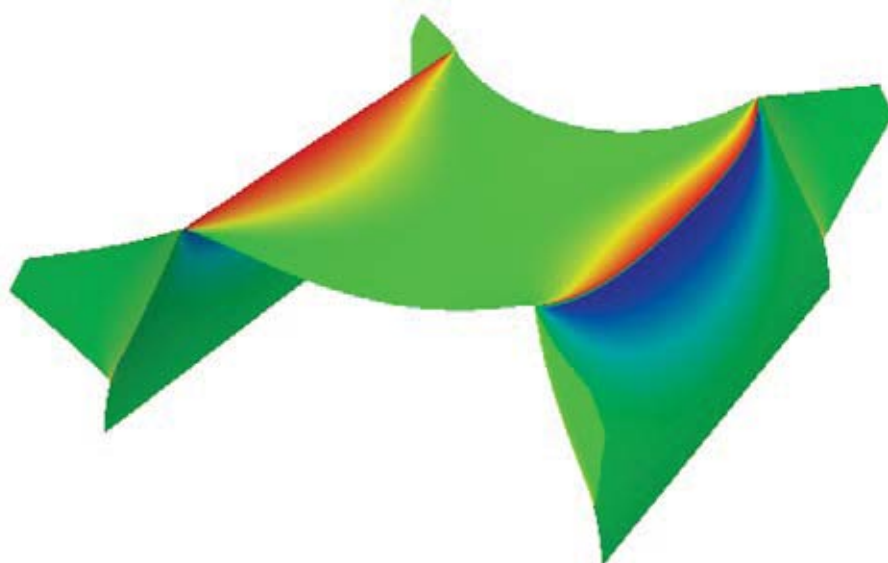




LUND
UNIVERSITY



TVÅNGSEFFEKTER I PLATTRAMBROAR AV TEMPERATURLASTER

Analys av sprickbredder

HADI ANWARI och MUSTAFA AZIZI

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES
DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS

ISRN LUTVDG/TVSM--25/5279--SE (1-99) | ISSN 0281-6679

MASTER'S DISSERTATION

TVÅNGSEFFEKTER I PLATTRAMBROAR AV TEMPERATURLASTER

Analys av sprickbredder

HADI ANWARI och MUSTAFA AZIZI

Supervisors: **LINUS ANDERSSON**, Assistant Professor, Division of Structural Mechanics, LTH,
together with **KENT KEMPENGREN**, Lic Eng, and **NIKLAS THURESSON**, MSc, AFRY.

Examiner: Professor **KENT PERSSON**, Associate Division of Structural Mechanics, LTH.

Copyright © 2025 Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, September 2025 (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

Platrambroar är den vanligaste brotypen i Sverige. Dessa konstruktioner är robusta och motståndskraftiga, med förmåga att ta upp betydande laster och motstå deformationer.

På grund av strukturens utformning genereras stora tvångskrafter vid infästningen mellan farbana och ramben vid temperaturlaster såsom temperaturskillnad mellan konstruktionsdelar och temperaturgradienter i broplattan. Dessa tvångskrafter kan leda till att sprickor bildas och propagerar vid infästning mellan ramben och farbana, vilket riskerar brons beständighet och funktion. För att hantera dessa tvångskrafter används ofta stora mängder armering baserad på linjärelastiska modeller där betongens uppsprickning inte beaktas. Armeringsmängder som beräknas i linjärelastiskt stadie kan överskattas eftersom betongens styvhet minskar markant vid uppsprickning, vilket även resulterar i minskade tvångskrafter.

Målet med detta examensarbete är att undersöka om strategier kan tas fram för att minska armeringsmängden genom att beakta betongens uppsprickning.

Studien har initialt genomförts med linjärelastisk analys där minimiarmering enligt normer och föreskrifter har beräknats. Vidare har armeringsmängden som krävs för att uppfylla ett sprickbreddskrav på maximalt 0.15 mm beräknats.

I nästa steg har en icke-linjär FE-analys genomförts där betongens uppsprickning beaktas och armering modelleras. Minimiarmeringen har använts här för att undersöka om sprickbreddskraven uppfylls och om mindre armeringsmängd erhålls i beräkningar när betongens uppsprickning beaktas.

Analyserna har utförts med hjälp av Abaqus, en finita element (FE) programvara som används för att modellera och analysera konstruktioner som exempelvis armerade betongbroar.

Analyserna indikerar att mindre armeringsmängder krävs för att uppfylla sprickbreddskrav på maximalt 0.15 mm i icke-linjära analyser än för linjära analyser som resulterar i betydligt mer armering än minimiarmering.

Nyckelord: finita elementmetoden, icke-linjär, linjärelastisk, minimiarmering, platrambro, temperaturlast, tvångskraft, sprickbredd

Abstract

Portal frame bridges of reinforced concrete are among the most common types of bridges in Sweden. Due to their frame structure, portal frame bridges are very rigid with high resistance to deformation, specifically at the frame joint where most of the load is transferred.

