i modelleringsaspekter, ingångsparametrar samt de normer som används. Idag ligger stort fokus på hållbarhet, effektivitet och kostnader; därför är det viktigt att vidare studera sambandet mellan beräknad armeringsmängd och tvångslaster för att undersöka om armeringsbehovet kan reduceras.

1.2 Mål

Målet är att, med linjärelastisk analys, studera hur temperaturlaster påverkar armeringsbehovet i platttrambroar samt att undersöka om förändrade ingångsparametrar och modelleringsaspekter kan ge ett förändrat resultat.

1.3 Frågeställningar

- Hur mycket armering krävs för att hantera temperaturlaster i en platttrambro enligt gällande normer?
- Kan förändrade ingångsparametrar leda till reducerade tvångslaster och därmed ett minskat behov av armering?
- Vilken inverkan har modellering av randvillkor på armeringsbehovet?

1.4 Metod

För att besvara frågeställningarna har finita elementberäkningar använts, där geometriska dimensioner och materialegenskaper har baserats på ett verkligt referensfall. Armeringsbehovet har analyserats genom att en platttrambro modellerats i BRIGADE Plus (TECHNIA, 2024) med laster både inklusive och exklusive temperaturlaster. Snittkrafter för dimensionering har extraherats från programmet, medan lastdata som implementerades i programmet samt beräkningar av armeringsbehov har genomförts i Microsoft Excel (Microsoft, 2024).

För att undersöka inverkan av ingångsparametrar och randvillkor har olika temperaturfördelningar samt modelleringsmetoder analyserats. Syftet var att studera hur dessa påverkar den erforderliga armeringen. För att tydligt kunna isolera varje parameters effekt har en parameter i taget varierats. Grundförutsättningarna för den modellerade bron har baserats på referensprojekt som Sweco AB har genomfört.

1.5 Avgränsningar

Arbetet har fokuserat på raka plattrambroar. För att förenkla arbetet har följande avgränsningar specificerats:

- Yttre laster som beaktas är egentygnd, trafiklast och jordtryck.
- Temperaturfördelningar som ingår i studien är:
 - Jämn temperaturfördelning
 - Vertikal linjär temperaturskillnad
 - Samtidig jämn och linjärt varierande temperaturfördelning
 - Temperaturskillnad mellan element
- Endast linjärelastisk teori används, det vill säga betongens uppsprickning beaktas inte.
- Detaljerad armeringsutformning har inte genomförts, men kontroll av armeringsmängder har genomförts.
- Största delen av analysen baseras på resultat beräknade i brons farbaneplatta.
- Studien begränsas till analys av armering i underkant.

1.6 Disposition

Kapitel 1

Kapitel 1 ger en övergripande beskrivning av arbetet, där mål, frågeställningar och metod presenteras.

Kapitel 2

Kapitel 2 beskriver den teori som ligger till grund för arbetet och som tillämpas i analysen. Här anges även de laster och lastkombinationer som inkluderas i beräkningarna.

Kapitel 3

Kapitel 3 redogör i detalj för den metod som tillämpas i analyserna samt det använda programmet, där fokus ligger på finita elementmetoden.

Kapitel 4

Kapitel 4 anger de förutsättningar som gäller för den valda referensbron, samt presenterar modellens konvergensanalys.

Kapitel 5

Kapitel 5 redovisar de applicerade lasterna samt den resulterande responsen uttryckt i krafter och moment.

Kapitel 6

Kapitel 6 omfattar en parameterstudie där lastresponsen analyseras med avseende på de parametrar som valts för studien. Avsnittet redovisar krypningens inverkan på snittkrafterna samt lastpåverkan vid olika temperaturfall. Därutöver utvärderas även lastresponsen vid införande av rotationsfjädrar.

Kapitel 7

Kapitel 7 behandlar armeringsbehovet för de laster som tagits fram i Kapitel 5 och 6, där både minimiarmering och sprickviddskontroll redovisas.

Kapitel 8

Kapitel 8 diskuterar de resultat som erhållits avseende laster och armeringsbehov. Kapitel avslutas med en sammanfattande slutsats samt en redogörelse för möjliga inriktningar för framtida studier.

2 Dimensioneringsförutsättningar

2.1 Samverkan mellan betong och armering

Plattribroar är i stort sett alltid utförda i betong (Anwari & Azizi, 2025) där materialets höga tryckhållfasthet utgör en betydande fördel. För att konstruktionen ska kunna hantera dragkrafter används armering. Armeringen samverkar med betongen genom vidhäftning, som inkluderar adhesion mellan cementpasta och armeringstänger, mekanisk vidhäftning mot stålet samt friktion mellan armeringsstång och betong (Isaksson et al., 2017).

Armeringens funktion i en betongkonstruktion är inte enbart att ta upp dragkrafter, utan även att begränsa sprickbildning genom att reducera sprickvidder (Samuelsson & Darvelid, 2025). Av denna anledning kan armeringsmängden i vissa fall behöva ökas, särskilt i områden där tvångseffekter till följd av temperaturvariationer och randvillkor ger upphov till stora dragspänningar i betongen.

Betong kan spricka i dragna delar, där armeringen börjar samverka. När den första sprickan uppkommer, börjar den armerade betongen att bete sig olinjärt (Andersson & Andersson, 2010).

2.2 Yttre laster

Yttre laster som verkar på en brokonstruktion inkluderar bland annat vertikala laster från egentyngd och trafik samt horisontella laster från exempelvis jordtryck, vind, acceleration och bromsning. Denna studie avgränsas till egentyngd och trafik som vertikala laster samt jordtryck som horisontell last.

2.2.1 Vertikala laster

Egentyngden för en platta uttryckt i kN/m^2 beräknas enligt Ekv.(1):

$$q_{egn} = \gamma t \quad (1)$$

där γ (kN/m^3) är tungheten och t (m) är tjockleken.

Trafiklaster som verkar på en bro kan enligt SS-EN 1991-2, avsnitt 4.2.5, beskrivas med fyra lastmodeller: LM1, LM2, LM3 och LM4. Lastmodell LM1 täcker en stor del av trafikeffekten och blir ofta dimensionerande.

Lastmodell LM1 bygger på att brons bredd (tvärriktning) delas upp i fält med bredden 3m. Varje fält belastas av två delsystem: ett boggisystem (tandemaxlar) som representerar koncentrerade axellaster, och en jämn utbredd last (SS-EN 1991-2, avsnitt 4.3.2).

Boggisystemet består av två axlar med identiska hjul. Karakteristiska axellasten beskrivs med:

$$\alpha_Q Q_k,$$

där α_Q är en anpassningsfaktor och Q_k är lastens karakteristiska värde.

Den utbredda lasten beskrivs med:

$$\alpha_q q_k,$$

där α_q är en anpassningsfaktor för den utbredda lasten och q_k är lastens karakteristiska värde.

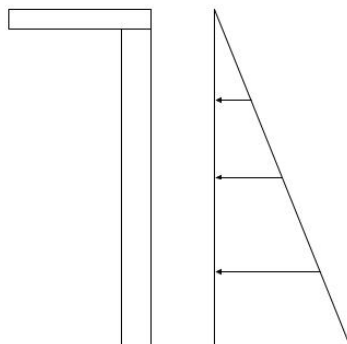
Tabell 2.1 nedan anger de karakteristiska värdena för koncentrerad och utbredd last för respektive fält. Trafiklasten ska placeras i de positioner som ger mest ogynnsam verkan i den studerade konstruktionen (SS-EN 1991-2, avsnitt 4.3.2). Lasten förflyttas längs trafiklinjen för att generera de mest ogynnsamma snittkrafterna. I tvärled är lastens position däremot fixerad.

Tabell 2.1: Karakteristiska värden för koncentrerad och utbredd last för respektive fält enligt LM1.

Lastfält	Axellast Q_{ik} (kN)	Utbredd last q_{ik} (kN/m ²)
1	300	9
2	200	2.5
3	100	2.5
Återstående yta	0	2.5

2.2.2 Horisontala laster

Enligt TRVINFRA-00227 avsnitt 7.2.1, ska jordtryck dimensioneras som vilotryck, det vill säga där jordens sidotryck mot rambenen antas i ett tillstånd där ingen rörelse sker mellan jord och konstruktion. Vilotrycket antas vara linjärt ökande, se Figur 2.1. Enligt SS-EN 1997-1 kan vilotrycket beskrivas med Ekv.(2).



Figur 2.1: Linjärt ökande jordtryck på ramben.

$$\sigma_h(z) = K_0 \gamma z \quad (2)$$

där

$\sigma_h(z)$ är horisontellt jordtryck vid djupet z [kPa].

K_0 är vilojordtryckskoefficient [].

γ är jordens tunghet [kN/m³].

z är djup under markytan [m].

Vilojordtryckskoefficient K_0 beräknas enligt SS-EN 1997-1, avsnitt 9.5.2 som:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'_d \quad (3)$$

Den dimensionerande friktionsvinkeln bestäms enligt:

$$\varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}}\right) \quad (4)$$

där φ'_k är den karakteristiska effektiva friktionsvinkeln och $\gamma_{\varphi'}$ är partialkoefficienten för friktionsvinkeln.

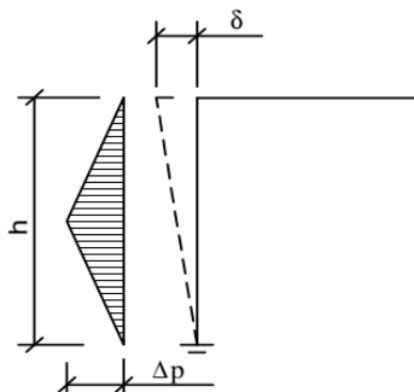
Horisontella laster kan generera en utveckling av vilotryck till fullt passivt jordtryck, vilket kan uttryckas med:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'_k}{2}\right) \quad (5)$$

För friktionsjord kan det passiva jordtrycket beräknas enligt:

$$\sigma_p(z) = K_p \gamma z \quad (6)$$

I TRVINFRA-00227, avsnitt 7.2.1.1.2.1, anges att horisontella laster som verkar på en konstruktion som vilar på en grundläggning ska kombineras med mothållande jordtryck. Det mothållande jordtrycket antas vara triangelfördelat med sitt maximala värde vid rambenets halva höjd, uttryckt enligt Ekv.(7) samt 0 vid rambenets övre respektive nedre kant, se Figur 2.2.



Figur 2.2: Motållande jordtryck vid horisontell förskjutning.

Maxvärdet bestäms enligt:

$$\Delta p = c \gamma z \beta \quad [\text{kN/m}^2] \quad (7)$$

där

c är 600 vid ogynnsamt jordtryck, t.ex. vid temperaturökning i broöverbyggnaden [].

c är 300 vid gynnsamt jordtryck, t.ex. vid upptagning av bromskraft [].

γ är jordmaterialets medeldensitet från markytan till djupet z [kN/m^3].

z är djup under markytan [m].

δ är konstruktionsdelens horisontella förskjutning vid överkant [m].

$$\beta = \frac{\delta}{h} \quad [^\circ].$$

Dock får vilojordtrycket tillsammans med Δp inte överstiga det passiva jordtrycket.

2.3 Tvångslaster

En plattrambro utsätts för yttre laster såsom trafik och jordtryck, men påverkas även av faktorer som temperaturvariationer, krympning och krypning. Beroende på randvillkoren kan delar av en konstruktion vara förhindrade från att röra sig. En rörelseförhindrad konstruktion som utsätts för laster kommer att ge upphov till inre spänningar och därmed tvångskrafter. Påkänningen på en konstruktion utsatt för tvångslaster bestäms av deformationen, till skillnad från yttre belastning där deformationen bestäms med hjälp av lastens storlek.

I betongkonstruktioner sker ofta sprickbildning i områden utsatta för dragkrafter. Denna sprickbildning leder till en reducering av böjstyvheten, vilket resulterar i en minskning av tvångskrafterna (Andersson & Andersson, 2010). Därför har styvheten

stor inverkan på lasterna och därmed elasticitetsmodulen som implementeras i beräkningsmodellen.

Utöver sprickbildning kan krypning leda till reduktion av tvångslaster. Krypning är en effekt av långvarig belastning och kan orsaka ökande deformationer, men vid tvång där deformationer förhindras leder detta istället till att spänningarna minskar över tid. Dessa krypningseffekter kan beaktas genom reducering av elasticitetsmodulen enligt Ekv.(8) (Gottsäter et al., 2020).

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (8)$$

där krypfaktorn φ för temperatur är 0.3 enligt Vägverkets publikation *BRO 2004*.

Dock kan, för en linjärelastisk modell utan modellering av armering, en reduktion av lasteffekten ge en likvärdig effekt som en reduktion av elasticitetsmodulen (Gottsäter et al., 2020). Reduktionsfaktorn för temperaturlasten kan då uttryckas enligt Ekv.(9).

$$f_{\text{temp}} = \frac{1}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.3} = 0.769 \quad (9)$$

2.4 Temperaturlaster

Temperatur till följd av årsvariationer, solstrålning och lufttemperatur påverkar betongkonstruktionens volym och form. När volymförändringen är förhindrad, uppstår tvångskrafter (Gottsäter et al., 2017). Uppvärmning ger en termisk utvidgning som, på grund av tvånget, genererar tryckspänningar. Avkylning medför motsatt effekt, där den termiska sammandragningen ger upphov till dragspänningar.

I en konstruktion kan tvångslaster orsakas av olika temperaturfördelningar: en jämn temperaturändring (ΔT_u), en linjär temperaturgradient kring y -axeln (ΔT_{My}) eller z -axeln (ΔT_{Mz}), samt temperaturskillnad mellan olika konstruktionselement, se Figur 4.1 i SS-EN 1991-1-5:2003.

Vid beräkningar kan en jämn temperaturändring kombineras med antingen temperaturskillnad mellan olika element eller en temperaturgradient. Däremot ska temperaturgradient inte kombineras med fallet där temperaturskillnad råder mellan olika element (Gottsäter et al., 2017).

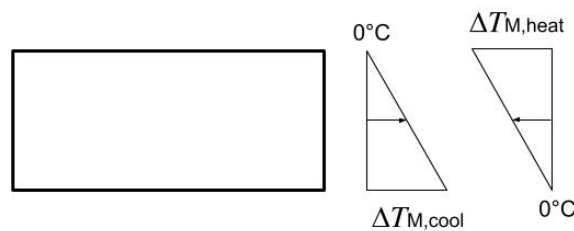
2.4.1 Linjär temperaturskillnad

En linjär temperaturgradient kan innebära både avkylning och uppvärmning. Vid avkylning är plattans ovansida kallare än dess undersida, och vid uppvärmning gäller det motsatta. Temperaturdifferenser kan uppträda både vertikalt och horisontellt, men horisontella skillnader beaktas endast under särskilda förutsättningar. I detta arbete

studeras därför enbart temperaturskillnader i vertikalled. Variationer i temperatur mellan plattans över- och undersida kan orsaka krökning och ge upphov till böjmoment om konstruktionens deformation förhindras.

För betongplattor ska vertikala temperaturskillnader beaktas genom en ekvivalent linjär temperaturskillnad mellan plattans över- och undersida, och kan tolkas som symmetrisk kring tvärsnittets tyngdpunkt (SS-EN 1991-1-5:2003, 6.1.4.1). I detta arbete har denna gradient valts enligt ett fall som bedöms mer realistiskt än den presenterade i Eurokod, där ena ytan värms upp eller kyls ned relativt en referenstemperatur på 0°C, se Figur 2.3.

Temperaturgradienten beskrivs med komponenterna $\Delta T_{M,heat}$ (positiv gradient) och $\Delta T_{M,cool}$ (negativ gradient).



Figur 2.3: Principskiss över negativ och positiv temperaturgradient.

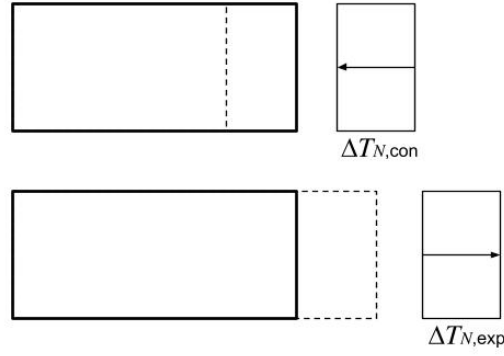
För betongplattor med ett ytlager på 50 mm anges följande värden enligt Tabell 6.1 i SS-EN 1991-1-5, avsnitt 6.1.4.1:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}, \quad \Delta T_{M,cool} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Värdena $\Delta T_{M,heat}$ och $\Delta T_{M,cool}$ ska reduceras med en faktor k_{sur} om en annan tjocklek på ytskiktet tillämpas. Värden på k_{sur} anges i Tabell 6.2 i SS-EN 1991-1-5, avsnitt 6.1.4.1.

2.4.2 Jämnt fördelad temperatur

När en konstruktion utsätts för jämn temperaturändring kan konstruktionen antingen expandera eller kontrahera, vilket resulterar i längdändring hos elementen, se Figur 2.4. Den jämna temperaturfördelningen är beroende av den maximala och minimala lufttemperaturen som konstruktionen utsätts för. Enligt EN 1991-1-5, avsnitt 6.1.3.3 kan en temperaturlast som ger förkortning och förläggning beskrivas med Ekv.(10) respektive Ekv.(11).



Figur 2.4: Principskiss över jämn temperaturminskning och temperaturökning.

Temperaturlast som orsakar förkortning kan beskrivas med:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (10)$$

Temperaturlast som orsakar förlängning kan beskrivas med:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (11)$$

där T_0 betecknar betongens temperatur vid gjutning och antas vara 10°C (EN 1991-1-5, Bilaga A.1). $T_{e,min}$ och $T_{e,max}$ är den minimala respektive maximala konstanta temperaturen för bron.

Därmed blir den totala temperaturändringen:

$$\Delta T = T_{e,max} + T_{e,min} \quad (12)$$

2.4.3 Samtidig jämn temperaturfördelning och linjär temperaturskillnad

I en plattrambro där alla ytor är exponerade för temperatur, är det viktigt att beakta inverkan av jämnt fördelad temperatur samtidigt som temperaturgradient. Enligt SS-EN 1991-1-5, avsnitt 6.1.5 ska fall enligt Ekv.(13) och Ekv.(14) beaktas, där den mest ogynnsamma väljs som dimensionerande.

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (13)$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (14)$$

där rekommenderade värden på ω_N och ω_M anges nedan (SS-EN 1991-1-5, avsnitt 6.1.5):

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

2.4.4 Temperaturskillnad mellan bärverksdelar

Utöver effekter orsakade av jämnt fördelad temperatur och linjär temperaturgradient ska även effekten av temperaturskillnad mellan olika bärverksdelar beaktas. I SS-EN 1991-1-5 anges följande gällande temperaturskillnad mellan bärverksdelar:

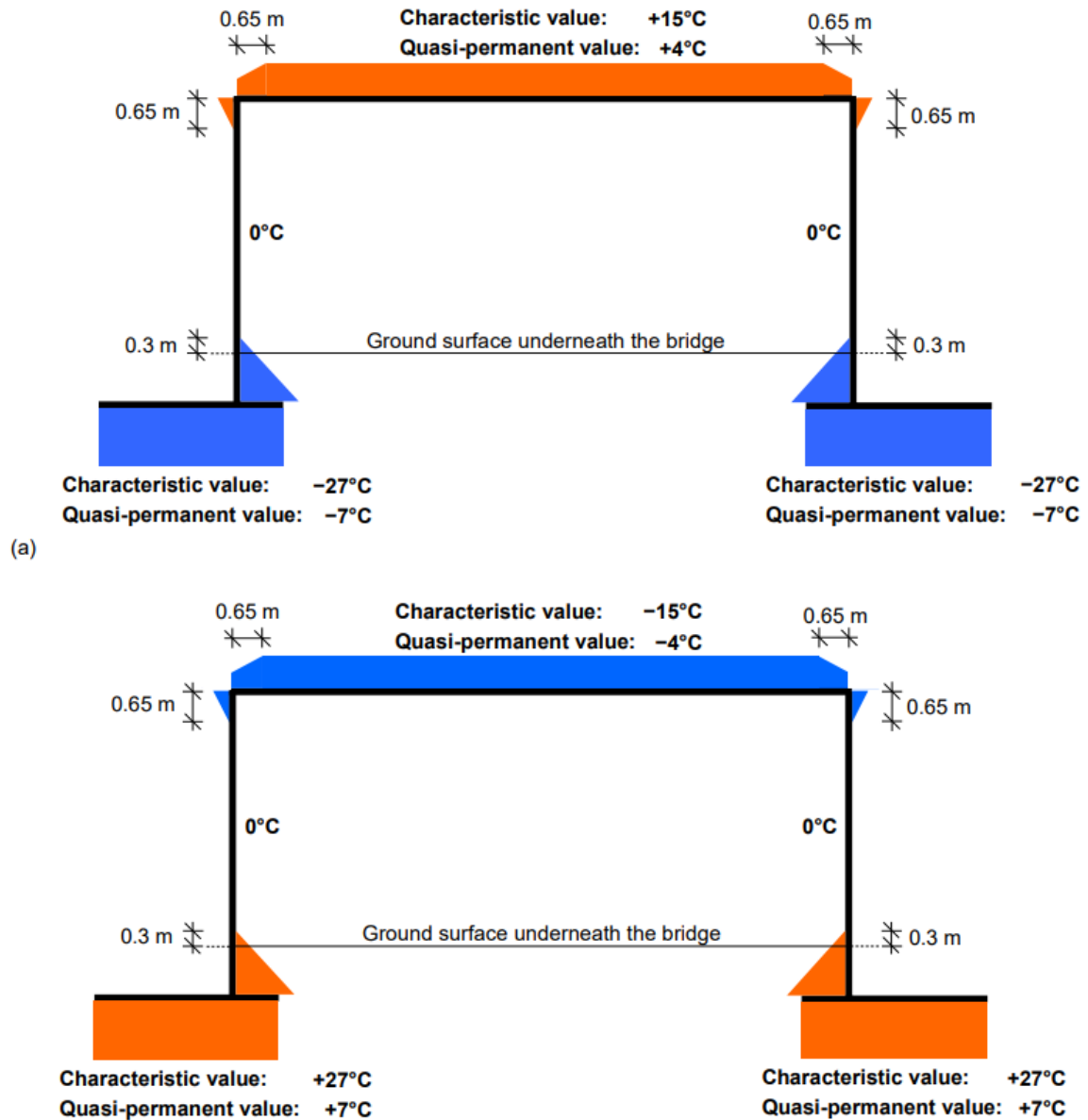
- 15 °C mellan väsentliga bärverksdelar såsom dragband och båge.
- 10 °C och 20 °C för ljus respektive mörk färg mellan exempelvis hängkabel och pylon.

En temperatursimulering baserad på två års vädermätningar genomfördes på plattrambroar. Resultatet visade att den maximala temperaturskillnaden mellan platta och ramben uppgick till 8.1 °C, medan den genomsnittliga temperaturskillnaden var 1.3 °C. Dessa värden motsvarar långtidsvärden. Detta indikerar att kravet på 15 °C enligt Eurokod kan betraktas som ett konservativt värde (Gottsäter et al., 2017).

Vidare specificerar Eurokod inte tydligt vad som avses med bärverksdelar, eller om temperaturkravet på 15 °C är avsett att gälla för element med likartade materialegenskaper. I den tyska normen anges en temperaturskillnad på 5 °C mellan betongelement och 15 °C för andra material (Gottsäter et al., 2020). Vid en jämförelse med tidigare regelverk, såsom *Bro 2004*, framgår det i kapitel 21, avsnitt 21.264, att en temperaturskillnad om 10 °C kan tillämpas när någon del av konstruktionen utgörs av betong, och att 15 °C gäller för en temperaturskillnad mellan exempelvis hängare och stålöverbyggnad.

Trafikverket rekommenderar användningen av ett särskilt temperaturfall som togs fram inom ramen för temperatursimuleringsstudien. Lastfallet beskriver två scenarier: ett där broplattan har den högsta temperaturen medan fundamenten är kallast, samt ett där det omvända råder. I båda fallen förutsätts temperaturen i rambenen vara 0 °C.

Lastfallet omfattar både karakteristiska och kvasi-permanenta temperaturskillnader, se Figur 2.5. De karakteristiska värdena kan användas för att verifiera om sprickbildning uppstår, medan de kvasi-permanenta temperaturskillnaderna ska användas vid beräkningen av sprickvidder (Gottsäter et al., 2020).



Figur 2.5: Rekommenderade temperaturskillnader mellan bärverksdelar för plattrambroar (Gottsäter et al., 2020).

2.5 Lastkombinationer

2.5.1 Brottgränstillstånd (ULS)

I brottgränstillståndet verifieras konstruktionens bärförmåga. I detta arbete inkluderas inte temperatur som variabel last i brottgränstillståndet, eftersom dess inverkan på bärförmågan anses vara liten. Temperaturens påverkan analyseras istället i bruksgränstillståndet, där den beaktas vid sprickviddsberäkningen.

Lastkombinationerna i brottgränstillståndet definieras i SS-EN 1990, avsnitt 6.4.3. Kombinationen enligt uttryck 6.10b tillämpas i detta arbete, med säkerhetsklass 2.

$$\gamma_d(1.2G_k + 1.5Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i}1.5Q_{k,i}) \quad (15)$$

Permanent laster G_k inkluderar egentygnd, beläggning och räcke som konstruktionslaster, samt jordtryck som geoteknisk last (GL), medan variabla laster Q_k utgörs av trafiklast och mothållande jordtryck (GL). Observera att det mothållande jordtrycket kombineras med jämnt fördelad temperatur; därav appliceras temperaturkoefficienter på denna last. För lastkoefficienter och reduktionsfaktorer se Tabell 2.2 och 2.3.

2.5.2 Bruksgränstillstånd (SLS)

Tvångslaster reduceras kraftigt i brottgränstillstånd (ULS) då stora deformationer kan uppstå. Därför kommer fokus i temperaturanalysen att ligga i bruksgränstillstånd (SLS). SLS är även viktig för att kunna verifiera konstruktionens funktion, beständighet och komfort genom kontroll av deformationer och sprickvidder.

I bruksgränstillstånd förekommer tre lastkombinationer: den karakteristiska enligt uttryck 6.14b, den frekventa enligt 6.15b samt den kvasi-permanenta enligt 6.16b (SS-EN 1990, avsnitt 6.5.3). Den karakteristiska lastkombinationen används för att bedöma risken för sprickbildning, se Ekv.(16). Den frekventa lastkombinationen används vid kontroll av deformationer, se Ekv.(17), medan den kvasi-permanenta lastkombinationen används för beräkning av sprickvidder, se Ekv.(18) (Gottsäter et al., 2020).

$$G_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (16)$$

$$G_k + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (17)$$

$$G_k + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (18)$$

I ovanstående ekvationer utgörs permanenta laster G_k av egentygnd, beläggning, räcke och jordtryck som geoteknisk last, medan variabla laster Q_k utgörs av trafiklast samt temperaturlast. För lastkoefficienter och reduktionsfaktorer, se Tabell 2.2 och 2.3.

Tabell 2.2: Lastkoefficienter för permanenta laster.

Permanenta laster	ULS	SLS
Egentyngd	1.2	1.0
Beläggning	1.2	1.0
Räcke	1.2	1.0
Jordtryck (GL)	1.1	1.0

Tabell 2.3: Last- och kombinationsfaktorer för variabla laster.

Lasttyp	ULS	SLS	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Jordtryck (GL)	1.4	1.0	0.6	0.5	0.5
Trafik (TS)	1.5	1.0	0.75	0.75	0.0
Trafik (UDL)	1.5	1.0	0.4	0.4	0.0
Temperatur	1.5	1.0	0.6	0.6	0.5

2.6 Eurokod och Trafikverkets infrastrukturregelverk

Vid dimensionering av betongkonstruktioner förekommer krav i Eurokod och från Trafikverket. TRVINFRA utgör Trafikverkets samlade infrastrukturregelverk och ska tillämpas tillsammans med Transportstyrelsens författningssamling TSFS 2018:57. TRVINFRA utgör standardregelverk för Trafikverkets broar och används i stor utsträckning vid projektering av kommunala broar.

2.6.1 Eurokod - minimiarmering

I Eurokod beskrivs tre beräkningsvarianter för minimiarmering. Två i SS-EN 1992-1-1:2005 och en uppdaterad version i SS-EN 1992-1-1:2023. Dessa presenteras i detta avsnitt.

För att beräkna den minsta erforderliga minimiarmeringen $A_{s,\min}$ för att hantera dragzonen och minska sprickbildningen har beräkningsproceduren i avsnitt 7.3.2 i SS-EN 1992-1-1:2005 följts. Denna bygger på jämvikt mellan armeringens och betongens dragkraft, enligt ekvationen nedan:

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,\text{eff}} A_{ct} \quad (19)$$

A_{ct} är den del av betongtvärsnittet som utsätts för dragspänningar precis innan den första sprickan uppkommer. $f_{ct,\text{eff}}$ är betongens medeldraghållfasthet när första sprickan förväntas uppstå, där:

$$f_{ct,\text{eff}} = \frac{f_{ctm}}{1.5}$$

Koefficienten k tar hänsyn till inverkan av ojämna egenspanningar som leder till en minskning av tvångskrafterna. Värdet på k ska bestämmas enligt följande:

$$k = \begin{cases} 1.0, & \text{för liv med } h \leq 300 \text{ mm eller flänsar med } b \leq 300 \text{ mm} \\ 0.65, & \text{för liv med } h \geq 800 \text{ mm eller flänsar med } b \geq 800 \text{ mm} \end{cases}$$

där interpolering är möjlig för mellanliggande värden.

k_c är en koefficient som beaktar spänningsfördelningen i tvärsnittet omedelbart före uppsprickning. Vid ren dragning gäller att $k_c = 1$. För rektangulära tvärsnitt i böjning, med eller utan normalkraft, beräknas k_c enligt Ekv. (20).

$$k_c = 0.4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (20)$$

där

σ_c är medeltryckspänningen i betongen i den betraktade tvärsnittsdelen och beräknas enligt:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b h} \quad (21)$$

N_{Ed} är normalkraften i bruksgränstillståndet i den aktuella tvärsnittsdelen (tryckkraft definieras som positiv).

k_1 är en faktor som tar hänsyn till normalkraftens inverkan på spänningsfördelningen:

$$k_1 = \begin{cases} 1.5, & \text{om } N_{Ed} \text{ är tryckkraft} \\ \frac{2h^*}{3h}, & \text{om } N_{Ed} \text{ är dragkraft} \end{cases}$$

där h^* definieras som:

$$h^* = \begin{cases} h, & h < 1 \text{ m} \\ 1 \text{ m}, & h \geq 1 \text{ m} \end{cases}$$

Utöver Ekv.(19) presenterad i detta avsnitt anges i SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 9.3.1.1 att för massiva plattor där bredden och den effektiva längden inte är mindre än $5t$, belastade med böjmoment, får minimiarmeringen inte understiga $A_{s,min}$ presenterad i Ekv.(22).

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t \quad (22)$$

där

b_t är tvärsnittets medelbredd.

d är tvärsnittets effektiva höjd.

I enkelspända plattor ska tvärgående armering med en area motsvarande minst 20 % av huvudarmeringen läggas in (S-EN-1992-1-1:2005, avsnitt 9.3.1.1).

Enligt avsnitt 9.2.2 i SS-EN-1992-1-1:2023 bör den minsta erforderliga armeringsarean för att undvika flytning beräknas enligt någon av ekvationerna nedan, beroende på verkande laster. Vid ren böjning förutsätts att böjbrott uppstår, medan vid ren dragning antas att dragbrott inträffar.

Vid ren böjning

$$A_{s,\min,w1} \geq \frac{0.2 k_h f_{ct,\text{eff}} A_c}{f_{yk}} \quad (23)$$

Vid rent drag

$$A_{s,\min,w1} = A_{s,\min,w2} \geq \frac{0.5 k_h f_{ct,\text{eff}} A_c}{f_{yk}} \quad (24)$$

Vid samtidig böjning och drag

$$A_{s,\min,w1} \begin{cases} \geq \frac{0.3 N_{Ed} + 0.2 k_h f_{ct,\text{eff}} A_c}{f_{yk}} \\ \geq 0 \\ \leq \frac{0.5 k_h f_{ct,\text{eff}} A_c}{f_{yk}} \end{cases} \quad (25)$$

$$A_{s,\min,w2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yk}} - A_{s,\min,w1} \quad \begin{cases} A_{s,\min,w2} \leq A_{s,\min,w1} \\ A_{s,\min,w2} \geq 0 \end{cases} \quad (26)$$

där

$A_{s,\min,w1}$ är minsta armeringsarea placerad i den mest dragna zonen i tvärsnittet.

$A_{s,\min,w2}$ är minsta armeringsarea placerad i den minst dragna zonen i tvärsnittet.

A_c är tvärsnittsarean.

N_{Ed} är den dimensionerande normalkraften i bruksgränstillståndet, där dragkraft definieras som positiv.

k_h är en koefficient som tar hänsyn till effekten av ojämna egenspanningar och ges av:

$$k_h = 0.8 - 0.6(\min\{b, t\} - 0.3) \quad \begin{cases} k_h \leq 0.8 \\ k_h \geq 0.5 \end{cases}$$

där b och t är dimensionerna för tvärsnittet.

2.6.2 Eurokod - Sprickviddsberäkning

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 7.3.4 kan den karakteristiska sprickbredden w_k bestämmas med Ekv.(27), där sprickbredden uttrycks som produkten av det största sprickavståndet och skillnaden i medeltöjningen mellan armering och betong enligt Ekv.(27).

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (27)$$

$s_{r,\max}$ betecknar det största sprickavståndet, ε_{sm} medeltöjningen som uppstår i armeringen, och ε_{cm} betongens medeltöjning mellan sprickorna. Skillnaden $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ representerar således den differentiella medeltöjningen mellan armeringen och betongen.

Det största sprickavståndet kan beräknas enligt Ekv.(28):

$$s_{r,\max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,\text{eff}}} \quad (28)$$

k_1 tar hänsyn till armeringens vidhäftningsegenskaper:

- 0.8 för stänger med god vidhäftning
- 1.6 för släta stänger

k_2 beskriver töjningsfördelningen:

- 0.6 vid böjning
- 1.0 vid ren dragning

k_3 kan enligt Transportstyrelsens föreskrifter TSFS 2018:57 bestämmas som:

$$k_3 = \frac{7\phi}{c}$$

För k_4 används det rekommenderade värdet $k_4 = 0.425$ (SS-EN 1992-1-1:2005, avsnitt 7.3.4).

Vidare är c täckskiktet, ϕ stångdiametern och $\rho_{p,\text{eff}}$ definierad som:

$$\rho_{p,\text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}} \quad (29)$$

Den differentiella medeltöjningen kan slutligen beräknas enligt Ekv.(30):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t f_{ct,\text{eff}} / \rho_{p,\text{eff}}}{E_s (1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}})} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (30)$$

där

σ_s är armeringsspänningen i det spruckna tvärsnittet.

k_t är lastvaraktighetsfaktorn (0.6 för korttidslast och 0.8 för långtidslast).

$f_{ct,\text{eff}}$ är betongens effektiva draghållfasthet.

α_e är förhållandet mellan stålets och betongens elasticitetsmoduler.

2.6.3 Krav från Trafikverket

TRVINFRA-00227, 7.2.1.1.2.4 anger att temperaturlast enligt SS-EN 1991-1-5, avsnitt 6.1.4, det vill säga temperaturgradienten, inte får reduceras med hänsyn till krypning. Dessutom anges i avsnitt 7.2.4.1.2 att minsta armeringsarea ska vara det största av följande:

1. $4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
2. $4.0 \frac{f_{ctm}}{3} \text{ cm}^2/\text{m}$, där f_{ctm} är betongens medeldraghållfasthet
3. $5.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ i överbyggnad, ändskärm, stöd och bottenplatta i järnvägsbro
4. 0.05 % av konstruktionsdelens minsta tvärmått
5. 0.08 % av konstruktionsdelens minsta tvärmått där kvoten mellan näst minsta och minsta tvärmått > 5.0
6. Centrumavstånd mellan armeringsstänger: $\leq 300 \text{ mm}$ för vägbroar

För grundläggning anges råd i TRVINFRA-00227, avsnitt 7.1.8.2.1 om att karakteristiska vinkeländringsmoduler enligt Bilaga 5 kan appliceras för att närmare bedöma plattgrundläggningens rotationsstyvhet. Detta förutsätter att den underliggande jordvolymen är homogen med ett djup motsvarande minst bottenplattans dubbla bredd.

3 Metodik

Analysen i denna studie utfördes i programvaran Brigade Plus, som är ett generellt finita elementprogram anpassat för analys av brokonstruktioner, där modelleringen har baserats på förutsättningarna för en vägbro i Falkenberg.

3.1 Finita elementmetoden

Programvaran som användes bygger på finita elementmetoden, en numerisk metod som bland annat används för att beräkna den strukturmekaniska responsen hos konstruktioner. Den numeriska metoden löser differentialekvationer för en viss region genom att dela upp regionen i flera mindre områden, bestående av godtycklig geometri. Genom att bestämma en approximativ lösning för varje enskilt element kan en approximativ lösning för hela regionen erhållas.

Finita elementmetoden resulterar, för linjärelastisk analys, i följande ekvationssystem:

$$\mathbf{K}\mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (31)$$

där

$\mathbf{K}$ är styvhetsmatrisen.

$\mathbf{a}$ är förskjutningsvektorn, som representerar förskjutningar i elementen.

$\mathbf{f}$ är kraftvektorn och kan delas upp i f_l som innehåller yttre krafter samt f_b som innehåller bidrag från randvillkor.

Endast linjära modeller inkluderas i denna studie, varför linjärelastisk teori används. Denna teori bygger på proportionalitet mellan spänning och töjning samt att materialet återgår till sin ursprungliga form vid avlastning (Ottosen & Petterson 1992).

Relationen mellan spänning och töjning beskrivs därmed som:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\epsilon} - \mathbf{D}\boldsymbol{\epsilon}_0$$

där

$\boldsymbol{\sigma}$ är spänningen.

$\mathbf{D}$ är konstitutiv matris.

$\boldsymbol{\epsilon}$ är den totala töjningen.

$\boldsymbol{\epsilon}_0$ är den initiala töjningen.

För ett tredimensionellt linjär-elastiskt problem kan härledningen för FE-ekvationen beskrivas med en differentialekvation i stark form som sedan översätts till svag form. Nedan följer den starka formuleringen.

$$\nabla^T \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0$$

där

∇ är differentialoperatoren.

T betecknar transponering.

$\boldsymbol{\sigma}$ är spänningen.

$\mathbf{b}$ är volymkraft per enhetsvolym.

Omformuleringen från stark till svag form uppnås genom multiplikation med en viktfunktion $\mathbf{v}$ och integration över regionen, enligt nedan:

$$\int_V (\nabla \mathbf{v})^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_S \mathbf{v}^T \mathbf{t} dS + \int_V \mathbf{v}^T \mathbf{b} dV$$

där

$\mathbf{v}$ är viktfunktion.

V är volymen.

$\mathbf{t}$ är kraft per ytenhet.

S är randyta.

För FE-formuleringen i svag form definieras förskjutningsvektorn och viktfunktionen. Viktfunktionen bestäms enligt Galerkin-metoden som $\mathbf{v} = \mathbf{N}\mathbf{c}$, där $\mathbf{c}$ är en nodvektor.

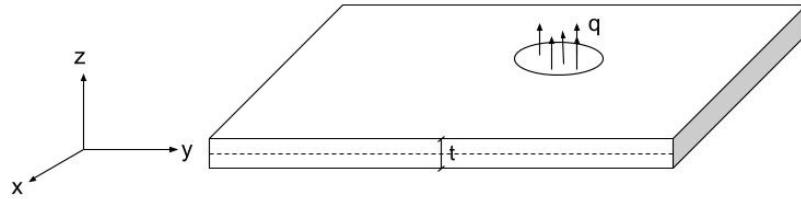
Med hjälp av relationen mellan spänning och töjning kan FE-formuleringen för linjär elastiskt problem $\mathbf{K}\mathbf{a}=\mathbf{f}$ skrivas som:

$$\left(\int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \right) \mathbf{a} = \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS + \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV + \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\epsilon}_0 dV$$

För detaljer gällande härledning, se (Ottosen & Petersson, 1992).

3.2 Plattteori

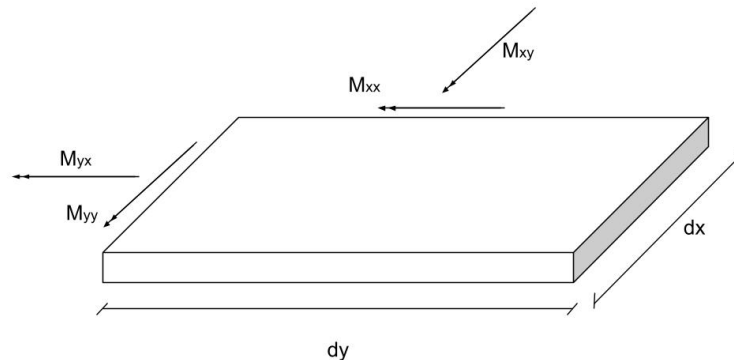
Plattor är tvådimensionella element med en tjocklek t som belastas med en last q vinkelrätt mot planet. Teorin för plattor baseras på en approximation där tredimensionella element kan betraktas som tvådimensionella, förutsatt att konstruktionselementets tjocklek är liten i förhållande till plattans plana dimensioner samt att xy -planet definieras i plattans mittplan, se Figur 3.1.