Portal frame bridges of reinforced concrete exposed to uniform temperature variations and temperature gradients tend to expand/contract and curve but are constrained by the rigid frame joint, which causes large restraint tensile forces. This is considered in the design based on linear finite element analysis resulting in large amounts of reinforcement. There is a relation between restraint forces and the stiffness of concrete, which implies that the restraint forces are proportional to concrete stiffness. The issue with the design based on linear analyses is that when concrete develops cracks, mostly adjacent to the frame joint, the stiffness decreases drastically, which also leads to decreasing restraint forces. This is not captured in linear analyses. Thus, the large amount of reinforcement might not be needed to ensure an adequate design.

The objective of this work is to study strategies to decrease the need for large amounts of reinforcement. The study has initially been conducted by using Eurocodes and regulations from Swedish transport administration together with linear FE-analysis to determine the minimal reinforcement area needed to avoid crack widths ≥ 0.15 mm. To fulfill the requirements, significantly greater amounts of reinforcement were needed than the calculated minimum reinforcement according to Eurocode.

In the next stage, a non-linear FE-analysis has been conducted where the cracking of the concrete is considered, and the reinforcement is modeled. The minimum reinforcement has been applied to investigate whether the crack width requirements are met, and whether a lower amount of reinforcement is obtained in the calculations when concrete cracking is considered.

The analysis has been performed using Abaqus, a finite element (FE) software for modeling and analysing structures such as reinforced concrete bridges.

The analysis indicates that less reinforcement is required to fulfill the crack width criteria of 0.15 mm in non-linear analysis compared to linear analysis, which results in significantly more reinforcement than minimum reinforcement.

Keywords: concrete damage plasticity, reinforced concrete, crack width, reinforcement area, temperature, portal frame bridge, restraint force

Förord

Detta examensarbete med omfattning av 30 högskolepoäng har genomförts som avslutning av civilingenjörsutbildning i väg- och vattenbyggnad på Lunds tekniska högskola, LTH. Arbetet har utförts vid avdelning för byggnadsmekanik på LTH i samarbete med AFRY i Malmö.

Under arbetets genomförande har veckovis digital handledningen tillhandahållits från AFRY.

Temperatureffekter i broar av betongkonstruktioner har varit av stort intresse för oss och det har varit väldigt lärorikt och givande att kunna fördjupa sig i ämnet genom detta arbete. Under arbetets genomförande har vi utöver temperatureffekter på plattrambroar även lärt oss oerhört mycket om normer och föreskrifter gällande ämnet.

Vi är väldigt tacksamma över allt stöd vi har fått av vår handledare Linus Andersson på LTH, som har hjälpt oss med såväl den teoretiska komplexiteten gällande ämnet men även med FE-analyser i Abaqus.

Slutligen vill vi även rikta ett stort tack till våra handledare Niklas Thuresson och Kent Kempengren från AFRY för deras stöd.

Lund, Maj 2025

Mustafa Azizi & Hadi Anwari

Innehållsförteckning

SAMMANFATTNING	I
ABSTRACT	III
FÖRORD	V
1 INTRODUKTION	1
1.1 BAKGRUND	1
1.2 MÅL- OCH PROBLEMFORMULERING	2
1.3 METOD	3
1.4 AVGRÄNSNINGAR	4
2 TVÅNGSKRAFTER I PLATTRAMBROAR	5
2.1 TVÅNGSKRAFTER	5
2.2 BETONGKONSTRUKTIONERS SAMVERKANSRESPONS	6
2.3 SPRICKBILDNINGSPROCESS	8
3 NORMER OCH FÖRESKRIFTER	10
3.1 LASTKOMBINATION I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND	10
3.2 TEMPERATURLASTER	10
3.2.1 Uniform temperaturförändring	11
3.2.2 Temperaturgradient	12
3.2.3 Samtidig uniform temperaturförändring och temperaturgradient	13
3.3 MINIMIARMERING	14
3.3.1 Minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1 (2005)	14
3.3.2 Minimiarmering enligt EN 1992-1-1 (2023)	17
3.3.3 Minimiarmering enligt Trafikverket	18
3.4 SPRICKBREDDSBERÄKNING	19
3.4.1 Kontroll av sprickbredd enligt SS-EN 1992-1-1 (2005)	19
4 BERÄKNINGSMODELLER	21
4.1.1 Skalteori för plattor	22
4.2 FINITA ELEMENTMETODEN	24
4.2.1 Plasticitetsteori	26
4.2.2 Betongens tryckbeteende	26
4.2.3 Betongens dragbeteende	28
4.3 MATERIALMODELL	31
5 LINJÄRELASTISK PARAMETERSTUDIE	32