Figur 3.1: Modell av plattelement.

Spänningar definieras som kraft per ytenhet $\sigma = F/A$ och ger i en platta upphov till resulterande krafter och moment per längdenhet. Dessa beskrivs genom integration av spänningarna över plattans halva tvärsnittshöjd.

För moment gäller följande, där M_{xx} och M_{yy} är böjande moment medan M_{xy} och M_{yx} är vridande moment, se Figur 3.2.



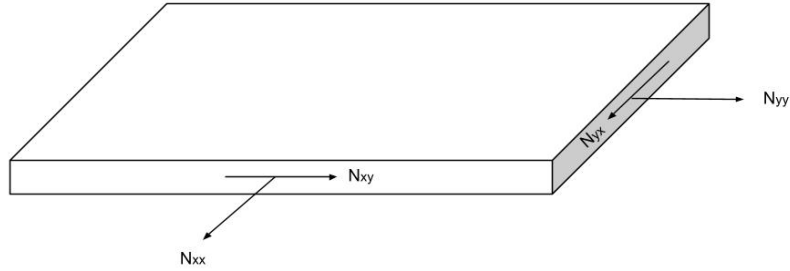
Figur 3.2: Böj- och vridmoment för plattelement.

$$M_{xx} = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_{xx} dz$$

$$M_{yy} = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_{yy} dz$$

$$M_{xy} = M_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} z \sigma_{xy} dz$$

Normalkraft för plattelement presenteras i Figur 3.3.



Figur 3.3: Normalkraft för plattelement.

$$N_{xx} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{xx} dz$$

$$N_{yy} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{yy} dz$$

$$N_{xy} = N_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{xy} dz$$

Motsvarande storheter för resultat genererade av Brigade plus för moment, kraft samt spänning presenteras i Tabell 3.1.

Tabell 3.1: Samband mellan Brigade Plus-notation och storheter.

	Brigade Plus	Tolkning
Moment	SM1, SM2, SM3	M_{xx}, M_{yy}, M_{xy}
Kraft	SF1, SF2, SF3	N_x, N_y, N_{xy}
Spänning	S11, S22, S33, S12	$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}$

Moment och normalkraft för dimensionering av armering beräknas i programmet Brigade Plus enligt Brigade-Plus User Manual (TECHNIA, 2022), där böjmoment (M_{xx}, M_{yy}) kombineras med vridande moment (M_{xy}) för att erhålla dimensionerande moment i respektive riktning. På motsvarande sätt kombineras normalkraft (N_{xx}, N_{yy}) med skjuvkraft i planet (N_{xy}) för att bestämma dimensionerande normalkraft.

Fortsättningsvis kommer armeringsdimensionerande moment att betecknas med M eller M_R och armeringsdimensionerande normalkraft med N eller N_R . Momentet kring armeringen beräknas enligt Bilaga B1 och betecknas med M_s .

4 Beräkningsmodell

4.1 Referensbro

Referensbron som används i analysen är en plattrambro belägen i Falkenberg. Syftet med konstruktionen är att skapa en gång- och cykelport vid Tröinge i Falkenberg under väg 767 samt förenkla framkomligheten och säkerheten.

4.1.1 Förutsättningar

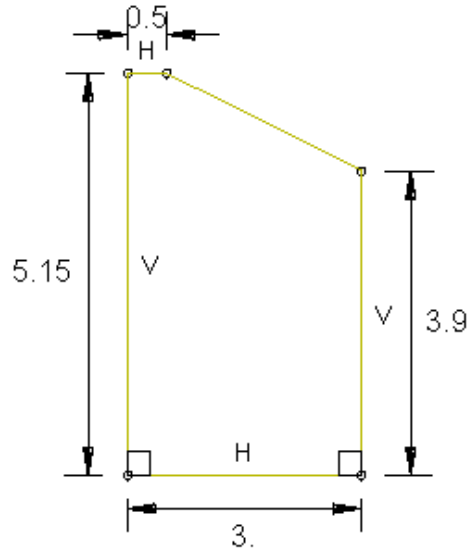
Bron har en total bredd på 16.8 m och en total längd på 14.1 m. Den teoretiska spännvidden varierar mellan 6.5 m och 8.8 m. För modelleringen har därför ett medelvärde på 7.7 m valts. Bron är krökt i tvärriktning, men har förenklats till en rak plattrambro.

Rambenens höjd är 5.15 m med en tjocklek på 500 mm. Betongplattans tvärsnitt varierar över plattans längd, där den största tjockleken återfinns i mitten och uppgår till 600 mm, medan den minsta tjockleken finns vid respektive kant och är 395 mm. I modellen har en medeltjocklek på 500 mm använts. Farbanans över- och underkant tillhör enligt TRVINFRA-00227 avsnitt 5.3.2.3 exponeringsklass XD1 och XF4. För en livslängd på 80 år, enligt TSFS 2018:57, Tabell 12.2 kan maximal sprickbredd avläsas till 0.3 mm (L50). Bottenplattan har inte inkluderats i analysen och därmed inte modellerats. Dess dimensioner används dock i ett senare skede vid beräkning av rotationsstyvheter. För sammanställning av dimensioner, se Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Geometriska förutsättningar.

Mått	m
Längd	7.70
Bredd	16.80
Platta, t	0.50
Ramben, h	5.15
Ramben, t	0.40
Bottenplatta, b	7.84
Bottenplatta, h	17.60

Egenvikt av räcket har applicerats som linjelast och kantbalken har modellerats med försumbar styvhet. Gällande vingmuren, har dimensioner i Figur 4.1 tillämpats och anslutits med 45° vinkel till ramben och platta.



Figur 4.1: Dimensioner för vingmur (m).

Platrambron har betong som byggnadsmaterial, där C35/45 har tillämpats för farbanan, ramben, kantbalk samt vingmur. Egenskaper för betongklass C35/45 presenteras i Tabell 4.2.

Tabell 4.2: Materialegenskaper för betong.

Parameter	Värde
Klass	C35/45
f_{ck} (MPa)	35
E_{cm} (GPa)	34
f_{cd} (MPa)	23
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	2.3
f_{ctd} (MPa)	1.47

Armeringen är av klass B500B, med egenskaper enligt Tabell 4.3.

Tabell 4.3: Materialegenskaper för armering.

Parameter	Värde
f_{yk}	500 MPa
E_{sk}	200 GPa
f_{yd}	435 MPa

Utifrån projektmaterialet har några lastförutsättningar tillhandahållits. Beläggningen på broplattan har en tjocklek på 95 mm med en tunghet på 23.5 kN/m³. Egenvikt från beläggning kan därmed beräknas enligt:

$$q_{\text{beläggning}} = \gamma_{\text{beläggning}} t_{\text{beläggning}} = 23.5 \cdot 0.095 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

Vid respektive sida av körbanan finns ett räcke med antagen egentygnd på 0.5 kN/m. Tunghet för armerad betong är 25 kN/m³, enligt SS-EN 1991-1-1, Bilaga A, Tabell A.1.

Bron är grundlagd på en bädd av krossad sprängsten med tungheten 18 kN/m³ och motfylld med grovkrossad sprängsten med tungheten 20 kN/m³. För jordförutsättningar har värden i Tabell 4.4 framtagits enligt indata och ekvationer presenterade i Kapitel 2.2.2. För beräkningsgång, se Bilaga A1.

Tabell 4.4: Erhållna jordegenskaper.

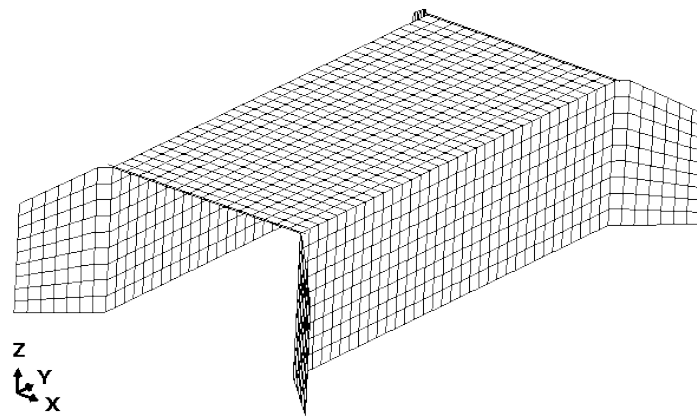
Parameter	Värde
Friktionsvinkel φ_k	45°
Friktionskoefficient μ	1.3
Dimensionerande friktionsvinkel φ_d	37.6°
Viljordtryckskoefficient $k_{0,k}$	0.29
Viljordtryckskoefficient $k_{0,d}$	0.39
Passiv jordtryckskoefficient $k_{p,k}$	5.83
Passiv jordtryckskoefficient $k_{p,d}$	4.13

4.1.2 Randvillkor

Större delen av analysen i detta arbete har utförts med en fast inspänning i underkant av rambenen, där samtliga förskjutningar och rotationer har förskrivits till noll. Vidare har fjäderbädden modellerats genom att noder längs rambenens underkant kinematiskt kopplats till en referenspunkt, som i sin tur anslutits till marken där fjädrar med jordens styvhet applicerats. Beräkningen av fjäderstyvheten redovisas i Bilaga E. För båda randvillkorsfallen har anslutningen mellan platta och ramben modellerats med en styv koppling som säkerställer full samverkan.

4.2 3D-modell

Modellen har skapats med Brigade plus med förutsättningar enligt avsnitt 4.1.1. Figur 4.2 visualiserar modellen av plattribron.



Figur 4.2: Bromodell i Brigade Plus.

4.2.1 Konvergensanalys

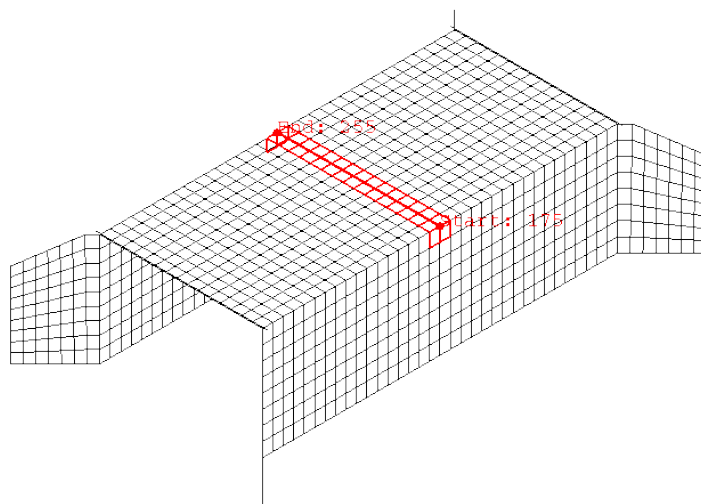
Analys med finita elementmetoden ger en approximativ lösning av det kontinuerliga problemet. Genom att öka antalet finita element, det vill säga förfina elementnätet, erhålls en lösning som successivt närmar sig den exakta lösningen (Ottosen & Petersson, 1992). För att bestämma en lämplig elementstorlek har en konvergensanalys genomförts, där olika elementstorlekar har studerats för att utvärdera hur lösningen påverkas. Syftet är att identifiera ett elementnät som ger tillräcklig noggrannhet samtidigt som beräkningstiden hålls på en rimlig nivå.

Flera olika kvadratiska elementstorlekar har studerats, varav 5 redovisas i Tabell 4.5. Mindre element medförde avsevärt längre beräkningstid och har därför uteslutits från den fortsatta analysen.

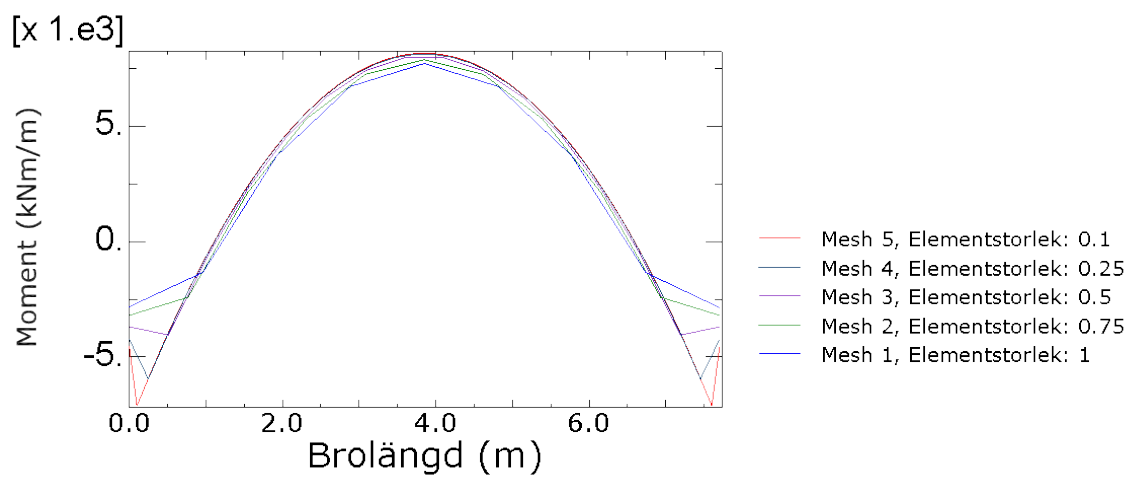
Tabell 4.5: Studerade elementstorlekar.

Elementnät	Elementstorlek [m]
1	1
2	0.75
3	0.5
4	0.25
5	0.1

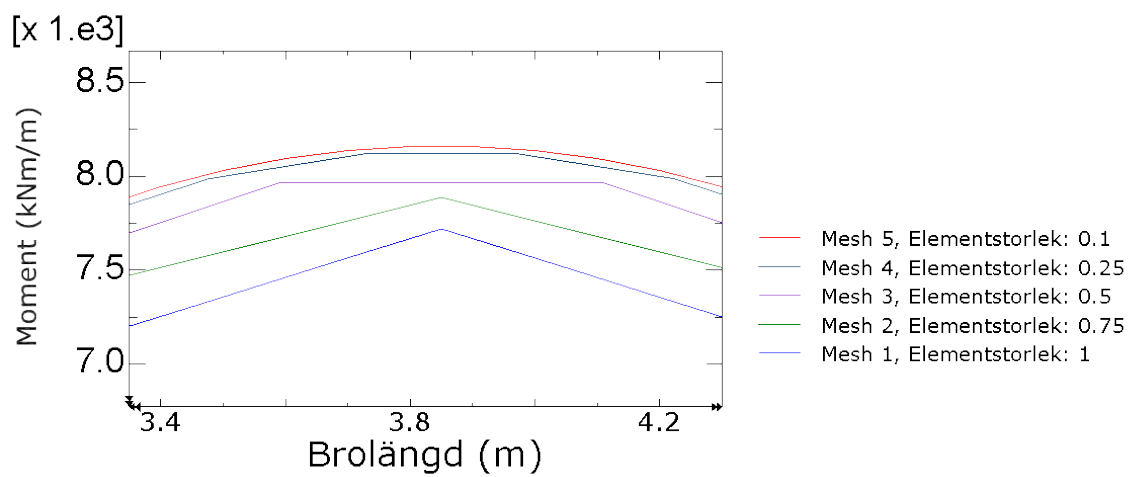
Konvergensanalysen genomfördes över noder i plattans mittsektion för en utbredd belägningslast på 2.2 kN/m^2 , se Figur 4.3. Figur 4.4 presenterar böjmomentet i plattans mitt för olika elementstorlekar. Figur 4.5 är en inzoomning av Figur 4.4, där skillnaden i moment framträder tydligare.



Figur 4.3: Valt snitt för konvergensanalys.



Figur 4.4: Moment för olika elementstorlekar.



Figur 4.5: Max moment för olika elementstorlekar.

För elementstorlekar mindre än 0.5 m är förändringen i böjmomentet liten. En elementstorlek på 0.5 m tillämpades därför i den fortsatta analysen.

5 Resultat för studerade lastfall

Detta avsnitt presenterar konstruktionens respons till följd av yttre laster och temperaturlaster. För samtliga analyser har två fall studerats: ett fall där momentet är maximalt tillsammans med tillhörande normalkraft, samt ett fall där normalkraften är maximal tillsammans med tillhörande moment. Samtliga redovisade värden är armeringsdimensionerande och är tagna från centrpunkten av det element som uppvisar den mest ogynnsamma responsen.

5.1 Yttre laster

Yttre laster omfattar konstruktionens egenvikt med 95 mm tjock beläggning, balkar och räcken på vardera sidan av körbanan, jordtryck samt trafiklast enligt LM1. Last från beläggning och räcken redovisas i Tabell 5.1.

Tabell 5.1: Last från beläggning och räcke för referensbron.

Beläggningslast (kN/m ²)	Räcke kN/m
2.20	0.50

Platrambron dimensioneras huvudsakligen för vilojordtryck. Med inverkan av andra horisontella laster ska passivt eller mothållande tryck beaktas. Storleken på jordtrycket beräknades för jord med tungheten $\gamma_{jord} = 20 \text{ kN/m}^3$ och presenteras i Tabell 5.2. Beräkningsgången finns att följa i Bilaga A1.

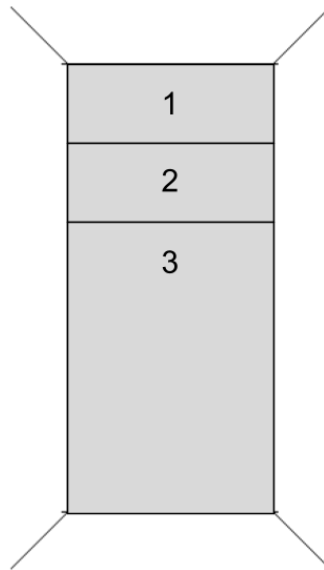
Tabell 5.2: Jordtryckskomponenter för referensbron.

Vilotryck (kN/m ²)	Passivt tryck (kN/m ²)	Mothållande tryck (kN/m ²)
40.17	425.39	14.98

Dimensionerande trafiklasten enligt lastmodell 1 (LM1) presenteras i Tabell 5.3. För beräkningar hänvisas till Bilaga A2. Utbredda lasten placeras över hela bron, medan punktlaster placeras i lastfält 1 och 2, se Figur 5.1. Brigade Plus placerar punktlaster från lastmodellen automatiskt i de definierade fälten och förflyttar de stegvis längs körbanan. Varje steg motsvarar ett segment, där influenslinjer används för att identifiera den mest ogynnsamma lastpositionen (TECHNIA, 2022).

Tabell 5.3: Dimensionerande trafiklasten.

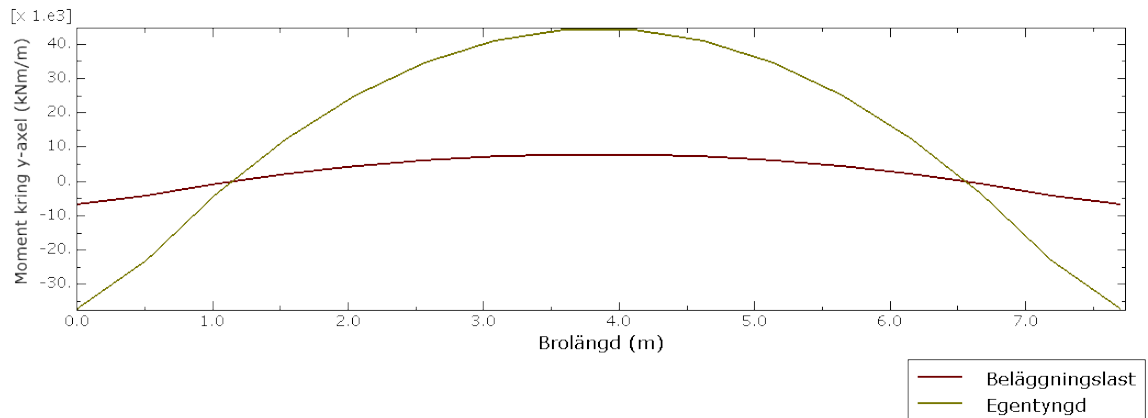
Lastfält	Punktlast (kN)	Utbredd last (kN/m ²)
1	270	7.2
2	180	2.5
Resterande fält	0	2.5



Figur 5.1: Lastfält indelning.