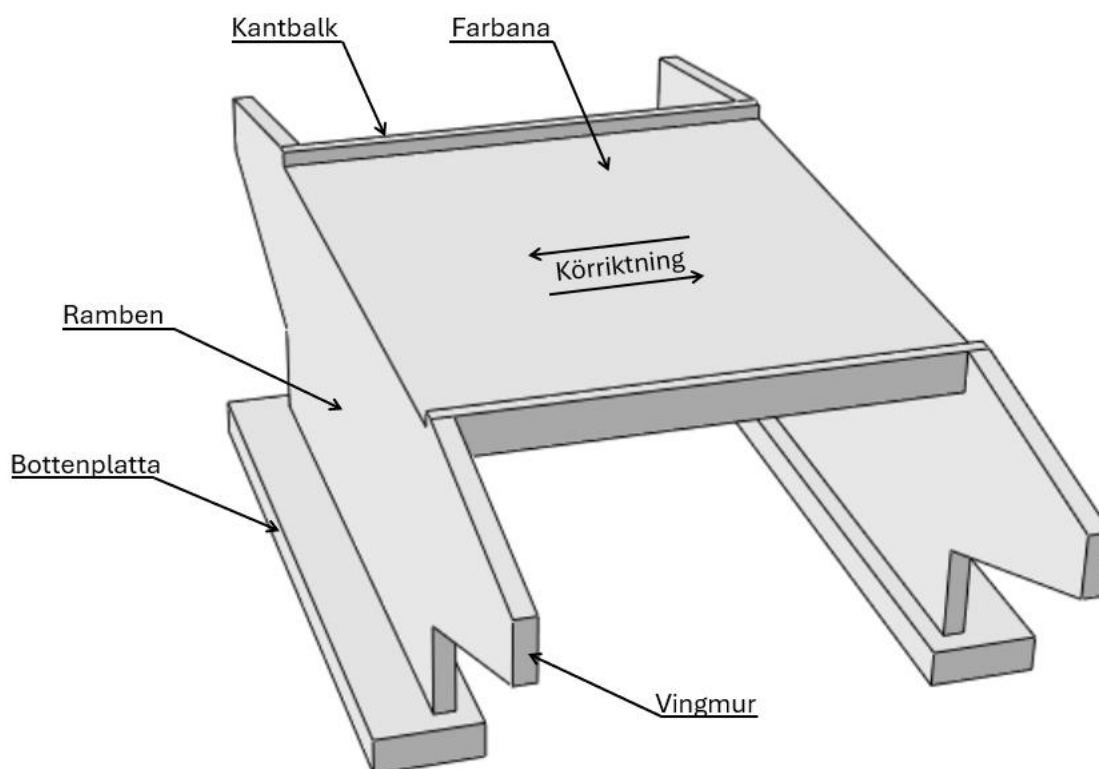
5.1	FÖRUTSÄTTNINGAR	33
5.2	MODELLERING I ABAQUS.....	36
5.3	RESULTAT OCH DISKUSSION	37
5.3.1	<i>Inverkan av permanenta laster</i>	38
5.3.2	<i>Inverkan av spännvidd och bredd</i>	42
5.3.3	<i>Inverkan av tjocklek</i>	44
6	ICKE-LINJÄR PARAMETERSTUDIE	52
6.1	FÖRUTSÄTTNINGAR	52
6.2	MODELLERING I ABAQUS.....	56
6.3	PLATTSEKTION	57
6.3.1	<i>Inverkan av spännvidd</i>	58
6.3.2	<i>Inverkan av bredd</i>	61
6.3.3	<i>Inverkan av tjocklek</i>	63
6.3.4	<i>Inverkan av vidhäftning</i>	65
6.4	BALKSEKTION	67
6.4.1	<i>Inverkan av tjocklek</i>	67
6.4.2	<i>Inverkan av temperaturgradient</i>	68
6.4.3	<i>Inverkan av vidhäftning och armeringsmängd</i>	69
7	SLUTSATS OCH FÖRSLAG PÅ FRAMTIDA STUDIER.....	71
BILAGOR	1	
BILAGA A:	BERÄKNINGAR AV TEMPERATURLASTFALL.....	1
BILAGA B:	SNITTKRAFTER FRÅN LINJÄRELASTISK ANALYS.....	3
BILAGA C:	BERÄKNING AV MINIMIARMERING	6
C.1	MINIMIARMERING FÖR PLATTJOCKLEK 0.5 M	6
C.2	MINIMIARMERING FÖR PLATTJOCKLEK 0.75 M.....	8
C.3	MINIMIARMERING FÖR PLATTJOCKLEK 1 M	9
BILAGA D:	SPRICKBREDDSBERÄKNING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND	10
BILAGA E:	MATERIALMODELL CDP	14
E.1	TRYCKKURVA.....	14
E.2	DRAGKURVA	16

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Plattrambroar är den vanligaste brotypen i Sverige och utgör nästan 46 % av alla broar och kan byggas som såväl enkel- som flerspann (Yavari 2017). Spännvidden är vanligen begränsad till 25 m men kan ökas till 35 m med förspänningslösningar.