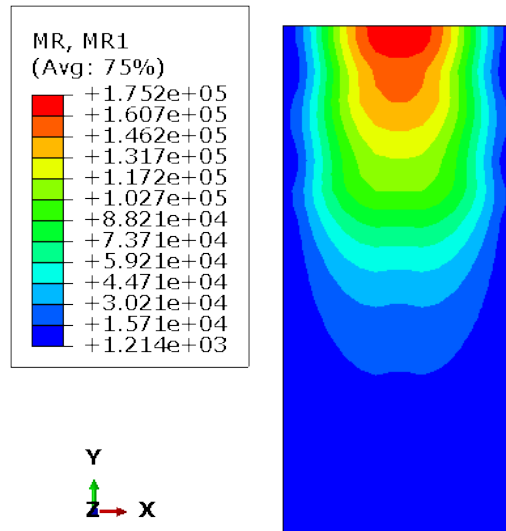
5.1.1 Respons av yttre laster

För de permanenta lasterna egentyngd och beläggning, presenteras momentfördelningen i Figur 5.2, där effekten av egentyngd är betydligt större än den av belägningslast.



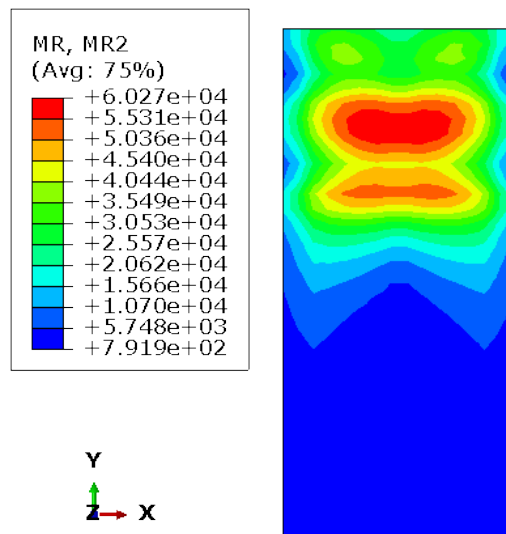
Figur 5.2: Moment orsakat av belägningslast och egentyngd.

Största positiva armeringsdimensionerande moment i längsled, orsakat av trafiklast, presenteras i Figur 5.3. I plattans ena kant uppstår en förhöjd påkänning, belägen högst upp i figuren, till följd av trafiklastens placering.



Figur 5.3: Moment till följd av trafiklast - längsgående.

I tvärgående riktning ser fördelningen ut enligt Figur 5.4.



Figur 5.4: Moment till följd av trafiklast - tvärgående.

5.1.2 Dimensionerande snittkrafter från yttre laster

Armeringsdimensionerande snittkrafter i längs- och tvärriktning i brottgränstillståndet, där permanenta laster, trafiklast och jordtryck inkluderas, presenteras för två fall. Det första avser maximalt moment med tillhörande normalkraft, och det andra avser maximal normalkraft med tillhörande moment, se Tabell 5.4.

Tabell 5.4: Armeringsdimensionerande snittkrafter i ULS.

	Längsgående	Tvärgående
Fall 1		
Max M (kNm/m)	299.1	91.8
N (kN/m)	-90.2	-1.3
Fall 2		
Max N (kN/m)	64.3	106.8
M (kNm/m)	-53.2	16.2

I bruksgränstillstånd där temperaturlaster exkluderas anges armeringsdimensionerande snittkrafter för den kvasi-permanenta lastkombinationen i brons längsled och tvärlid i Tabell 5.5.

Tabell 5.5: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS-kvasi.

	Längsgående	Tvärgående
Fall 1		
Max M (kNm/m)	61.6	10.9
N (kN/m)	-21.6	14.8
Fall 2		
Max N (kN/m)	149.8	125.1
M (kNm/m)	-62.8	-0.9

5.2 Temperaturlaster

Temperaturlasterna som har beaktats i denna studie är jämnt fördelad temperaturökning och sänkning, positiv och negativ temperaturgradient, samt skillnad mellan platta och ramben för fallen där plattan är varmare respektive kallare än ramben. I tabellerna nedan presenteras temperaturparametrar för respektive fördelning för referensbron. För förutsättningar och beräkningsgång, se Bilaga A3.

Jämn temperaturökning $\Delta T_{N,exp}$ och temperatursänkning $\Delta T_{N,con}$ appliceras på platta, ramben och vingmur. Positiv gradient $\Delta T_{M,heat}$ och negativ gradient $\Delta T_{M,cool}$ appliceras endast på platta till följd av jordens isoleringsförmåga på ramben och vingmur. För laster applicerade i modellen, se Tabell 5.6.

Tabell 5.6: Temperaturvärden för jämn och linjär temperaturförändring.

Fall	$\Delta T_{N,exp}$ [°C]	$\Delta T_{N,con}$ [°C]	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Temperatur	26	-33	10.5	-8

Temperaturskillnaden mellan platta och ramben för en öppen plattribro ges i Tabell 5.7, där två fall analyseras: ett där plattan är varmare än rambenen, vilket

medför expansion i plattan, och ett där plattan är kallare än rambenen, vilket medför kontraktion. I samtliga fall tilldelas rambenen ingen temperatur, se Tabell 5.7.

Tabell 5.7: Temperaturskillnad mellan platta och ramben.

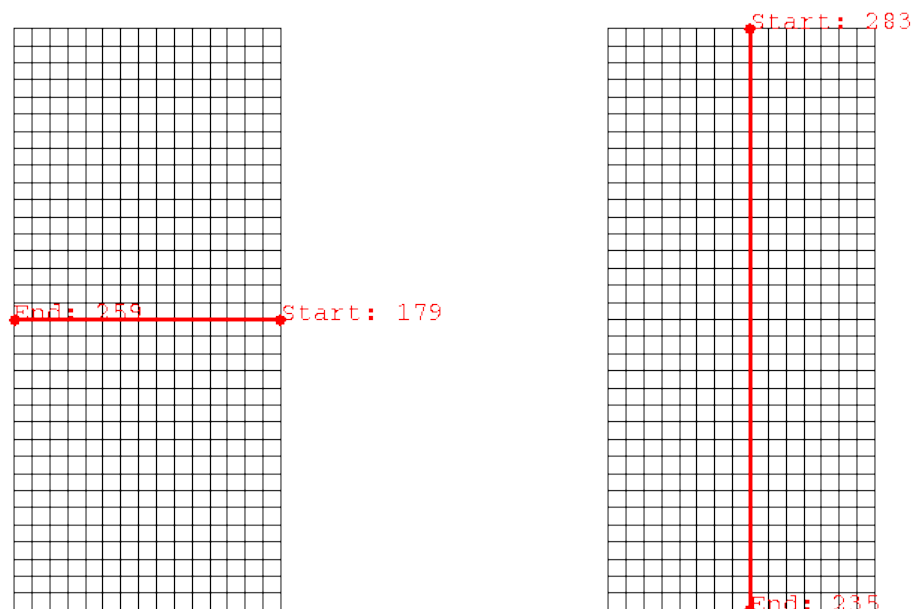
Fall	Expansion [°C]		Kontraktion [°C]	
	Karakteristisk	Kvasi-permanent	Karakteristisk	Kvasi-permanent
Platta	15	4	-15	-4
Ramben	0	0	0	0

5.2.1 Respons av temperaturlaster

Kraft och momentresponsen för de olika temperaturförändringarna har tagits fram. En temperaturökning ger upphov till stora tryckkrafter till följd av materialets termiska utvidgning. På motsvarande sätt leder en temperatursänkning till stora dragkrafter orsakad av materialets termiska kontraktion.

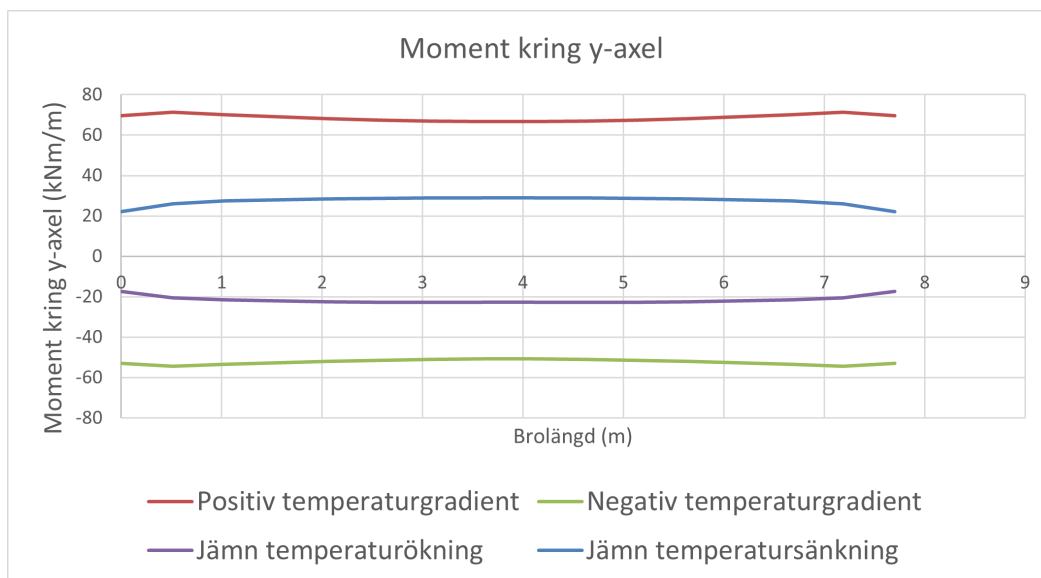
Temperaturgradienter ger däremot främst upphov till böjmoment. Dessa uppstår till följd av krökning i konstruktionen när temperaturfördelningen varierar genom tvärsnittet. En positiv temperaturgradient resulterar i positivt böjmoment, medan en negativ temperaturgradient ger upphov till negativt böjmoment.

I figurerna nedan redovisas normalkrafter i x - och y -riktning samt böjmoment kring x - och y -axeln. Värdena har tagits fram för en mittsektion i plattans längsgående och tvärgående riktning, se Figur 5.5 .

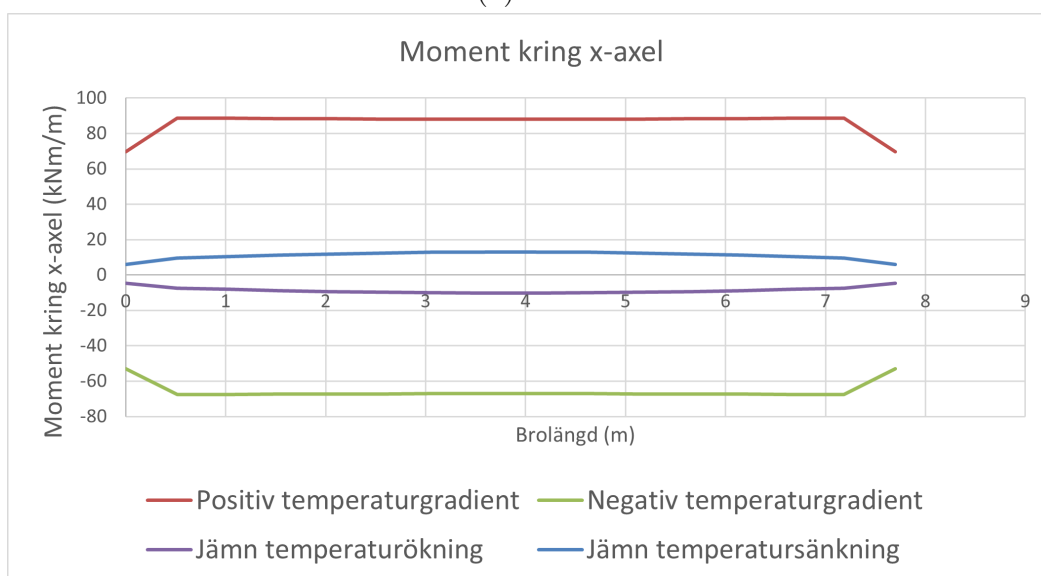


Figur 5.5: Snitt i längsgående (vänster) och tvärgående riktning (höger).

I längsgående riktning presenteras moment och normalkraft för jämn temperaturfördelning och gradient i Figur 5.6 respektive Figur 5.7.

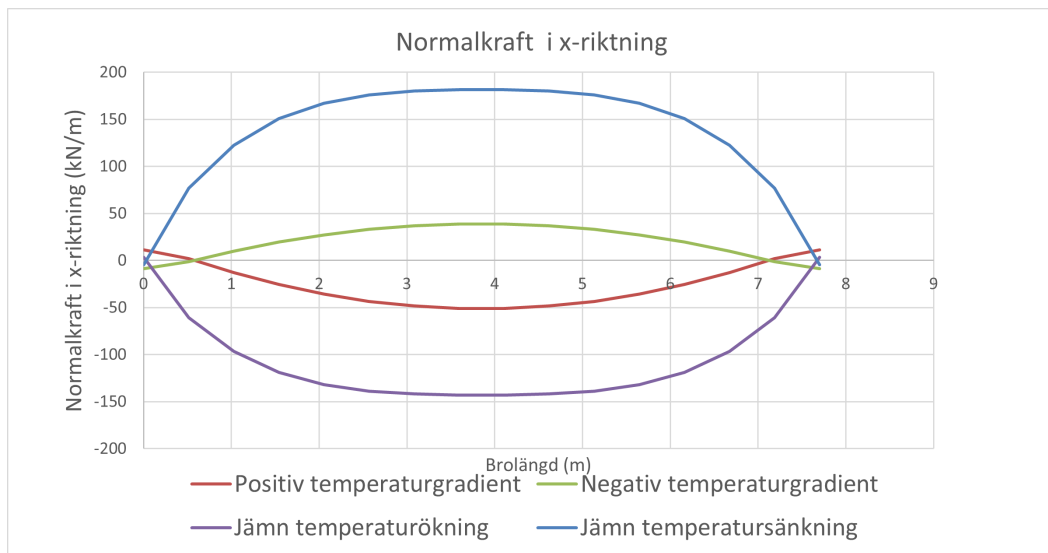


(a) SM1

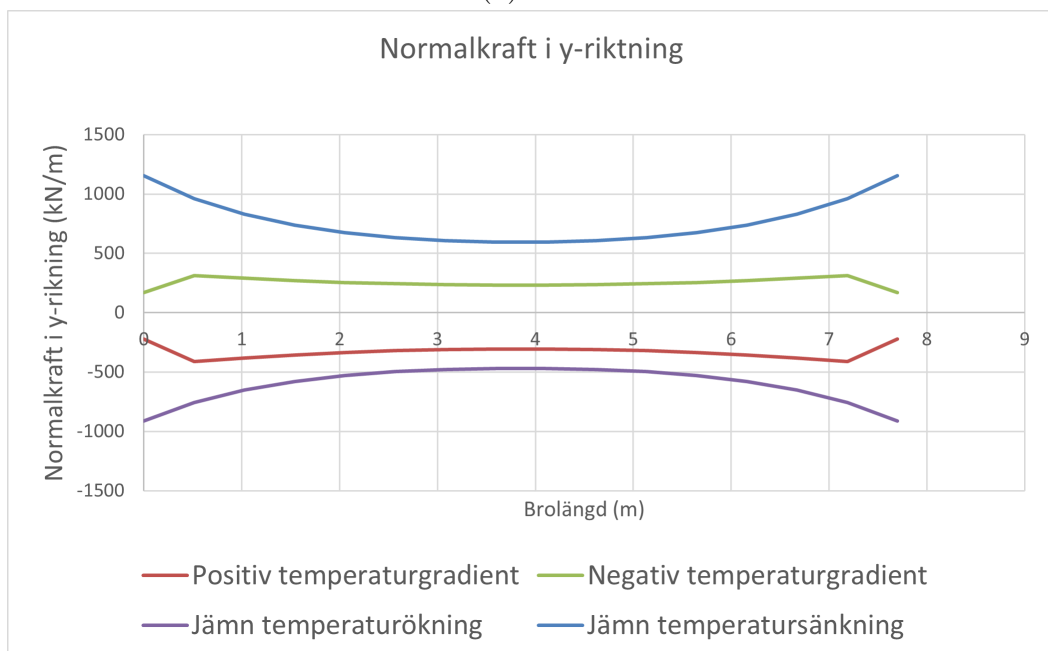


(b) SM2

Figur 5.6: Moment i plattans längsgående snitt: (a) SM1 och (b) SM2.



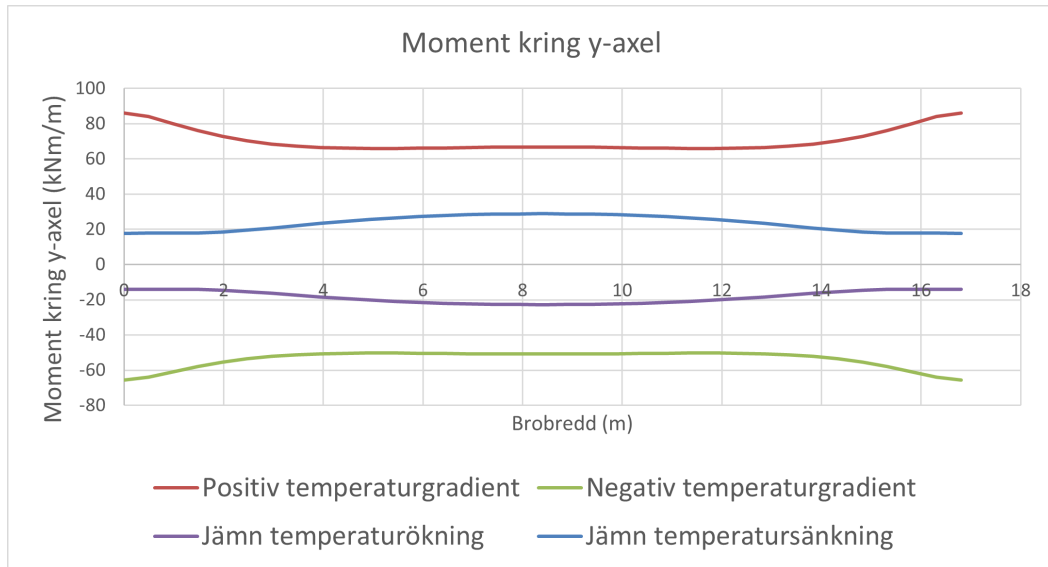
(a) SF1



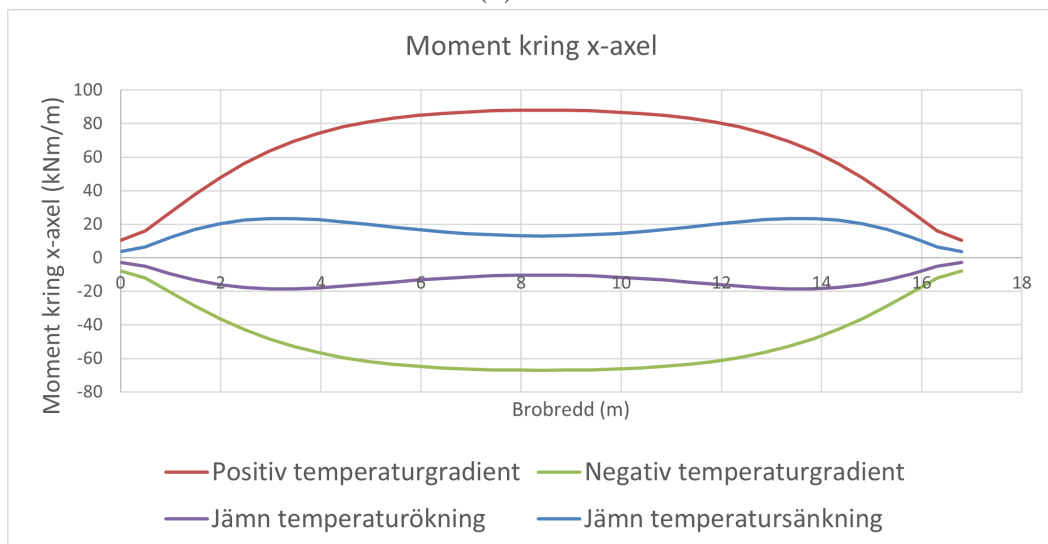
(b) SF2

Figur 5.7: Normalkrafter i plattans längsgående snitt: (a) SF1 och (b) SF2.

I den tvärgående riktningen presenteras moment och normalkraft för jämn temperaturfördelning och gradient i Figur 5.8 och 5.9.