Ett typexempel av en plattribro illustreras i Figur 1. Bärverket består av en horisontell broplatta monolitisk kopplad med vertikala ramben (Tengvall & Turell 2024). Vingmurarna kan byggas antingen vinkelräta eller vinklade mot vägbanan vars funktion är att förse bron med sidostabilitet mot jord- och fyllningsmassa. Bron är försedd med längsgående kantbalkar på vardera sida vilka används som infästning till säkerhetsbarriär. Rambenen vilar på bottenplattan som är grundlagd under jord.



Figur 1: Principskiss av en plattribro.

Temperaturlastfallet enligt SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.5, beskriver samtidig inverkan av uniform temperaturförändring och vertikal linjär temperaturgradient i broplattan.

Ovanstående temperaturkomponenter i broplattan ger upphov till temperaturlaster, vilka i sin tur orsakar temperatureffekter som längdförändring och krökning av bärverket men förhindras

av strukturens utformning där broplattan är sammangjuten med rambenen. Den förhindrade fria deformationen ger upphov till tvångseffekter som leder till stora dragkrafter, främst vid kopplingen mellan broplatta och ramben. För att kunna hantera dessa dragkrafter och säkerställa bärverkets funktion och beständighet behövs ofta stora armeringsmängder.

Ovan nämnda temperaturlastfall orsakar inte signifikanta effekter på en struktur om en tvådimensionell (2D) rammodell tillämpas i dimensioneringen eftersom hänsyn till lasteffekter i tvärriktningen bortses ifrån (Gottsäter 2019). Dock har Trafikverket sedan 2011 uttalat sig om att en tredimensionell (3D) modell beskriver brons verkningssätt i sin helhet medan en 2D-modell inte uppfyller detta kriterium annat än för konstruktioner som har ett entydigt 2D-verkningssätt med avseende på geometri, laster och dimensioneringsvillkor (Trafikverket 2011). I 3D-modeller tas hänsyn till effekter i tvärriktningen och för aktuella temperaturlastfall kan det leda till signifikanta dragspänningar i tvärriktningen för plattrambroar i linjärelastiska modeller.

Betong är dock ett komplext material med både linjärelastiskt och icke-linjärt beteende beroende på påkänningens storlek (Andersson & Andersson 2010). Initialt uppvisar betong ett linjärelastiskt beteende men vid uppsprickning övergår beteendet till icke-linjärt med reducerad styvhet, vilket även medför att tvångskrafterna reduceras. I konstruktioner av armerad betong tillåts betongen spricka i de dragna delarna där armeringen placeras för att ta upp dragkrafterna. I en linjärelastisk modell tas inte hänsyn till betongens uppsprickning, vilket kan leda till onödigt stor armeringsmängd i tvärriktningen. Om hänsyn tas till att betongen spricker upp och styvheten reduceras kan det leda till att tvångskrafterna minskar.

För att undvika överdimensionering av armeringen har brokonstruktörer föreslagit alternativa beräkningsmetoder som även håller sig inom ramarna av dimensioneringsregler (Gottsäter 2019). Ett exempel på sådana metoder är att utgå från uppsprucken betong där tvångseffekter endast påverkar armeringen. Men dessa anpassningar saknar en branschstandard för att hantera tvångseffekter vid beräkning av sprickbredder, vilket leder till osäkerheter.

1.2 Mål- och problemformulering

Det övergripande målet med arbetet är att undersöka och utvärdera strategier att reducera armeringsmängden i betongbroar av ramkonstruktioner, speciellt med avseende på tvångskrafter från temperaturvariationer.

Följande problemformuleringar ska undersökas i arbetet:

- Vilket temperaturlastfall är kritiskt för broplattan?
- Vilken inverkan har temperaturlaster på en broplatta med olika geometrier och deras armeringsbehov i en linjärelastisk 3D-modell?
- Vilken inverkan har permanenta laster som egentygnd och vilojordtryck relativt temperaturlaster?
- Vilken minsta mängd armering krävs för plattrambroar analyserade med linjärelastisk modell, vid beräkning i kvasi-permanent lastkombination i bruksgränstillstånd för att uppfylla sprickbreddskravet enligt normer och föreskrifter?
- Räcker minimiarmeringen för att uppfylla sprickbreddskravet enligt normer och föreskrifter i icke-linjära modeller där betongens uppsprickning beaktas?

1.3 Metod

Övergripande har arbetet genomförts i två separata etapper där broplattan först har analyserats i en linjärelastisk analys där betongen antas vara osprucken och därefter med en icke-linjär analys där betongens uppsprickning beaktas.

I den linjärelastiska analysen har minimiarmeringen enligt normer och föreskrifter bestämts genom en beräkningsgenomgång tillsammans med 3D-FE-analyser i Abaqus. Med minimiarmeringen bestämd har även sprickbreddskravet enligt normer och föreskrifter undersökts och minsta armeringsarea för att uppfylla kravet har bestämts.

Dessa normer och föreskrifter omfattar SS-EN 1990 (2023), SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.5, SS-EN 1992-1-1 (2005), SS-EN 1992-1-1 (2023), BFS 2019:1, TSFS 2018:57 samt TRVINFRA-00227.