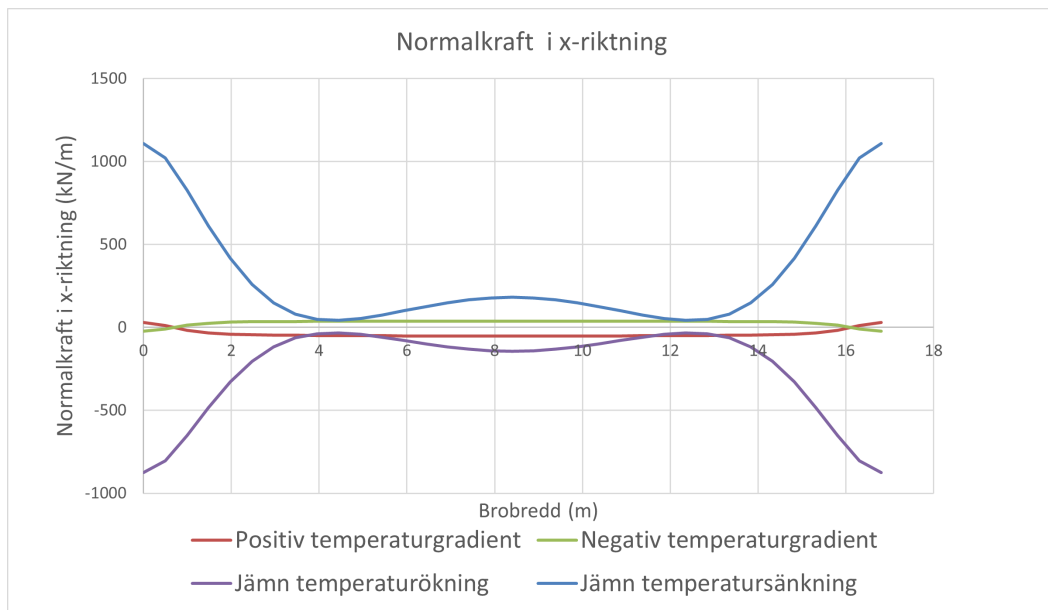


(a) SM1

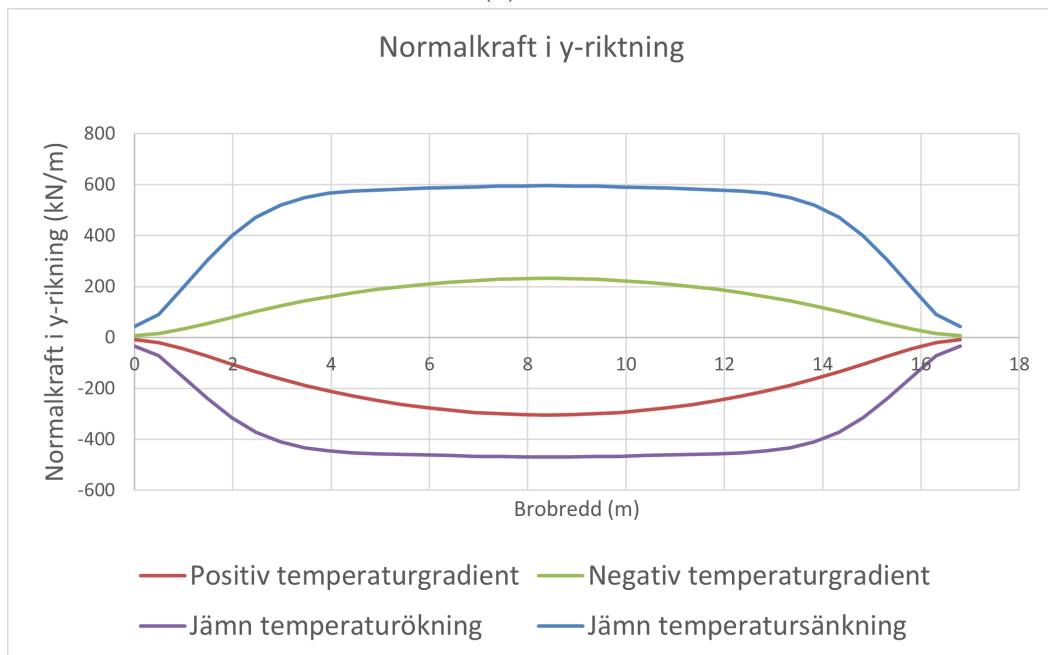


(b) SM2

Figur 5.8: Moment i plattans tvärgående snitt: (a) SM1 och (b) SM2.



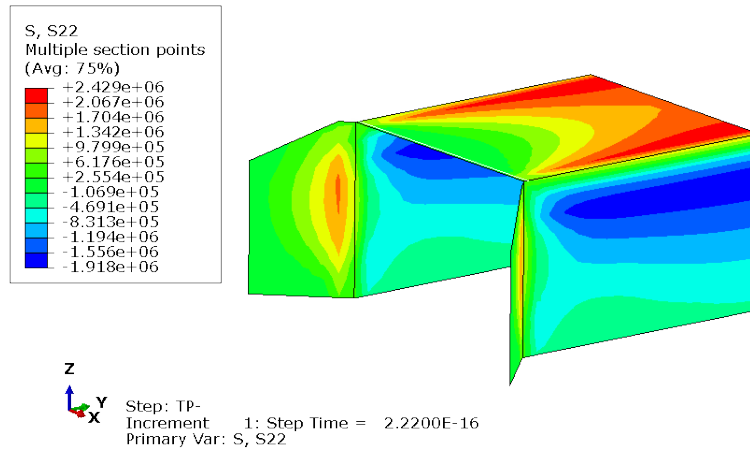
(a) SF1



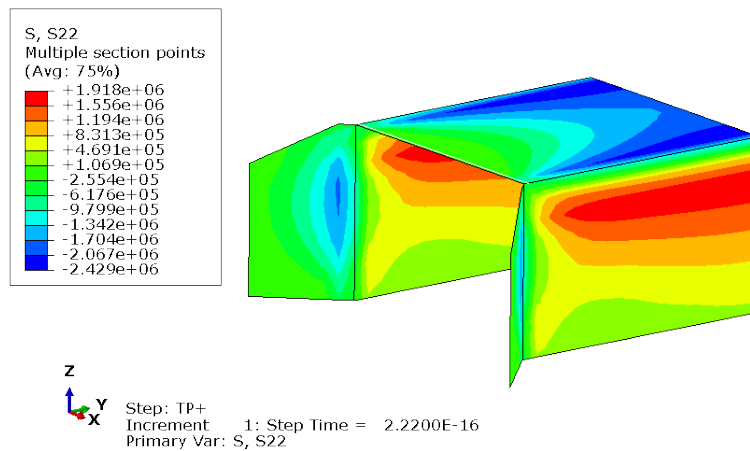
(b) SF2

Figur 5.9: Normalkrafter i plattans tvärgående snitt: (a) SF1 och (b) SF2.

Skillnad i temperatur mellan platta och ramben ger upphov till stora spänningar i tvärläng. För karakteristisk temperaturskillnad enligt Tabell 5.7 uppgår spänningarna till 2.4 MPa i plattan (Figur 5.10) samt 2.0 MPa i rambenen (Figur 5.11). Spänningen i plattan överskrider betongens karakteristiska draghållfasthet på 2.2 MPa, vilket innebär att sprickor kommer att uppträda. För detta temperaturlastfall uppstår däremot ingen risk för sprickbildning i rambenen.

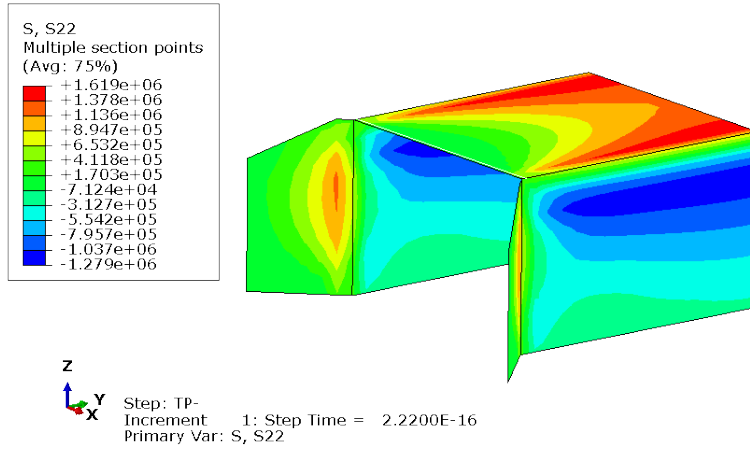


Figur 5.10: Tvärgående spänningar för $T_{platta} < T_{ramben}$, $\Delta T_{element} = 15$ °C.

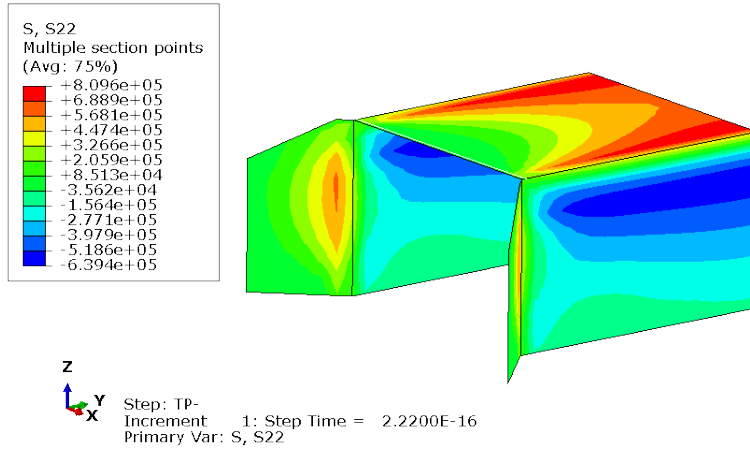


Figur 5.11: Tvärgående spänningar för $T_{ramben} < T_{platta}$, $\Delta T_{element} = 15$ °C.

För att vidare studera broplattan har temperaturförhållanden enligt Vägverket (Bro 2004) (10 °C) samt specifikationen som anges i den tyska normen (5 °C) undersökts. Analysen av de tvärgående spänningarna i jämförelse med draghållfastheten påvisar ingen risk för uppsprickning för en temperaturskillnad på 10 °C (Figur 5.12), samt för kraven i de äldre tyska normerna på 5 °C (Figur 5.13).



Figur 5.12: Tvärgående spänningar för $T_{platta} < T_{ramben}$, $\Delta T_{element} = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$.



Figur 5.13: Tvärgående spänningar för $T_{platta} < T_{ramben}$, $\Delta T_{element} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

5.2.2 Dimensionerande snittkrafter från temperaturlaster

För att få en uppfattning om den maximala storleken på lasterna kopplade till de olika temperaturfördelningarna har armeringsdimensionerande normalkraft respektive moment extraherats från mittpunkten av det mest kritiska elementet. Det bör noteras att de kritiska elementen för de olika fördelningarna är lokaliserade på olika platser.

Baserat på snittkrafterna från de studerade temperaturfördelningarna bedöms den fortsatta analysen kunna baseras på två fall: kombinationen av jämn temperaturfördelning och temperaturgradient samt lastfallet med temperaturskillnad mellan platta och ramben, se Bilaga B4.

I tabellerna nedan redovisas armeringsdimensionerade snittkrafter för respektive temperaturfördelning för fallet med max normalkraft och tillhörande moment i längsgående (Tabell 5.8) samt tvärgående riktning (Tabell 5.9). För fallet med maximalt moment och tillhörande normalkraft hänvisas till Bilaga B4.

Tabell 5.8: Armeringsdimensionerande snittkrafter från temperaturlaster i längsgående riktning.

	Jämn + Grad	$\Delta T_{\text{element-kar}}$	$\Delta T_{\text{element-kvasi}}$
Max N (kN/m)	568.4	992.8	264.8
M (kNm/m)	96.8	8.9	2.4

Tabell 5.9: Armeringsdimensionerande snittkrafter från temperaturlaster i tvärgående riktning.

	Jämn + Grad	$\Delta T_{\text{element-kar}}$	$\Delta T_{\text{element-kvasi}}$
Max N (kN/m)	1429.6	1620.6	432.2
M (kNm/m)	92.5	12.5	3.3

5.3 Respons av samtliga laster

För att kvantifiera temperaturlasternas relativa storlek i förhållande till den totala lasten har normalkrafter i SLS-karakteristisk samt moment och normalkrafter i den kvasi-permanenta lastkombinationen tagits fram med hjälp av de lastkombinationer som presenteras i avsnitt 2.5.2.

Normalkraft och tillhörande moment för den kvasi-permanenta lastkombinationen har extraherats från det kritiska elementet. Från samma element har även moment och normalkraft till följd av temperaturfördelningar extraherats. Detta har gjorts i syfte att identifiera vilken temperaturfördelning som är dimensionerande i lastkombinationen. I enstaka fall har normalkraften från samtliga laster N_{tot} understigit N från *Jämn+Grad* eller $\Delta T_{\text{element}}$. Detta inträffar eftersom det horisontella jordtrycket kan ge ett negativt bidrag till normalkraften.

I Tabell 5.10 presenteras SLS-karakteristiska armeringsdimensionerande normalkrafter i längsgående respektive tvärgående riktning. I Tabell 5.11 och 5.12 anges kvasi-permanenta armeringsdimensionerande snittkrafter i längsgående respektive tvärgående riktning, där endast fallet med max normalkraft och tillhörande moment presenteras. För fallet med maximalt moment och tillhörande normalkraft hänvisas till Bilaga B5.

Tabell 5.10: Normalkrafter (kN/m) från samtliga laster samt temperaturlaster i SLS-karakteristisk.

	Längsgående	Tvärgående
N_{tot}	578.0	1036.8
N tillhörande Jämn+Grad	341.1	502.5
N tillhörande $\Delta T_{\text{element-kar}}$	595.7	964.4

Tabell 5.11: Längsgående snittkrafter från samtliga laster samt temperaturlaster i SLS-kvasi.

Längsgående			
	Samtliga laster	$\Delta T_{\text{element-kvasi}}$	Jämn + Grad
Max N (kN/m)	262.5	264.7	284.2
M (kNm/m)	111.4	2.2	48.4

Tabell 5.12: Tvärgående snittkrafter från samtliga laster samt temperaturlaster i SLS-kvasi.

Tvärgående			
	Samtliga laster	$\Delta T_{\text{element-kvasi}}$	Jämn + Grad
Max N (kN/m)	733.4	371.2	714.8
M (kNm/m)	38.5	1.1	46.3

Utifrån resultaten ovan kan det indikeras att $\Delta T_{\text{element}}$ har större inverkan i den karakteristiska lastkombinationen då $\Delta T_{\text{element}}$ uppgår till 15 °C, medan *Jämn + Grad* ger större inverkan i den kvasi-permanenta lastkombinationen då $\Delta T_{\text{element}}$ är 4 °C.

6 Parameterstudie

I detta kapitel presenteras armeringsdimensionerade snittkrafter från inverkan av krypning, valet av temperaturskillnad mellan platta och ramben samt införandet av rotationsfjädrar. De presenterade snittkrafterna avser det fall som ger störst armeringsbehov i sprickviddsberäkningen. För övriga fall hänvisas till Bilaga B6–B7 samt Bilaga E.

6.1 Inverkan av temperaturskillnad mellan element

I denna analys har endast temperaturskillnaden mellan plattan och rambenen studerats i SLS. Syftet är att få en överblick över hur stora lastskillnader som kan uppstå när denna temperaturfördelning är dimensionerande.

En karakteristisk temperaturskillnad mellan platta och ramben på 15 °C, 10 °C respektive 5 °C har applicerats. Snittkrafter för längsgående riktning redovisas i Tabell 6.1, medan motsvarande värden för tvärgående riktning presenteras i Tabell 6.2.

Tabell 6.1: Snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}}$ på 15 °C, 10 °C samt 5 °C – längsgående riktning.

$\Delta T_{\text{element}}$	15 °C	10 °C	5 °C
Max M (kNm/m)	59.2	57.8	56.4
N (kN/m)	400.6	235.2	69.8

Tabell 6.2: Snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}}$ på 15 °C, 10 °C samt 5 °C – tvärgående riktning.

$\Delta T_{\text{element}}$	15 °C	10 °C	5 °C
Max N (kN/m)	843.5	573.4	303.7
M (kNm/m)	-1.7	-3.4	-5.7

Tabellerna ovan indikerar att lastreduktionen är större i armeringsdimensionerade normalkraft. I längsgående riktning innebär en temperaturminskning från 15 °C till 10 °C att normalkraften reduceras med cirka 41 %. För intervallet 10 °C till 5 °C ökar effekten ytterligare: cirka 70 % i reduktion. I tvärriktningen medför en temperaturminskning från 15 °C till 10 °C att normalkraften minskar med cirka 32 %. För intervallet 10 °C till 5 °C är reduktionerna cirka 47 %.

Karakteristiska normalkrafter för respektive fall presenteras nedan. För $\Delta T_{\text{element}} = 15^\circ\text{C}$ hänvisas till N_{tot} i Tabell 5.10. För $\Delta T_{\text{element}} = 10^\circ\text{C}$ och $\Delta T_{\text{element}} = 5^\circ\text{C}$ presenteras normalkrafterna i Tabell 6.3 respektive Tabell 6.4. En temperaturförändring på 5°C medför en större minskning av normalkraften i tvärläng än i längsled.

Tabell 6.3: Normalkraft i SLS-karakteristisk för $\Delta T_{\text{element}} = 10^\circ\text{C}$.

Riktning och placering	N (kN/m)
UK – Längsgående	470.1
UK – Tvärgående	740.8

Tabell 6.4: Normalkraft i SLS-karakteristisk för $\Delta T_{\text{element}} = 5^\circ\text{C}$.

Riktning och placering	N (kN/m)
UK – Längsgående	446.9
UK – Tvärgående	370.0

6.2 Inverkan av krypning vid temperaturlast

Inverkan av krypning har beaktats i lastkombinationen bestående av jämn temperaturfördelning och temperaturgradient, där endast jämn temperaturfördelning har reducerats med en faktor på 0.769 enligt avsnitt 2.3. De element som har analyserats med avseende på krypning är samma element som studerats utan hänsyn till krypning.

Inverkan av krypning leder till en reduktion av snittkrafterna. Minskningen är mer tydlig i tvärriktning (Tabell 6.6) jämfört med längsgående riktning (Tabell 6.5). De karakteristiska normalkrafterna i SLS förblir oförändrade eftersom de styrs av ett annat temperaturfall än det som reduceras för krypning.

Tabell 6.5: Inverkan av krypning i SLS-kvasi- längsgående riktning.

Längsgående			
	SLS-Med krypning	SLS-Utan krypning	Förändring
Max N (kN/m)	226.6	262.5	-14%
M (kNm/m)	110.0	111.4	-1%

Tabell 6.6: Inverkan av krypning i SLS-kvasi – tvärgående riktning.

Tvärgående			
	SLS-Med krypning	SLS-Utan krypning	Förändring
Max N (kN/m)	600.1	733.4	-18%
M (kNm/m)	38.1	38.5	-1%

6.3 Inverkan av fjäderbädd

För att representera jordens beteende har rotationsfrihetsgraderna i styv respektive vek riktning ersatts med rotationsfjädrar längs med rambenen, presenterade i Bilaga E. Med dessa rotationsfjädrar har snittkrafter tagits fram och jämförts med fast inspänning. Resultaten presenteras i Tabell 6.7 för längsgående riktning samt i Tabell 6.8 för tvärgående riktning.

Tabell 6.7: Jämförelse mellan fast inspänning och fjäderbädd – längsgående riktning.

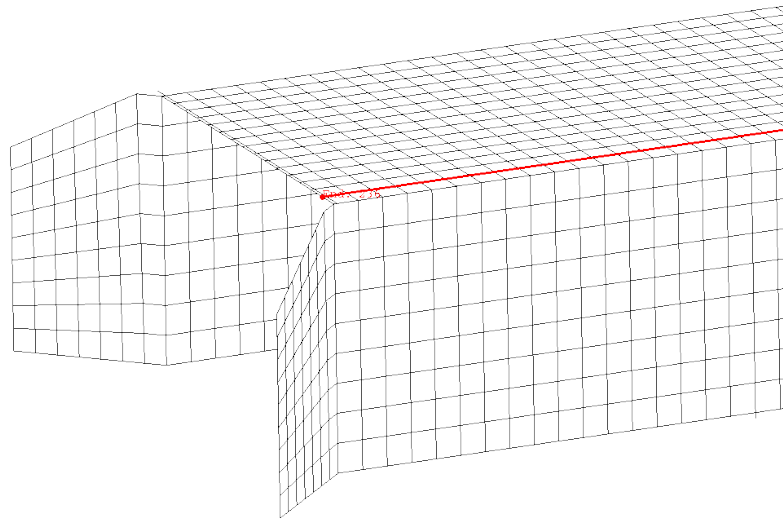
	Fast inspänning	Fjäderbädd	Förändring
Fält			
Max M (kNm/m)	111.4	108.3	-3%
N (kN/m)	262.5	156.3	-40 %

Tabell 6.8: Jämförelse mellan fast inspänning och fjäderbädd – tvärgående riktning.