Minimiarmeringen från den linjärelastiska analysen har därefter tillämpats i 2D-icke-linjära FE-analyser för varierande geometrier av broplattan för att undersöka om sprickbreddskravet enligt normer och föreskrifter kan uppfyllas.

Slutligen har även litteraturstudier gällande tvångskrafter, temperaturlaster och sprickbeteende i betongkonstruktioner genomförts.

1.4 Avgränsningar

I arbetet studeras inte temperatureffekter i ramben eller bottenplattor, dvs endast sprickbreddsberäkning för broplattan beaktas.

Inverkan av förspänningslösningar undersöks inte. Endast slakarmerade konstruktioner studeras.

Andra antaganden som har gjorts beskrivs nedan:

- Endast plattrambroar med fast inspänning i grunden har analyserats i linjärelastisk analys.
- Laster som beräkningarna har baserats på omfattar temperaturlaster i form av uniform temperaturförändring, linjär temperaturgradient samt yttre laster som egentyngd och vilojordtryck. Tvångseffekter från krypning och krympning beaktas inte.
- Beräkningar har endast genomförts i kvasi-permanent lastkombination i bruksgränstillstånd då broplattans funktion och beständighet är av intresse. Bärighetsberäkningar har inte beaktats.
- Endast 2D-FE-analys har utförts för icke-linjär modellering.

2 Tvångskrafter i plattrambroar

I detta kapitel presenteras en översiktlig beskrivning av tvångskrafter i plattrambroar, armerade betongkonstruktioners respons vid drag- och tryckkrafter samt sprickbildningsprocessen.

2.1 Tvångskrafter

Tvångskrafter genereras när en konstruktion förhindras från att anta sin önskade form och volym (Gottsäter 2020). Tvångseffekter kan exempelvis uppstå vid ojämn stödförskjutning, krympning, krypning eller vid temperaturlastning (Andersson & Andersson 2010).

Temperaturlastning kan vara i form av uniform temperaturförändring eller temperaturgradient i en enskild konstruktionsdel vilket leder till deformation av konstruktionsdelen om den inte är förhindrad.

Tvångskrafter skiljer sig från yttre belastning, som egentytngd och trafiklast, genom att påkänningar från tvångskrafter påverkas i betydande grad av förändringar i konstruktionens styvhet medan det inte gör det för yttre last (Andersson & Andersson 2010).

För att illustrera beteendet av bärverkselement som är förhindrade att röra sig, presenteras i Figur 2.1 två armerade betongstänger som är fast inspända i både ändar och utsatta för uniform temperatursänkning ΔT . Den vänstra stängen i Figur 2.1a är osprucken medan den högra stängen i Figur 2.1b har spruckit upp.

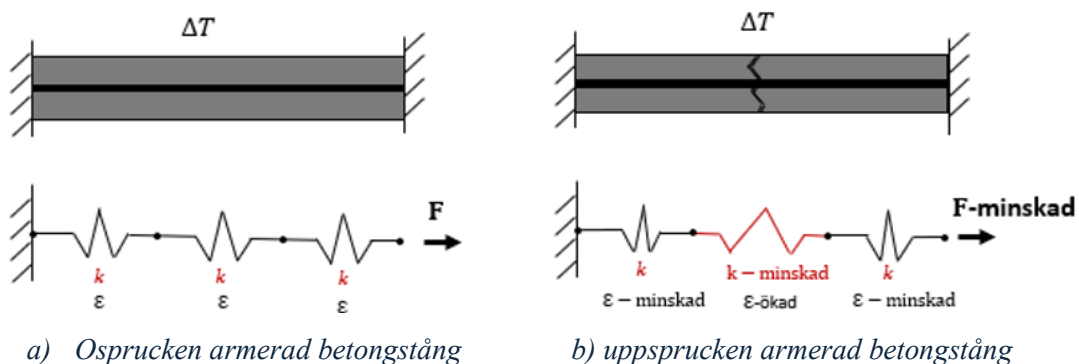
I osprucket tillstånd är stängens axialstyvhet (EA) konstant längs hela stängen och storleken av tvångskraften (F) är lika med tvångstöjningen (ε_R) multiplicerad med axialstyvheten, se ekvation 1 (Gottsäter, Ivanov & Plos 2020). I ekvationen 2.1 är E elasticitetsmodulen och A tvärsnittsarean.

$$F = \varepsilon_R EA \quad (2.1)$$

Vid första sprickan i den armerade betongstängen reduceras styvheten signifikant i det uppspruckna snittet och axialstyvheten EA utgörs endast av armeringen vilket leder till att såväl styvheten av strukturen samt tvångskraften reduceras (Gottsäter et al. 2020). Efter att betongen spruckit upp kan ekvation 1 inte användas längre då ε_R , E och A inte längre är konstant längs elementet.