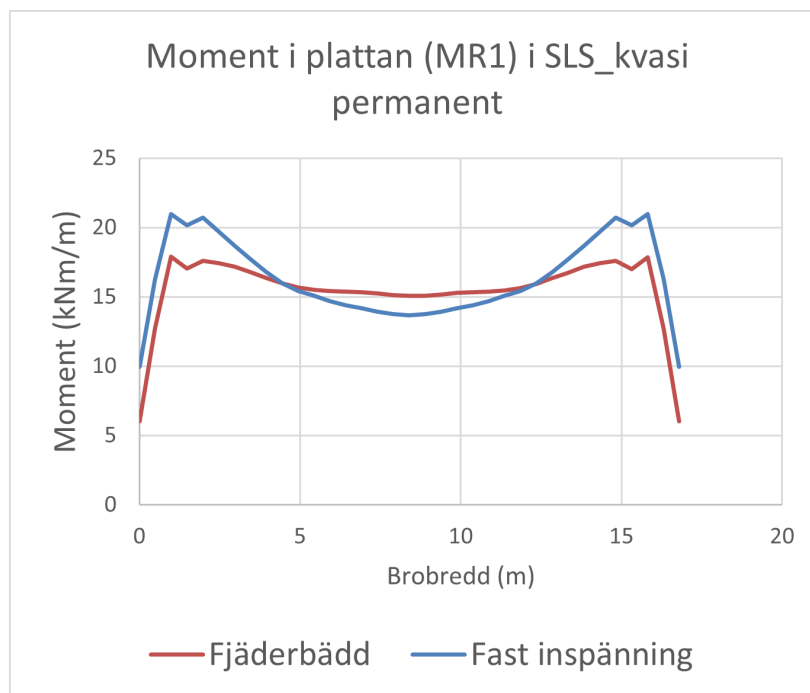
	Fast inspänning	Fjäderbädd	Förändring
Fält			
Max N (kN/m)	733.4	468.1	-36%
M (kNm/m)	38.5	40.0	4%

När rotationsfjädrar införs vid stöden förändras plattans och rambenens böjform. Den reducerade rotationsstyvheten medför att stöden blir mer deformationskänsliga, vilket resulterar i en annan global deformationsmekanism än vid helt fast inspänning. Denna förändrade deformationsbild ger upphov till en omfördelning av inre krafter i hela konstruktionen, vilket kan innebära att normalkrafterna kan variera avsevärt trots att inga translationer har frigjorts. Momenten påverkas i mindre utsträckning eftersom de i huvudsak bestäms av den lokala böjstyvheten, medan normalkrafterna är kopplade till konstruktionens globala deformation.

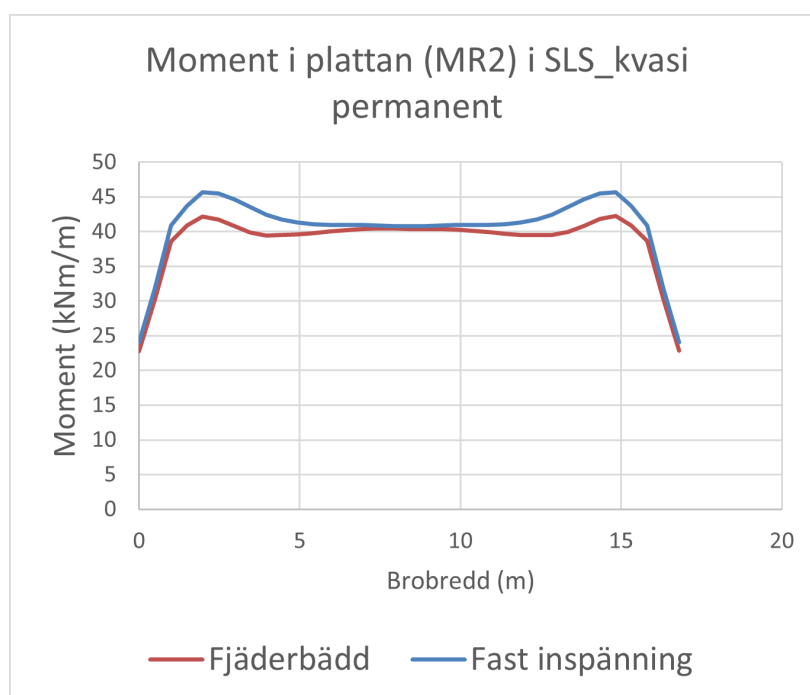
För att titta närmare på stödet har ett snitt beläget 0.5 meter från hörnet i plattan analyserats. Resultatlinjen i plattan presenteras i Figur 6.1, där moment i längs- och tvärled presenteras i Figur 6.2 respektive 6.3. Motsvarande för normalkraft presenteras i Figur 6.4 respektive 6.5.



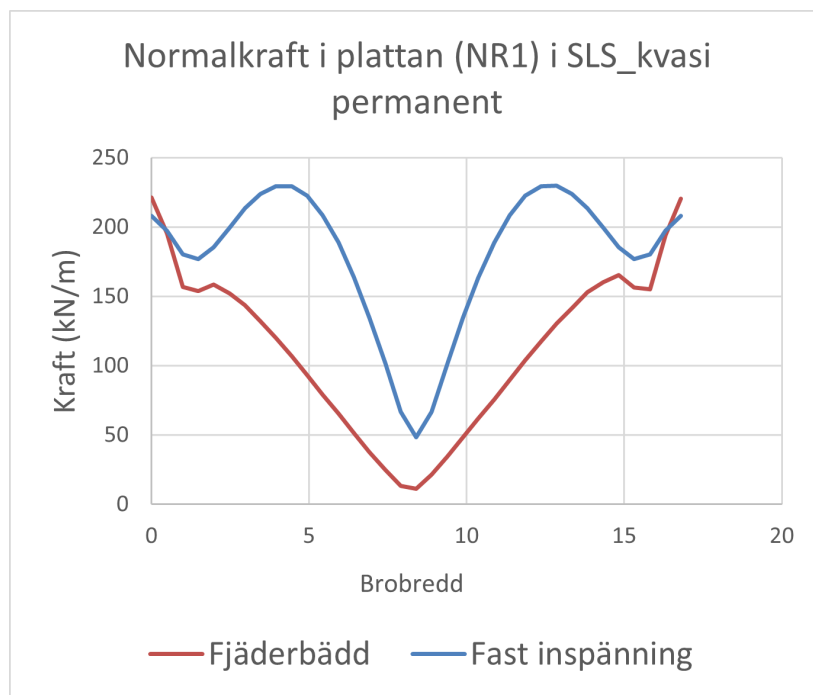
Figur 6.1: Valt snitt i platta.



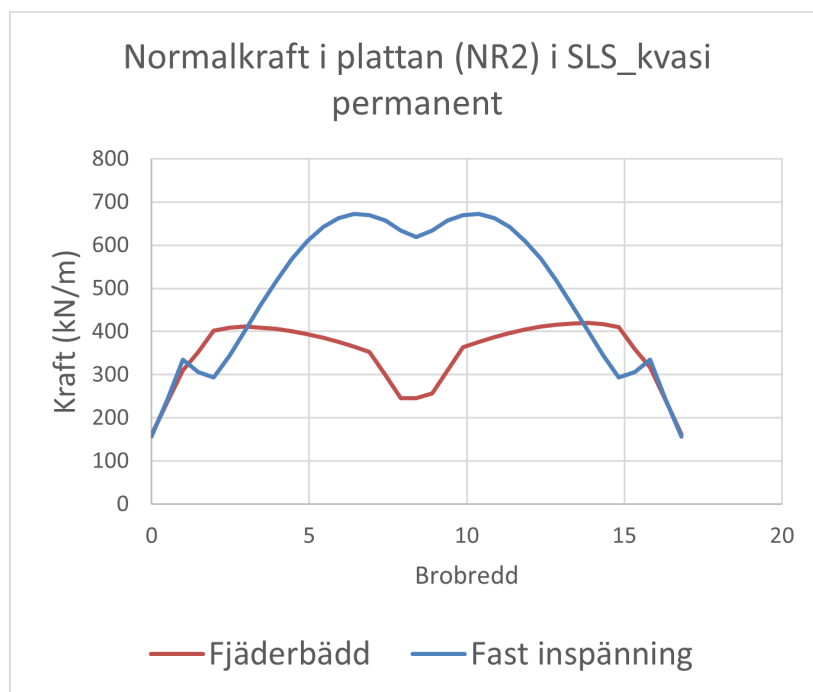
Figur 6.2: MR1 för platta.



Figur 6.3: MR2 för platta.



Figur 6.4: NR1 för platta.



Figur 6.5: NR2 för platta.

7 Armering och sprickviddskrav

Det bör noteras att beräkningen av armeringen inte är optimerad med avseende på olika zoner. Detta innebär i praktiken att maximal armering tillämpas över hela plattan. I samtliga fall har armeringsjärn med diametern 16 mm ($\phi 16$) använts. Exempel på beräkning av minimiarmering presenteras i Bilaga C, och en detaljerad beskrivning samt tabeller för sprickviddskontrollen redogörs i Bilaga D.

7.1 Armeringsbehov - utan temperatur

7.1.1 Armering - ULS

I brottgränstillståndet (ULS) bestäms armeringsbehovet genom momentjämvikt, under antagandet att tvärsnittet är enkelarmerat. Värden på dimensionerande moment kring armeringsnivån M_s presenteras i Bilaga B2.

För att bestämma det neutrala lagrets läge ställs en momentjämvikt enligt Ekv.(32) samt en kraftjämvikt enligt Ekv.(33).

$$M_s = f_{cd} 0.8 x b (d - 0.4x) \quad (32)$$

$$F_c = f_{cd} 0.8 x b = F_s + N \quad (33)$$

Dragkraften i armeringen kan uttryckas med Ekv.(34).

$$F_s = A_s \sigma_s = A_s f_{yd} \quad (34)$$

Detta ger erforderlig armeringsarea enligt Ekv.(35).

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} \quad (35)$$

Armeringsbehovet i brottgränstillståndet för referensbron beräknas enligt ovanstående ekvationer och presenteras i Tabell 7.1.

Tabell 7.1: Armeringsmängd i ULS.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s - ULS (mm^2/m)	1880	494

7.1.2 Armeringsbehov med avseende på begränsning av sprickvidder

I kvasi-permanent lastkombination ges armeringen för att klara sprickvidd på 0.3 mm av Bilaga D, där beräkningsgång och fullständiga tabeller presenteras.

I Tabell 7.2 presenteras armeringsbehovet i SLS utan inverkan av temperatur.

Tabell 7.2: Armeringsbehov för sprickviddskrav utan inverkan av temperatur.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s för sprickviddskrav (mm^2/m)	1000	754

I tvärriktningen genererar sprickviddsberäkningen en större erforderlig armeringsmängd än i brottgränstillståndet, där ökningen uppgår till cirka 53 % i underkant.

7.2 Armeringsbehov - med temperatur

Armeringsbehovet för att hantera sprickor har bestämts med inverkan av temperatur enligt samma procedur som utan temperaturpåverkan. Utöver detta har även minimiarmeringen beräknats, se Bilaga C.

I Tabell 7.3 presenteras minimiarmeringen i underkant i längsgående respektive tvärgående riktning vid ren dragning (N) samt vid böjmoment med normalkraft ($M+N$).

Tabell 7.3: Sammanställning av minimiarmeringen.

Placering	$A_{s,min}(M+N)$ (mm^2/m)	$A_{s,min}(N)$ (mm^2/m)
UK-Längsgående	1490	2416
UK-Tvärgående	1906	2416

Minimiarmeringen vid böjmoment i kombination med normalkraft har valts som dimensionerande för att eventuellt undvika en överdimensionering som skulle uppstå om enbart dragkraft beaktas. Eftersom inverkan av böjmomentet reducerar minimiarmeringen något bedöms detta val som mer lämpligt.

I Tabell 7.4 presenteras en sammanställning av armeringsbehovet i SLS med inverkan av temperaturlaster, där kombinationen av jämn temperaturfördelning och temperaturgradient utgör den dimensionerande temperaturfördelningen i den kvasi-permanenta lastkombinationen. Tabellen indikerar att minimiarmeringen är otillräcklig i både längsled och tvärlädd.

Tabell 7.4: Jämförelse mellan minimiarmering och armeringsbehov för sprickviddskrav.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
$A_{s,min}$ (mm ² /m)	1490	1906
A_s för sprickviddskrav (mm ² /m)	1850	2650

För att undersöka armeringsbehovet, om temperaturskillnaden mellan platta och ramben utgjorde den dimensionerande temperaturfördelningen, har tre fall studerats: en temperaturskillnad på 15 °C, 10 °C samt 5 °C. Minimiarmeringen för böjmoment med normalkraft för respektive fall redovisas i Tabell 7.5.

Tabell 7.5: Minimiarmering för olika temperaturskillnader mellan platta och ramben.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
$A_{s,min} - 15$ °C (mm ² /m)	1490	1906
$A_{s,min} - 10$ °C (mm ² /m)	1392	1638
$A_{s,min} - 5$ °C (mm ² /m)	1371	1302

Resultaten visar att minimiarmeringen minskar med avtagande temperaturskillnad. Reduktionen är störst i tvärriktningen, där en avtagande temperaturskillnad på 5 °C kan ge en minskning på cirka 21 %, och omkring 7 % i längsriktningen.

För att undersöka om ytterligare armering krävs för att uppfylla sprickviddskravet har sprickviddsberäkningar genomförts för samtliga tre fall. De erforderliga armeringsmängderna för sprickviddskrav redovisas i Tabell 7.6.

Tabell 7.6: Armeringsbehov för sprickviddskrav för olika temperaturskillnader mellan platta och ramben.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s för sprickviddskrav – 15 °C (mm ² /m)	1720	2150
A_s för sprickviddskrav – 10 °C (mm ² /m)	1450	1720
A_s för sprickviddskrav – 5 °C (mm ² /m)	1150	1180

I längsgående riktning behöver minimiarmeringsmängden ökas för temperaturskillnaderna 15 °C och 10 °C. Motsvarande gäller även för tvärgående riktning.

7.3 Armeringsbehov - med inverkan av krypning

Inverkan av krypning har beaktats i temperaturfall med kombinerad jämn temperaturfördelning och temperaturgradient, där endast den jämna temperaturfördelningen har reducerats. I Tabell 7.7 redovisas minimiarmeringen vid böjning med normalkraft samt armering för sprickviddskontroll.

Tabell 7.7: Armeringsbehov med hänsyn till krypning.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
$A_{s,min}$ (mm ² /m)	1490	1906
A_s för sprickviddskrav (mm ² /m)	1800	2300

I jämförelse med armeringsbehovet utan hänsyn till krypning ger reduceringen av den jämna temperaturfördelningen en minskning i underkantsarmering med 3 % i längsled och 13 % i tvärlä, se Tabell 7.8.

Tabell 7.8: Armeringsbehov för sprickviddskrav utan respektive med krypning.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s för sprickviddskrav utan krypning (mm ² /m)	1850	2650
A_s för sprickviddskrav med krypning (mm ² /m)	1800	2300
Minskning	3%	13%

7.4 Armeringsbehov - med fjäderbädd

Med införandet av rotationsfjädrar har armeringsbehovet beräknats. Jämfört med fast inspänning som randvillkor uppstår ingen betydande förändring i minimiarmeringen; skillnaden är cirka 1 %, se Tabell 7.9.

Tabell 7.9: Minimiarmering med fast inspänning respektive fjäderbädd.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
$A_{s,min}$ med fast inspänning (mm^2/m)	1486	1889
$A_{s,min}$ med rotationsfjädrar (mm^2/m)	1490	1906
Minskning	0%	1%

I sprickviddskontrollen ger de kvasi-permanenta lasterna en tydligare påverkan på armeringsbehovet. I längsgående riktning uppgår minskningen i erforderlig armering till cirka 12%, medan motsvarande minskning i tvärgående riktning är omkring 26%, se Tabell 7.10.

Tabell 7.10: Armeringsbehov för sprickviddskrav med fast inspänning respektive fjäderbädd.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s för sprickviddskrav med fast inspänning (mm^2/m)	1850	2650
A_s för sprickviddskrav med rotationsfjädrar (mm^2/m)	1690	1950
Minskning (%)	12%	26%

7.5 Resultatsammanställning

För sammanställning av resultaten har det största värdet av minimiarmering och armering för sprickviddskontroll valts i SLS. Armeringsbehovet med temperatur har jämförts med armeringsbehovet utan temperatur samt med armeringsbehovet i brottgränstillstånd för respektive analys. Resultaten redovisas i tabellerna nedan.

Tabell 7.11: Sammanställning av armeringsbehov för referensbron.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s med temperatur, SLS (mm^2/m)	1850	2650
A_s utan temperatur, SLS (mm^2/m)	1000	754
A_s ULS (mm^2/m)	1880	494
A_s tillskott på grund av temperatur i SLS (%)	85%	251%
A_s förändring relativt ULS (%)	-2%	437%

Tabell 7.12: Sammanställning av armeringsbehov för $\Delta T_{\text{element}} = 15\text{ }^\circ\text{C}$.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s med temperatur, SLS (mm^2/m)	1720	2150
A_s utan temperatur, SLS (mm^2/m)	1000	754
A_s ULS (mm^2/m)	1880	494
A_s tillskott på grund av temperatur i SLS (%)	72%	185%
A_s förändring relativt ULS (%)	-9%	336%

Tabell 7.13: Sammanställning av armeringsbehov för $\Delta T_{\text{element}} = 10\text{ }^\circ\text{C}$.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s med temperatur, SLS (mm^2/m)	1450	1720
A_s utan temperatur, SLS (mm^2/m)	1000	754
A_s ULS (mm^2/m)	1880	494
A_s tillskott på grund av temperatur i SLS (%)	45%	128%
A_s förändring relativt ULS (%)	-23%	248%

Tabell 7.14: Sammanställning av armeringsbehov för $\Delta T_{\text{element}} = 5\text{ }^\circ\text{C}$.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s med temperatur, SLS (mm^2/m)	1371	1302
A_s utan temperatur, SLS (mm^2/m)	1000	754
A_s ULS (mm^2/m)	1880	494
A_s tillskott på grund av temperatur i SLS (%)	37%	73%
A_s förändring relativt ULS (%)	-27%	164%

Tabell 7.15: Sammanställning av armeringsbehov med hänsyn till krypning.

	Längsgående	Tvärgående
Placering	UK	UK
A_s med temperatur, SLS (mm^2/m)	1800	2300
A_s utan temperatur, SLS (mm^2/m)	1000	754
A_s ULS (mm^2/m)	1880	494
A_s tillskott på grund av temperatur i SLS (%)	80%	205%
A_s förändring relativt ULS (%)	-4%	366%

8 Diskussion och slutsats

8.1 Laster och dimensionering

I detta arbete har temperaturlaster analyserats i både längsgående och tvärgående riktning. Resultaten visar att det inte är entydigt vilken temperaturfördelning som ger den mest ogynnsamma effekten för den studerade bron. I Eurokod antas temperaturgradienten vara symmetrisk kring tvärsnittets tyngdpunkt. I denna studie har däremot ett mer realistiskt fall definierats för att bättre representera verkliga förhållanden, och detta har visat sig ligga på den säkra sidan. En modell där gradienten definieras symmetriskt kring tyngdpunkten hade kunnat ge en annan variation i resultaten.

För referensbron styrs den kvasi-permanenta lastkombinationen huvudsakligen av en kombination av jämn temperaturfördelning och temperaturgradient, medan den karakteristiska lastkombinationen påverkas av temperaturskillnaden mellan platta och ramben, förutsatt att det av Eurokod föreslagna värdet på 15 °C tillämpas, se Tabell 5.10, 5.11 samt 5.12.

Att olika temperaturfall blir dimensionerande i den karakteristiska respektive den kvasi-permanenta lastkombinationen, trots att skillnaden mellan reduktionsfaktorer ψ (0.6 respektive 0.5) är liten, beror på att temperaturskillnaden som appliceras mellan platta och ramben är olika i de olika lastkombinationerna. Om samma temperatur gällde för karakteristisk och kvasi-permanent, och skillnaderna enbart hade berott på reduktionsfaktorerna, hade förhållandet mellan de dimensionerande fallen sannolikt förändrats.

Det blir dessutom enklare att avgöra vilken temperaturförändring som blir dimensionerande om skillnaden mellan den karakteristiska och den kvasi-permanenta lasten enbart utgörs av reduktionsfaktorn, snarare än att olika temperaturer appliceras.

Det innebär att båda lastfallen behöver beaktas vid dimensionering. Ett undantag är om minimiarmeringen dimensioneras för ren dragning, eftersom armeringen då enbart styrs av betongens och tvärsnittets egenskaper. Minimiarmering vid ren dragning medför även, i många fall, inget behov av sprickviddsberäkning för den befintliga bron.

Beräkningen av minimiarmering, där böjmoment tillsammans med normalkraft beaktas, styrs av en faktor k som tar hänsyn till ojämna spänningar. Denna faktor har olika intervall i SS-EN 1992-1-1:2005 och SS-EN 1992-1-1:2023. Generellt ger SS-EN 1992-1-1:2023 lägre armeringsmängder än versionen från 2005, se Tabell 7.3. Den nya versionen är dock ännu inte införd, men ska börja gälla senast 2028 enligt Svenska institutet för standarder (SIS). Trafikverkets minimiarmering styrs i större utsträckning av stängdiameter samt avståndet mellan stängerna och är i detta fall inte dimensionerade.

8.2 Diskussion av parameterstudien

Armeringsbehovet förändras tydligt i de fall där temperaturskillnaden mellan platta och ramben är dimensionerande, och den antagna temperaturskillnaden blir den mest avgörande faktorn i dimensioneringen. Om värdet enligt Eurokod samt studien som Trafikverket hänvisar till tillämpas, det vill säga en temperaturskillnad på 15°C mellan platta och ramben, föreligger en betydande risk för uppsprickning i plattan. Armeringsbehovet styrs då i stor utsträckning av sprickviddsberäkningen. Om istället 5°C enligt tyska normer används, uppstår ingen risk för uppsprickning, och armeringsbehovet styrs då huvudsakligen av minimiarmeringen.

Armeringstillskottet till följd av detta temperaturfall är dessutom mer framträdande i tvärled. I plattans underkant i tvärled uppgår tillskottet från cirka 185 % till 128 % till 73 % vid jämförelse mellan temperaturfallen 15°C , 10°C och 5°C . Temperaturfallet medför dessutom en betydande ökning i armeringsbehovet i tvärled jämfört med dimensionering i brottgränstillstånd, se Tabell 7.12, 7.13 samt 7.14. Vid temperaturskillnader mellan platta och ramben kan även långsgående effekter vara intressanta, eftersom armeringsbehovet i denna riktning är stort.

Krypning har störst inverkan i tvärled och medför en minskning på 13 % i armering i sprickviddsberäkningen, se Tabell 7.8. Dock har den ingen inverkan på minimiarmeringen eftersom värdena för minimiarmeringen styrs av ett temperaturfall där krypning inte beaktas. Resultatet påvisar att användningen av rotationsfjädrar som randvillkor ger en viss reduktion av erforderlig armering i sprickviddsanalysen. Samtidigt förändras konstruktionens globala beteende när rotationsfjädrar införs, vilket gör det svårt att dra entydiga slutsatser. För att säkerställa tillförlitliga resultat krävs därför vidare analyser.

Generellt hade mer rimliga och representativa resultat kunnat erhållas om en resultatlinje använts för resultatuttag istället för extrema element, vilket även är vanligt i praktisk dimensionering. Huruvida de extrema elementen kan bortses från kan dock diskuteras.

8.3 Slutsats

Sammanfattningsvis kan det konstateras att för plattan i den aktuella bron styrs minimiarmeringen huvudsakligen av temperaturskillnaden mellan platta och ramben, medan sprickviddsdimensioneringen främst påverkas av en kombinerad jämn temperaturfördelning och temperaturgradient.

Dimensionering baserad enbart på minimiarmering för ren dragning kan ligga på den säkra sidan, men kan leda till att en konservativ mängd armering placeras i konstruktionen. Om samverkan mellan böjning och dragkraft istället beaktas kan den erforderliga armeringsmängden reduceras.

Eftersom dimensioneringen i många fall styrs av sprickviddskontrollen kan detta vara en påverkande faktor till den mängd armering som placeras i dagens broar.

Sprickviddsberäkning utgör därmed en central frågeställning, i likhet med andra faktorer som nämns för överdimensionering såsom tillämpning av 3D-modellering.

För att minska armeringsbehovet kan följande tillämpas:

- Dimensionering av minimiarmering med beaktande av både böjmoment och normalkraft.
- En temperaturskillnad mellan element på $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ anses vara motiverad och kan vara rimligare att använda för element av samma material.

8.4 Förslag på framtida studier

Framtida studier kan fokusera på att ta fram temperaturfall, exempelvis genom klimatbaserade temperaturkartor, för att avgöra om temperaturskillnader mellan konstruktionsdelar behöver beaktas. Det kan även vara relevant att applicera en sammanhängande temperaturgradient för alla element, såsom Eurokod beskriver, för att undersöka om detta påverkar kraftfördelningen.

Trafikverket anger att temperaturgradienten inte får reduceras med hänsyn till krypning. Däremot framgår det inte om den temperaturskillnad som appliceras mellan platta och ramben omfattas av samma begränsning. Om krypning bör beaktas i detta sammanhang, och om den har en inverkan på temperaturskillnader mellan konstruktionsdelarna, kan studeras vidare.

Fjäderbädden påverkar konstruktionens beteende och kan ha en betydande inverkan på det totala armeringsbehovet för bron. Det är därför motiverat att studera detta närmare.

Referenser

- [1] Andersson, A. & Andersson, G. (2010). *Tvångskrafter i betongbroar: Analys och implementering av metod för reducering av tvångskrafter*. Examensarbete, Lunds tekniska högskola, Lunds universitet.
- [2] Anwari, H. & Azizi, M. (2025). *Tvångseffekter i platttribroar av temperaturlaster – Analys av sprickbredder*. Report TVSM-5279, Lunds tekniska högskola, Avdelningen för byggnadsmekanik.
- [3] Björnsson, I., Kamrad, T., Lundstedt, K., Thelandersson, S., Lövquist, A. & Gustafsson, S. (2025). *Resursslöseri i anläggningsbyggandet? Vad kan vi lära av 50 års utveckling?*
- [4] Vägverket (2004). *ATB Bro – Allmän teknisk beskrivning för broar*. Publikation 2004:56. Borlänge: Vägverket.
- [5] TECHNIA (2022). *BRIGADE-Plus User Manual*.
- [6] TECHNIA (2024). *BRIGADE / BRIGADE Plus – Bridge Analysis Software*.
- [7] European Committee for Standardization (2002). *Eurocode 0: Basis of Structural Design (EN 1990)*. Brussels: CEN.
- [8] European Committee for Standardization (2003). *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions*. Stockholm: SIS.
- [9] European Committee for Standardization (2004). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules (EN 1997-1)*. Stockholm: SIS.
- [10] European Committee for Standardization (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. Stockholm: SIS.
- [11] European Committee for Standardization (2023). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. Stockholm: SIS.
- [12] Microsoft (2024). Microsoft Excel [Programvara], Microsoft 365. Microsoft Corporation.
- [13] Gottsäter, E., Larsson Ivanov, O., Molnár, M., Crocetti, R. & Nilenius, F. (2017). Simulation of thermal load distribution in portal frame bridges. *Engineering Structures*, 143, 219–231.
- [14] Gottsäter, E., Larsson Ivanov, O. & Plos, M. (2020). Tvångseffekter i platttribroar. *Bygg & teknik*, 112(4), 12–17.
- [15] Isaksson, T., Mårtensson, A. & Thelandersson, S. (2017). *Byggkonstruktion*. Studentlitteratur, Lund.
- [16] Ottosen, N. S. & Petersson, H. (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Prentice Hall.

- [17] Samuelsson, P. & Darvelid, L. (2025). *Sprickbildning och armering i betongkonstruktioner*. Göteborg: Chalmers tekniska högskola.
- [18] Svenska institutet för standarder (u.å.). *Eurokoder – SS-EN 1990–1999: Dimensioneringsstandarder för bärverk*.
- [19] Svenska institutet för standarder (2005). *SS-EN 1991-2: Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar*. Stockholm: SIS.
- [20] Transportstyrelsen (2018). *TSFS 2018:57 – Tillämpning av eurokoder*.
- [21] Trafikverket (2021). *Bro och broliknande konstruktion, Byggande. Krav TRVINFRA-00227*. Version 6.0. Borlänge: Trafikverket.
- [22] Trafikverket (2025). *TRVINFRA-00230: Geokonstruktion, dimensionering och utformning*. Version 3.0. Borlänge: Trafikverket.

Bilagor

A Laster

A.1 Jordtryck

Parametrar för beräkning av jordtryck redovisas nedan. För ekvationer hänvisas till avsnitt 2.2.2.

$$\gamma_\varphi = 1.3, \quad \varphi_k = 45^\circ$$

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan(45^\circ)}{1.3}\right) = 37.6^\circ$$

Vilotryck

$$K_{0,k} = 1 - \sin(\varphi_k) = 1 - \sin(45^\circ) = 0.29$$

$$K_{0,d} = 1 - \sin(\varphi_d) = 1 - \sin(37.6^\circ) = 0.39$$

$$\sigma_h(z) = K_{0,d}\gamma z = 0.39 \cdot 20 \cdot 5.15 = 40.17 \text{ kN/m}^2$$

Passivt jordtryck

$$K_{p,k} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2}\right) = \tan^2(45^\circ + 22.5^\circ) = 5.83$$

$$K_{p,d} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right) = \tan^2(45^\circ + 18.8^\circ) = 4.13$$

$$\sigma_h(z) = K_{p,d}\gamma z = 4.13 \cdot 20 \cdot 5.15 = 425.39 \text{ kN/m}^2$$

Mothållande jordtryck

$$\Delta P = c \gamma_{fyll} z \frac{\delta_{temp}}{h}$$

Tabell A.1: Ingångsparametrar för beräkning av mothållande jordtryck.

Parameter	Värde
c	600
γ_{fyll}	20 kN/m ³
z	2.83 m
δ_{temp}	2.3 mm
h	5.15 m

$$\delta_{temp} = \Delta T \alpha \frac{L}{2}$$

$$\Delta T = 36 - (-23) = 59 \text{ }^{\circ}\text{C}, \quad \alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}, \quad L = 7.7 \text{ m}$$

$$\Delta P = 14.98 \text{ kPa}$$

A.2 Trafiklaster

Dimensionerande trafiklast beräknas enligt avsnitt 2.2.1.

Tabell A.2: Dimensionerande laster per lastfält.

Fält	Punktlast (kN)	Utbredd last (kN/m ²)
1	$0.9 \cdot 300 = 270$	$0.8 \cdot 7.2 = 5.2$
2	$0.9 \cdot 200 = 180$	$1 \cdot 2.5 = 2.5$
3	$0 \cdot 100 = 0$	$1 \cdot 2.5 = 2.5$
Resterande fält	–	2.5

A.3 Temperaturlaster

Bron som denna studie baseras på ligger i Falkenberg, med temperaturparametrar enligt Tabell A.3. Från Bilaga NB i SS-EN 1991-1-5 erhålls T_{max} och T_{min} . Bilaga A ger initial temperatur på 10 °C och Figur 6.1 redovisar sambandet mellan lufttemperatur och temperaturkomponent (SS-EN 1991-1-5).

Tabell A.3: Temperatur parametrar.

Geografiskt läge	Falkenberg kommun
Överbyggnadstyp	Typ 3 (Betongbro)
Maximal lufttemperatur	$T_{\max} = 34\text{ }^{\circ}\text{C}$
Minimal lufttemperatur	$T_{\min} = -31\text{ }^{\circ}\text{C}$
Maximal temperatur	$T_{e,\max} = 36\text{ }^{\circ}\text{C}$
Minimal temperatur	$T_{e,\min} = -23\text{ }^{\circ}\text{C}$
Brons initiala temperatur	$T_0 = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$

Jämn temperaturfördelning

Jämn temperaturfördelning beräknas enligt Ekv.(10) och Ekv.(11):

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,\max} - T_0 = 36 - 10 = 26\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,\min} - T_0 = 23 - 10 = -33\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T = T_{e,\max} - T_{e,\min} = 36 - (-23) = 59\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Temperaturgradient

Överbyggnadstyp: Typ 3 (Betongbro)

Beläggningstjocklek på brobaneplatta:

$$t_{\text{surf}} = 93\text{ mm} \approx 100\text{ mm}$$

Reduktionsfaktorer enligt Tabell 6.2 i SS-EN 1991-1-5:

$$k_{sur,heat} = 0.7$$

$$k_{sur,cool} = 1.0$$

Överytan varmare än underytan:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \cdot 0.7 = 10.5\text{ }^{\circ}\text{C}$$

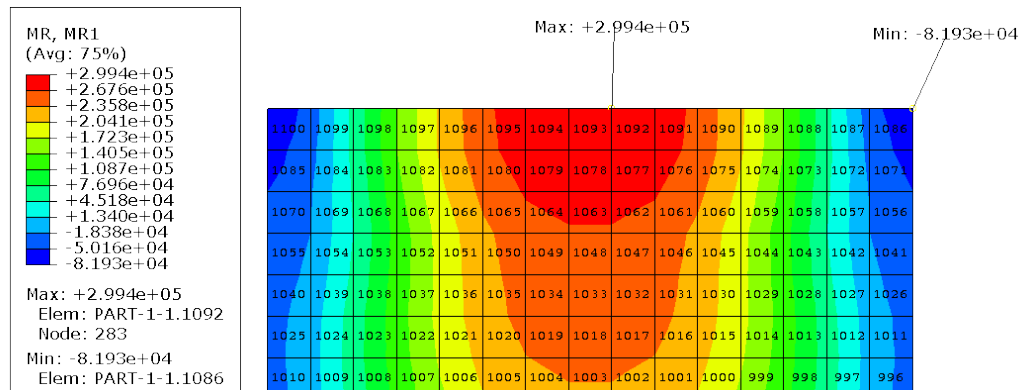
Underytan varmare än överytan:

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} \cdot 1.0 = 8\text{ }^{\circ}\text{C}$$

B Snittkrafter

Största normalkraft och moment har valts som extrema värden. Exempel på elementval för maximal moment i längsled presenteras nedan.

Största armeringsdimensionerande moment MR1 i längsled avläses enligt Figur B.1 till $2.99 \cdot 10^5$ och inträffar i element 1092.



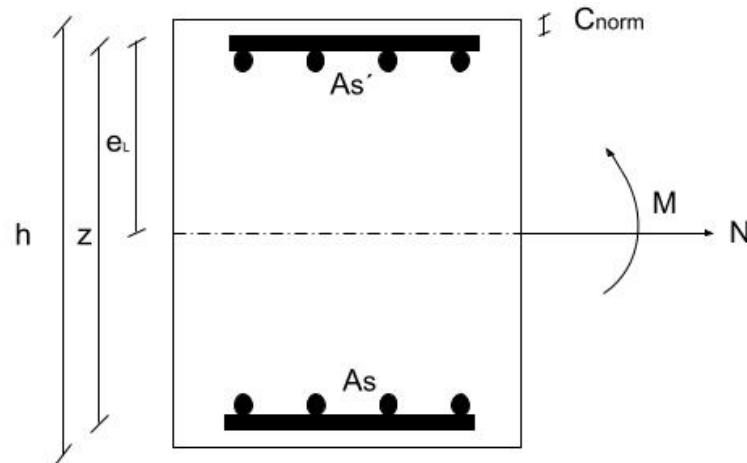
Figur B.1: Största dimensionerande moment MR1.

Övriga värden har erhållits genom tillämpning av samma metodik.

B.1 Tvärsnittsdata och beräkning av moment kring armering

Momentet kring armeringsnivån (M_s) beräknas enligt det allmänna uttrycket i Ekv.(36). För en tydligare illustration visas i Figur B.2 ett tvärsnittsexempel med positivt moment och dragande normalkraft.

$$M_s = M + N \cdot e \quad (36)$$



Figur B.2: Principskiss över ett armerat tvärsnitt.

Gemensamma parametrar för beräkning av moment kring armeringsnivån anges i tabellen nedan.

Tabell B.1: Indata för beräkning av moment kring armeringsnivån.

Parameter	Värde
h	500 mm
c_{nom}	40 mm
ϕ	16 mm

Excentriciteten i längsgående riktning ges av:

$$e_L = \frac{h}{2} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = \frac{500}{2} - 40 - \frac{16}{2} = 202 \text{ mm}$$

och för tvärgående riktning av:

$$e_T = \frac{h}{2} - c_{\text{nom}} - \phi - \frac{\phi}{2} = \frac{500}{2} - 40 - 16 - \frac{16}{2} = 186 \text{ mm}$$

För dubbelarmerat tvärsnitt anges det effektiva djupet för längsgående samt tvärgående riktning enligt följande:

$$Z_L = e \cdot 2 = 202 \cdot 2 = 404 \text{ mm}$$

$$Z_T = e \cdot 2 = 186 \cdot 2 = 372 \text{ mm}$$

B.2 ULS

I brottgränstillståndet har armeringsdimensionerande snittkrafter enligt tabellen nedan tagits fram och momentet kring armeringsnivån beräknats.

Tabell B.2: Armeringsdimensionerande snittkrafter i ULS – längsgående riktning.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	299.1
N (kN/m)	-90.2
M _s (kNm/m)	317.3
Fall 2	
Max N (kN/m)	64.3
M (kNm/m)	-53.2
M _s (kNm/m)	-66.2

Tabell B.3: Armeringsdimensionerande snittkrafter i ULS – tvärgående riktning.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	91.8
N (kN/m)	-1.3
M _s (kNm/m)	92.1
Fall 2	
Max N (kN/m)	106.8
M (kNm/m)	16.2
M _s (kNm/m)	-3.6

B.3 SLS exklusive temperatur

I SLS kvasi-permanent presenteras snittkrafter, där temperatur inte har inkluderats, i tabellerna nedan.

Tabell B.4: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS exklusive temperatur – längsgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	61.6
N (kN/m)	-21.6
Fall 2	
Max N (kN/m)	149.8
M (kNm/m)	-62.8

Tabell B.5: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS exklusive temperatur – tvärgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	10.9
N (kN/m)	14.8
Fall 2	
Max N (kN/m)	125.1
M (kNm/m)	-0.9

B.4 Temperaturlaster

Bilagan presenterar laststorlekarna för de olika temperaturfördelningarna. För att avgöra vilken fördelning som ger mest ogynnsam inverkan har kraft och moment för de olika fördelningarna analyserats i längs- och tvärriktning. Värdena är extraherade från mittpunkten av det elementet med mest ogynnsamt resultat för respektive fördelning.

Tabell B.6: Armeringsdimensionerande snittkrafter för temperaturlaster i längsgående samt tvärgående riktning.

Längsgående riktning					
Temperaturfördelning	Jämn	Gradient	Jämn+Grad	$\Delta T_{element-kar}$	$\Delta T_{element-kvasi}$
Fall 1					
Max M (kNm/m)	45.6	114.2	131.2	24.8	6.6
N (kN/m)	166.2	213.6	326.5	573.3	152.9
Fall 2					
Max N (kN/m)	452.9	342.7	568.4	992.8	264.8
M (kNm/m)	33.3	89.2	96.8	8.9	2.4
Tvärgående riktning					
Fall 1					
Max M (kNm/m)	31.2	90.2	100.8	30.7	8.2
N (kN/m)	276.0	393.5	557.3	875.7	233.5
Fall 2					
Max N (kN/m)	1154.3	411.6	1429.6	1620.6	432.2
M (kNm/m)	12.5	88.7	92.5	12.5	3.3

B.5 SLS inklusive temperatur

I SLS kvasi-permanent där temperaturlaster har beaktats, har värden enligt tabellerna nedan framtagits.

Tabell B.7: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS inklusive temperatur – längsgående.

	Samtliga Laster	$\Delta T_{element}$	Jämn+Grad
Fall 1			
Max M (kNm/m)	111.4	2.2	48.4
N (kN/m)	262.5	264.7	284.2
Fall 2			
Max N (kN/m)	262.5	264.7	284.2
M (kNm/m)	111.4	2.2	48.4

Tabell B.8: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS inklusive temperatur – tvärgående.

	Samtliga laster	$\Delta T_{element}$	Jämn+Grad
Fall 1			
Max M (kNm/m)	57.1	1.4	46.2
N (kN/m)	318.9	212.0	304.2
Fall 2			
Max N (kN/m)	733.4	371.2	714.8
M (kNm/m)	38.5	1.1	46.3

B.6 Temperaturskillnad mellan element

I SLS kvasi-permanent där temperaturskillnad mellan elementen är dimensionerande, har värden enligt tabellerna nedan framtagits. Tre fall har studerats: temperaturskillnad mellan platta och ramben $\Delta T_{\text{element}} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$, $\Delta T_{\text{element}} = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ samt $\Delta T_{\text{element}} = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$.