Innan uppsprickning gäller kraftkompatibilitet där dragkraften (F) är konstant längs hela stången (Gottsäter et al. 2020). Stången i Figur 2.1a kan likställas med ett system av seriekopplade fjädrar där varje fjäder har en lika stor styvhet (k) och töjning (ε) antaget att de motsvarar delar av den armerade stången med lika längder. Den totala förlängningen är lika stor som den förhindrade förlängningen på grund av inspänningen vid ändarna. Kraften som orsakas av förlängningen motsvarar därmed tvångskraften.

Vid första sprickan orsakas en styvhetsreducering i fjädern där sprickan är belägen, och om längden av fjädern korresponderar till hälften av totala överföringslängden på var sin sida av sprickan kommer fjädern att ha en styvhet motsvarande armeringsstången medan resterande fjäderstyvheter är oförändrade (Gottsäter et.al. 2020). Den önskade förlängningen på grund av temperatureffekt är dock opåverkad av sprickbildningen vilket gör att den totala förlängningen av stången är oförändrad. Det kan ses i Figur 2.1 där töjningen i fjädern vid sprickan ökar medan töjningen i resterande fjädrar reduceras. Dock reduceras kraften i elementet eftersom fjäderstyvheten vid sprickan reduceras medan den är oförändrad i de andra fjädrarna. Detta kan ses som en analogi till att om kraften i stången reduceras leder det till att även tvångskraften reduceras.



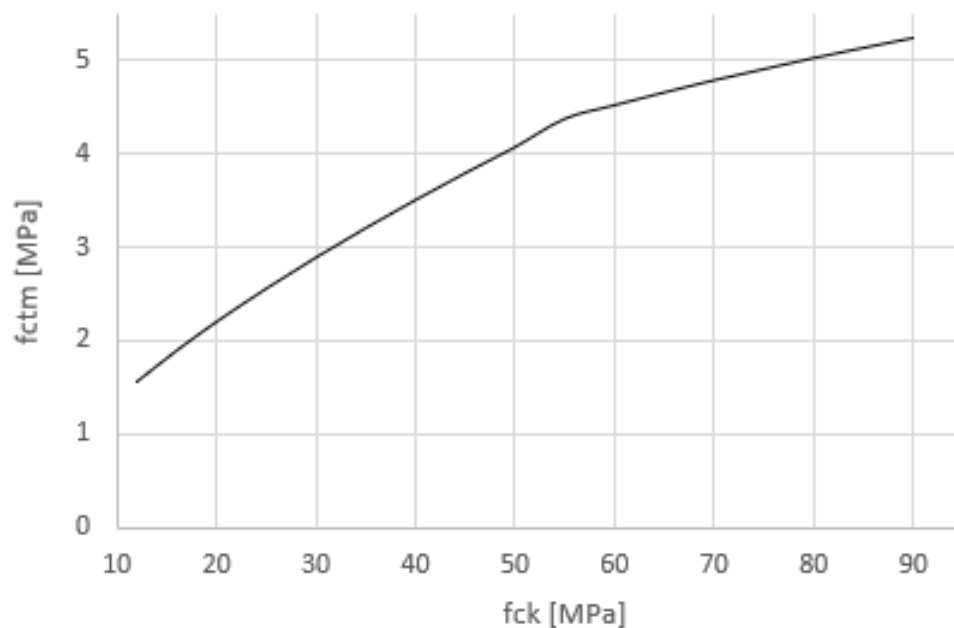
Figur 2.1: Armerad betongstång fast inspänd i ändarna. Efter Gottsäter et. al (2020).

2.2 Betongkonstruktioners samverkansrespons

Draghållfastheten för betong är betydligt mindre än tryckhållfastheten vilket kan leda till sprickbildning även för låga belastningsnivåer (Engström 2008). För att kraftsystemet ska vara i jämvikt även efter sprickbildning förses betongkonstruktioner med armering i form av ingjutna armeringsstänger vars främsta funktionen är att överföra dragkrafter i den dragna zonen av betongen. Kraftöverföringen mellan betong och armering sker genom vidhäftning

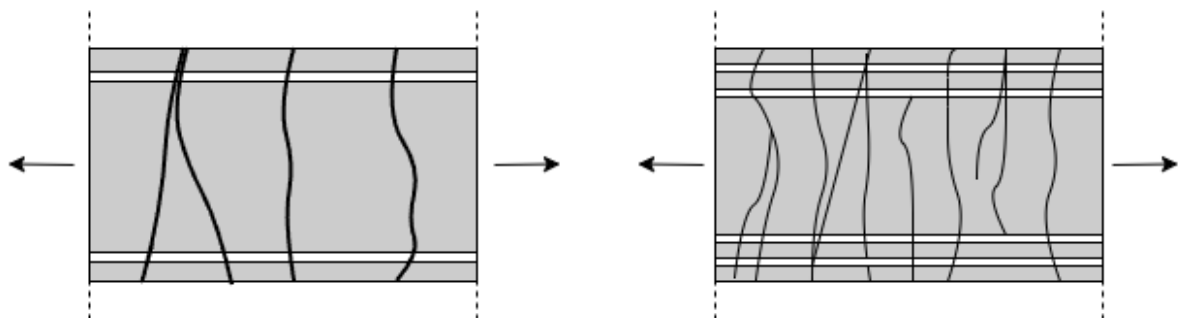
och kontakttryck kring armeringsstängernas förtagningar, och har väsentlig inverkan på den armerade konstruktionens funktioner som sprickavstånd och sprickbredd.