För $\Delta T_{\text{element}} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$ gäller värden i nedanstående tabeller.

Tabell B.9: Armeringsdimensionerande snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$ – längsgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	59.2
N (kN/m)	400.6
Fall 2	
Max N (kN/m)	444.9
M (kNm/m)	-52.9

Tabell B.10: Armeringsdimensionerande snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$ – tvärgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	12.5
N (kN/m)	210.5
Fall 2	
Max N (kN/m)	843.5
M (kNm/m)	-1.7

För $\Delta T_{\text{element}} = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ gäller värden i nedanstående tabeller.

Tabell B.11: Armeringsdimensionerande snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}} = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ – längsgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	57.8
N (kN/m)	235.2
Fall 2	
Max N (kN/m)	317.1
M (kNm/m)	-54.9

Tabell B.12: Armeringsdimensionerande snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}} = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ – tvärgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	11.2
N (kN/m)	136.1
Fall 2	
Max N (kN/m)	573.4
M (kNm/m)	-3.4

För $\Delta T_{\text{element}} = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ gäller värden i nedanstående tabeller.

Tabell B.13: Armeringsdimensionerande snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}} = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ – längsgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	56.4
N (kN/m)	69.8
Fall 2	
Max N (kN/m)	189.2
M (kNm/m)	-57.0

Tabell B.14: Armeringsdimensionerande snittkrafter för $\Delta T_{\text{element}} = 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ – tvärgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	9.9
N (kN/m)	76.2
Fall 2	
Max N (kN/m)	303.7
M (kNm/m)	-5.7

B.7 SLS med hänsyn till krypning

I SLS kvasi-permanent där jämn temperaturfördelning har reducerats för krypning, har värden enligt tabellerna nedan framtagits.

Tabell B.15: Armeringsdimensionerande snittkrafter med hänsyn till krypning – längsgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	110.0
N (kN/m)	226.6
Fall 2	
Max N (kN/m)	226.6
M (kNm/m)	110.0

Tabell B.16: Armeringsdimensionerande snittkrafter med hänsyn till krypning – tvärgående.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	56.6
N (kN/m)	266.8
Fall 2	
Max N (kN/m)	600.1
M (kNm/m)	38.1

C Minimiarmering

I nedanstående kapitel redovisas beräkning av minimiarmering för analysen i SLS. Samma procedur används för resterande analyser.

Data för armeringsberäkning presenteras i tabellen nedan.

Tabell C.1: Parametrar för beräkning av minimiarmering.

Parameter	Värde
A_{ct}	0.5 m ²
ϕ	16 mm
A_s	200.96 mm ²
$f_{ct,m}$	3.2 MPa
$\sigma_s = f_{yk}$	500 MPa
s	300 mm
k_1	2/3
k_h	0.68
k	0.755

Minimiarmering enligt EN 1992-1-1:2005, kap 7.3.2

Karakteristisk dragkraft i längsgående riktning bestämdes till 578 kN/m enligt Tabell 5.10, detta ger följande:

$$\sigma_c = \frac{-578.0 \cdot 10^3}{0.5} = -1.16 \text{ MPa}$$

$$k_c = 0.4 \left[1 - \frac{3(-1.16)}{2 \cdot 3.2} \right] = 0.62$$

Minimiarmering vid böjning med normalkraft beräknas enligt nedan:

$$A_{s,\min} = \frac{0.62 \cdot 0.755 \cdot 3.2 \cdot 0.5}{500} = 1490 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimiarmeringen vid ren dragning beräknas på samma sätt, dock med $k=1$.

$$A_{s,\min} = \frac{0.755 \cdot 1 \cdot 3.2 \cdot 0.5}{500} = 2416 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Detta värde är lika för längsgående och tvärgående riktning. Värdet är oberoende av lastens storlek och kan därför sättas lika i alla delanalyser.

Minimiarmering enligt EN 1992-1-1:2005, kap 9.2.1.1

$$A_{s,\min,L} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.452 = 752 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min,T} = 0.2 \cdot 752 = 150 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1:2023, kap 9.2

$$A_{s,\min} \geq \frac{0.3 \cdot 578.0 \cdot 10^3 + 0.2 \cdot 0.68 \cdot 3.2 \cdot 0.5 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6} = 782 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} \leq \frac{0.5 \cdot 0.68 \cdot 3.2 \cdot 0.5}{500} = 1088 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimiarmering enligt TRVINFRA-00227

Minsta ytarmering ska vara den största av:

$$A_{s,\min,1} = 4 \cdot 10^2 = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min,2} = 4 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 10^2 = 427 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min,3} = 0.08 \cdot 10^{-3} \cdot 0.5 = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{1}{0.3} = 4 \text{ stänger}$$

ger minsta erforderliga armeringsarea:

$$A_{s,\min,4} = 4A_s = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$$

I SLS, inklusive temperaturpåverkan, presenteras minimiarmeringen vid ren dragning (N) och vid böjning med normalkraft ($M+N$) för både längs- och tvärriktning i Tabell C.2.

Tabell C.2: Dimensionerande minimiarmering.

Placering	Minimiarmering (M+N) (mm ² /m)	Minimiarmering (N) (mm ² /m)
UK-Längs	1490	2416
UK-Tvär	1906	2416

D Sprickviddskontroll

Faktorer som har använts för beräkning av sprickvidd presenteras i tabellen nedan.

Tabell D.1: Parametrar för sprickviddskontroll.

Parameter	Värde
c	40 mm
ϕ	16 mm
k_4	0.425
E_s	200 GPa
E_c	34 GPa
a_e	5.88

Samt antaganden enligt nedan:

Långtidslast $\Rightarrow k_t = 0.4$

Armering med god vidhäftningsförmåga $\Rightarrow k_1 = 0.8$

Töjningsfördelning vid ren dragning $\Rightarrow k_2 = 1$

$$k_3 = \frac{7 \cdot 16}{40} = 2.8$$

$h_{c,ef} = \min(2.5(h-d), (h-x)/3, h/2)$, där $2.5(h-d)$ i detta fall alltid har genererat det lägsta värdet:

- Längsgående riktning: $h_{c,ef} = 2.5(500 - 452) = 120$ mm
- Tvärgående riktning: $h_{c,ef} = 2.5(500 - 436) = 160$ mm

För att beräkna spänningen i under- och överkantsarmeringen i ett draget tvärsnitt, där betongen inte är tryckt, formuleras en kraftjämvikt och en momentjämviktsekvation.

Kraften i överkantsarmeringen ges av:

$$F'_s = \sigma'_s A'_s \quad (37)$$

Kraften i underkantsarmering ges av:

$$F_s = \sigma_s A_s \quad (38)$$

Kraftjämvikt vid dragande normalkraft ger:

$$(\rightarrow) \quad N_{Ed} = F_s + F'_s = \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s$$

Moment kring underkantsarmering ger:

$$(\curvearrowright) \quad N_{Ed}e - M_{Ed} = \sigma'_s A'_s z$$

där e betecknar avståndet mellan tvärsnittets tyngdpunkt och armeringen.

Utifrån momentjämvikten kan spänningen i överkantsarmeringen beskrivas som:

$$\sigma'_s = \frac{N_{Ed}e - M_{Ed}}{A'_s z} \quad (39)$$

Överkantsspänningen insatt i kraftjämvikten ger underkantsspänning enligt följande:

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_s} - \frac{N_{Ed}e - M_{Ed}}{A_s z} \quad (40)$$

I de fall där underkantsarmeringen eller överkantsarmeringen hamnar i tryck måste betongens tryckkraft beaktas. I dessa fall försummas tryckt armering, vilket innebär att om överkant är i tryck, bortses från F'_s , och om underkant är i tryck, bortses från F_s . Kraftjämvikten formuleras enligt följande för tryckt överkant.

$$N_{Ed} + F_c = F_s \quad (41)$$

där N_{Ed} är dragkraft.

Armeringsspänningen i stadium 2 beräknas enligt den angivna proceduren, följt av Ekv.(42).

Plan töjning ger en triangulär tryckspänningsfördelning i betongen, och neutrala lagrets läge kan då uppskattas med följande ekvation:

$$\frac{1}{2}bx^2 = \alpha_e A_s (d - x) \quad (42)$$

där α_e anges i Tabell D.1.

Lösningen ger:

$$x = d \alpha \rho \left(\sqrt{1 + 2/\alpha \rho} - 1 \right) \quad (43)$$

där

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (44)$$

Normalkraften flyttas till armeringsnivån för framtagandet av M_s , för att sedan beräkna tryckkraften i betongen F_c .

$$F_c = \frac{M_s}{d - x/3} \quad (45)$$

Kraft i dragarmering:

$$F_s = F_c + N_{Ed} \quad (46)$$

Om tryckt armering försummas kan spänningen i överkantsarmeringen sättas till noll, och spänningen i underkantsarmeringen beräknas som:

$$\sigma_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (47)$$

I tabellerna nedan redovisas resultaten från sprickviddsberäkningen. De snittkrafter i kN/m och kNm/m som bedöms ge störst armeringsbehov har använts, där armeringsarean i under- och överkant antas vara lika stor i samtliga analyser.

Tabell D.2: Sprickviddsberäkning i SLS utan temperaturpåverkan. Tabellen visar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	f_{ct}	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	$0.6\sigma_s/E_s$	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 61.6, Ned-UK = -21.6, Fc = 153.5														
120	1000	1000	2000	0.008	1.32×10^8	0.00×10^0	0.4	3.2	5.88	200	-1.46×10^{-4}	3.96×10^{-4}	764.80	0.30
Tvärriktning – Med-UK = -0.9, Ned-UK = 125.1														
160	754	754	1508	0.005	7.99×10^7	8.60×10^7	0.4	3.2	5.88	200	-9.96×10^{-4}	2.40×10^{-4}	1266.38	0.30

Tabell D.3: Sprickviddsberäkning i SLS med temperaturpåverkan. Resultaten redovisar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	f_{ct}	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	$0.6\sigma_s/E_s$	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 111.4, Ned-UK = 262.5, Fc = 138.2														
120	1850	1850	3700	0.015	2.17×10^8	0.00×10^0	0.4	3.2	5.88	200	6.30×10^{-4}	6.50×10^{-4}	464.86	0.30
Tvärriktning – Med-UK = 38.5, Ned-UK = 733.4														
160	2650	2650	5300	0.017	1.77×10^8	9.93×10^7	0.4	3.2	5.88	200	4.63×10^{-4}	5.32×10^{-4}	566.51	0.30

Tabell D.4: Sprickviddsberäkning i SLS för en temperaturskillnad på 15 °C mellan platta och ramben. Tabellen redovisar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	$f_{ct,eff}$	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	Kontroll	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 59.2, Ned-UK = 400.6														
120	1720	1720	3440	0.01433	2.02×10^8	3.12×10^7	0.4	3.2	5.88	200	5.24×10^{-4}	6.05×10^{-4}	491.53	0.30
Tvärriktning – Med-UK = -1.7, Ned-UK = 843.5														
160	2150	2150	4300	0.01344	1.94×10^8	1.98×10^8	0.4	3.2	5.88	200	4.56×10^{-4}	5.82×10^{-4}	516.84	0.30

Tabell D.5: Sprickviddsberäkning i SLS för en temperaturskillnad på 10 °C mellan platta och ramben. Resultaten visar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	$f_{ct,eff}$	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	$0.6\sigma_s/E_s$	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 57.8, Ned-UK = 235.2, Fc = 24.3														
120	1450	1450	2900	0.01208	1.79×10^8	0.00×10^0	0.4	3.2	5.88	200	3.27×10^{-4}	5.37×10^{-4}	562.21	0.30
Tvärriktning – Med-UK = -3.4, Ned-UK = 573.4														
160	1720	1720	3440	0.01075	1.61×10^8	1.72×10^8	0.4	3.2	5.88	200	1.74×10^{-4}	4.84×10^{-4}	618.05	0.30

Tabell D.6: Sprickviddsberäkning i SLS för en temperaturskillnad på 5 °C mellan platta och ramben. Tabellen visar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	$f_{ct,eff}$	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	Kontroll	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 56.4, Ned-UK = 69.8, Fc = 98.9														
120	1150	1150	2300	0.01	1.47×10^8	0.00×10^0	0.4	3.2	5.88	200	2.78×10^{-5}	4.40×10^{-4}	679.65	0.30
Tvärriktning – Med-UK = -5.7, Ned-UK = 303.7														
160	1180	1180	2360	0.007	1.16×10^8	1.42×10^8	0.4	3.2	5.88	200	-3.26×10^{-4}	3.47×10^{-4}	849.63	0.30

Tabell D.7: Sprickviddsberäkning i SLS med hänsyn till krypning. Resultaten visar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	$f_{ct,eff}$	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	Kontroll	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 110.0, Ned-UK = 226.6, Fc = 152.0														
120	1800	1800	3600	0.015	2.10×10^8	0.00×10^0	0.4	3.2	5.88	200	5.87×10^{-4}	6.31×10^{-4}	474.67	0.30
Tvärriktning – Med-UK = 38.1, Ned-UK = 600.1														
160	2300	2300	4600	0.014	1.75×10^8	8.59×10^7	0.4	3.2	5.88	200	3.92×10^{-4}	5.25×10^{-4}	567.09	0.30

Tabell D.8: Sprickviddsberäkning i SLS med fjäderbäddsmodell och temperaturpåverkan. Resultaten redovisar erforderlig armering i längs- och tvärriktning.

h_{cef}	A_s	A'_s	A_{tot}	p_{eff}	σ_s	σ'_s	k_t	$f_{ct,eff}$	a_e	E_s	ε_{sm-ecm}	Kontroll	s_{rm}	w_k
Längsriktning – Med-UK = 108.3, Ned-UK = 156.3, Fc = 181.2														
120	1690	1690	3380	0.01408	2.00×10^8	0.00×10^0	0.4	3.2	5.88	200	5.07×10^{-4}	5.99×10^{-4}	498.27	0.30
Tvärriktning – Med-UK = 40.0, Ned-UK = 468.1														
160	1950	1950	3900	0.01219	1.75×10^8	6.49×10^7	0.4	3.2	5.88	200	3.13×10^{-4}	5.25×10^{-4}	567.88	0.30

E Fjäderbädd

För att efterlikna ett verklighetsbaserat beteende hos bron kan fast inspänning ersättas med fjäderbädd. I denna studie har endast rotationstyvheter tillämpats, dessa placeras i brons veka respektive styva riktning. Antaganden och data för beräkningen presenteras nedan.

Tabell E.1: Data för beräkning av vinkeländringsmodul.

Parameter	Värde
Elasticitetsmodul, E_k	36 MPa
Plattans bredd, B	3.92 m
Plattans längd, L	17.6 m

Karakteristisk vinkeländringsmodul, $k_{\theta k}$, beräknas enligt uttrycken nedan, där endast 75 % av plattans bredd antas bidra till inspänningsgraden. I bruksgränstillståndet ska karakteristiska värden användas (TRVINFRA 00230, avsnitt 6.2.8).

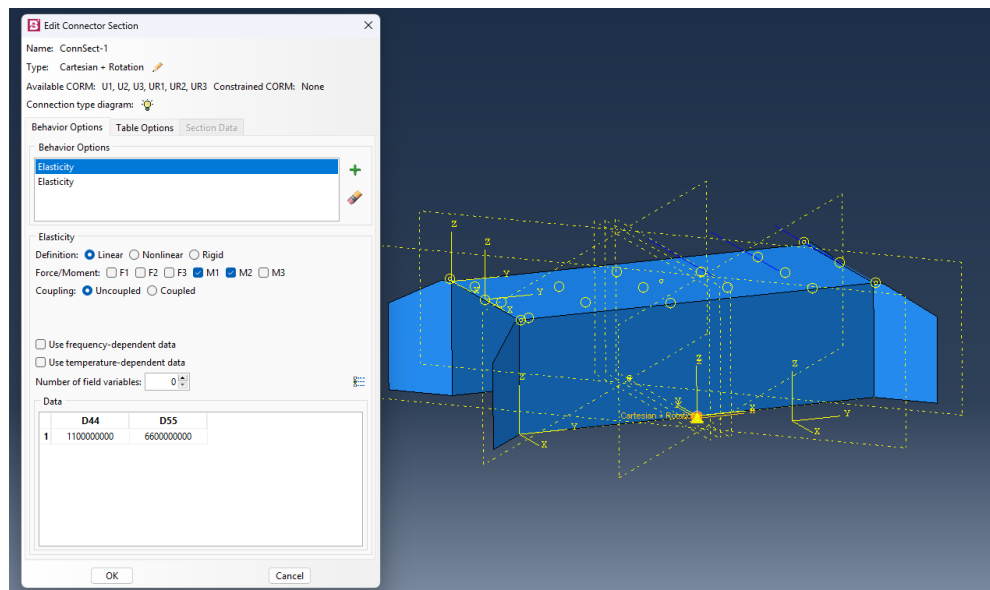
I veka riktningen (rotation kring brons tvärriktning) gäller:

$$k_{\theta k} = \frac{E_k B^2 L}{5} = \frac{36 \cdot (0.75 \cdot 3.92)^2 \cdot 17.6}{5} = 1095.3 \text{ MNm/rad} \quad (48)$$

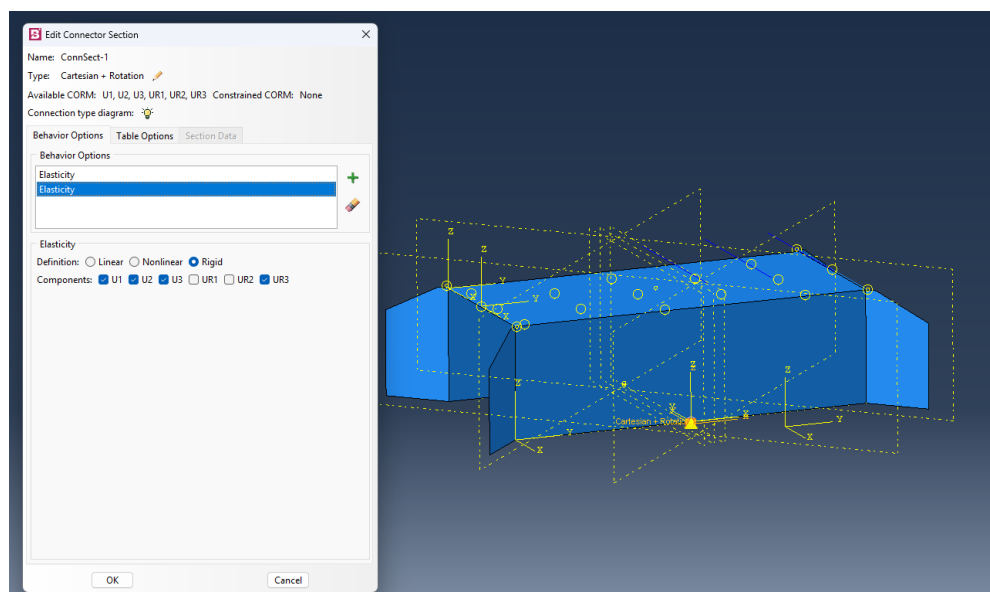
I styva riktningen (rotation kring brons längsgående) gäller:

$$k_{\theta k} = \frac{E_k L^2 B}{5} = \frac{36 \cdot 17.6^2 \cdot 0.75 \cdot 3.92}{5} = 6557.0 \text{ MNm/rad} \quad (49)$$

För applicering av frihetsgraderna i programmet, se Figur E.1 och Figur E.2.



Figur E.1: Applicering av rotationsfjädrar.



Figur E.2: Applicering av resterande frihetsgrader.

Införandet av rotationsfjädrar genererar snittkrafter i SLS, presenterade i tabellerna nedan.

Tabell E.2: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS kvasi-permanent - längsgående riktning.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	108.3
N (kN/m)	156.3
Fall 2	
Max N (kN/m)	260.6
M (kNm/m)	-22.5

Tabell E.3: Armeringsdimensionerande snittkrafter i SLS kvasi-permanent - tvärgående riktning.

Fall	Max
Fall 1	
Max M (kNm/m)	55.8
N (kN/m)	219.8
Fall 2	
Max N (kN/m)	468.1
M (kNm/m)	40.0

Tabell E.4: Normalkraft i SLS-karakteristisk.

Riktning och placering	N (kN/m)
UK – Längsgående	573.4
UK – Tvärgående	1017.9