I Figur 2.2 har sambandet mellan betongens medeldraghållfasthet och dess karakteristiska tryckhållfasthet illustrerats. Figuren är framtagen utifrån relationerna från Tabell 3.1 i SS-EN 1992-1-1 (2005).



Figur 2.2: Samband mellan betongens medeldraghållfasthet (f_{ctm}) och karakteristisk tryckhållfasthet (f_{ck}).

Med armering kan sprickfördelningen i den armerade konstruktionen styras så att sprickor som normalt uppkommer i bruksstadiet fördelas som fina sprickor med litet sprickavstånd i stället för grova sprickor med stora sprickavstånd (Engström 2008). Om sprickbredder hålls inom acceptabla gränser kan konstruktionens beständighet och funktion bevaras. I Figur 2.3 har ett typexempel av grova samt fina sprickor i ett armerad betongavsnitt illustrerats.



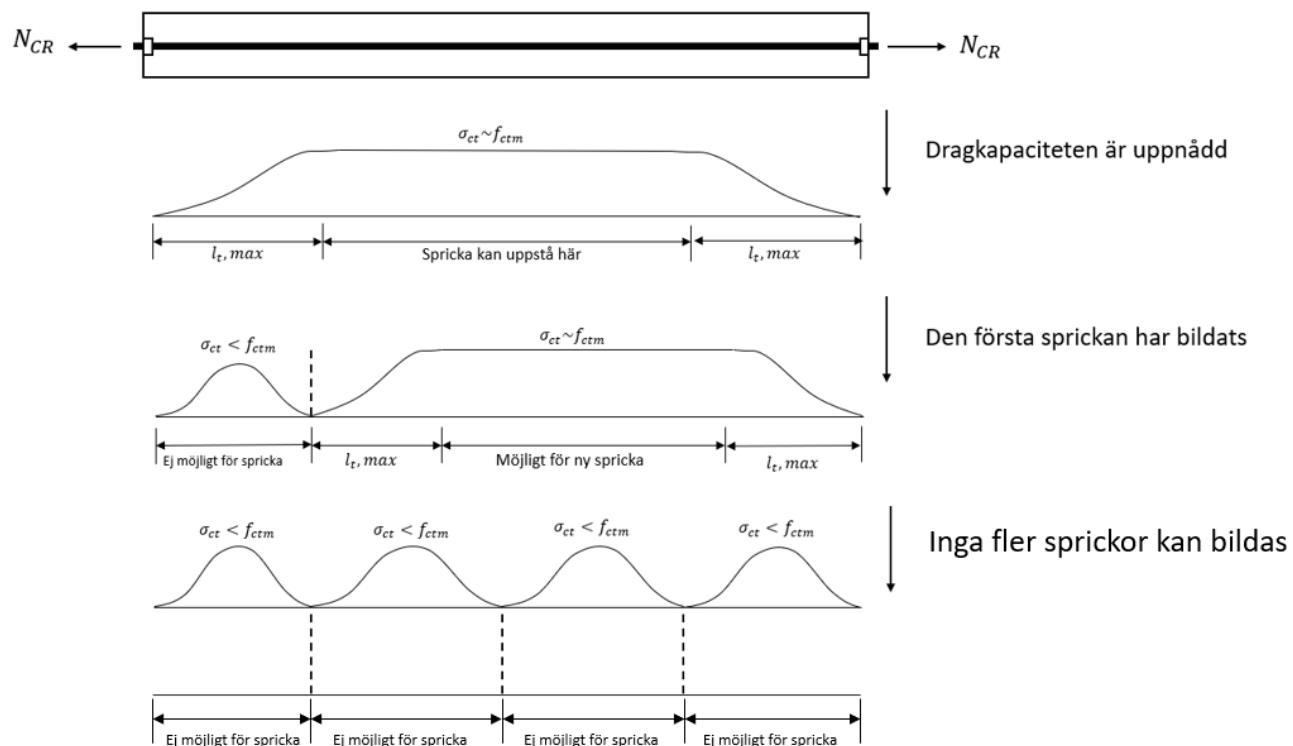
Figur 2.3: Stort sprickavstånd och grova sprickor till vänster och litet sprickavstånd och fina sprickor till höger. Efter Engström (2008).

2.3 Sprickbildningsprocess

Sprickor i betongkonstruktioner är ett naturligt fenomen på grund av betongens relativt låga draghållfasthet och uppstår på grund av dragspänningar som kan uppkomma från såväl yttre last som tvångskrafter (Engström 2008). Sprickor påverkar normalt inte armerade betongkonstruktioners bärförmåga väsentligt eftersom sprickbildning förutsätts vid dimensioneringen. Däremot kan det ha stor påverkan för konstruktionens vattentäthet och beständighet.

Det sker ingen uppsprickning av den armerade betongen förutsatt att dragspänningarna är mindre än dragkapaciteten för betong f_{ct} (Engström 2008). I det skedet är beteendet av materialet linjärelastiskt. Sprickbildningsskedet inleds när dragkapaciteten uppnås, vilket gör att sprickor i den armerade betongkonstruktionen uppkommer på varierande avstånd utan att lasten ökar nämnvärt (Engström 2008).

I Figur 2.5 illustreras ett typexempel av sprickbeteende för ett armerat betongelement axiellt belastad i drag. När första sprickan bildas tar armeringen omedelbart upp dragspänningarna i det spruckna betongsnittet, vilket genom vidhäftning överförs till andra ospruckna snitt i betongen (Antona & Johansson 2011). Denna omfördelning av dragkrafter sker inom ett visst avstånd från sprickan, benämnd överföringssträcka l_t och är det området inom vilken kraftöverföring mellan armering och betong sker (Engström 2008). För att fler sprickor ska bildas erfordras ett minsta avstånd från första sprickan för armeringen att bygga upp en kraft lika med draghållfastheten av betongen, benämnd maximal överföringssträcka $l_{t,max}$. När distansen mellan samtliga sprickor är mindre än två gånger maximala överföringssträckan $l_{t,max}$ kan fler sprickor inte bildas, vilket är då sprickstabiliseringsskedet uppnås. Vid detta skede kan i princip inga nya sprickor uppkomma även om lasten ökar men däremot kan sprickbredderna öka i de redan existerande sprickorna.



Figur 2.5: Sprickbildningsfas i armerad betongelement axiellt belastad i drag. Efter Engström (2008).

3 Normer och föreskrifter

För att kunna genomföra detta arbete har en genomgång av normer och föreskrifter gällande minimiarmeringen, lastkombinationer i bruksgränstillstånd, temperaturlaster samt sprickbreddberäkning genomförts.

3.1 Lastkombination i bruksgränstillstånd

Enligt SS-EN 1990 (2023), avsnitt 5.4, omfattar dimensionering i bruksgränstillstånd bärverkets funktion vid normal användning, människors välbefinnande samt byggnadsverkets utseende.

Enligt SS-EN 1990 (2023), avsnitt 8.4.3.4, bör kvasi-permanent lastkombination användas för långtidseffekter och utseendekrav av bärverk, se ekvation 3.1.

$$\Sigma F_d = \Sigma_i G_{k,i} + \Sigma_j \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (3.1)$$

där:

$G_{k,i}$ är karakteristiskt värde för permanent last

$Q_{k,i}$ är karakteristiskt värde för variabel last

$\psi_{2,j}$ är kombinationsfaktor för variabel last

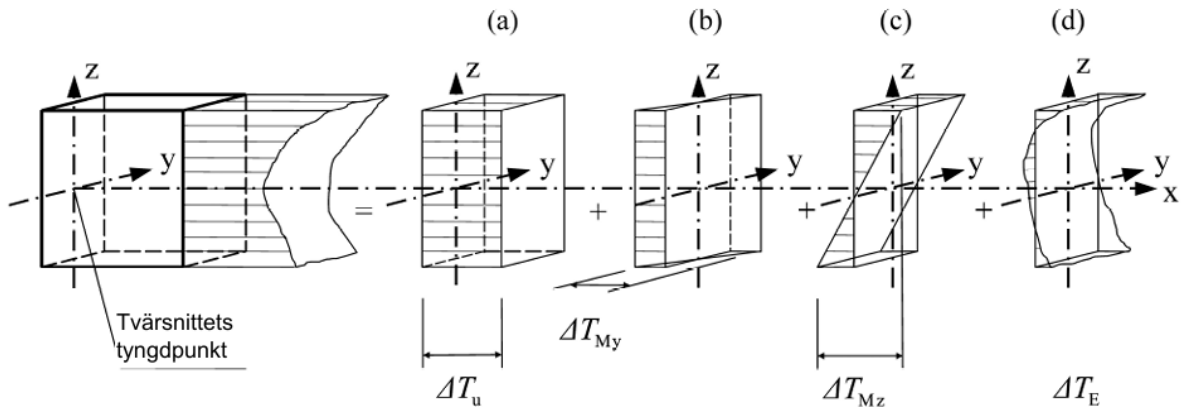
3.2 Temperaturlaster

Enligt SS-EN 1991-1-5 (2003), kapitel 4, påverkas temperaturfördelning inom enskilda delar av bärverk av dagliga och årsvariationer av lufttemperatur, solinstrålning, motstrålning från atmosfären, etc. Temperaturlastens storlek är beroende av lokala klimatförhållanden, bärverkets orientering, dess totala massa och ytskikt.

Inom en enskild bärverksdel kan temperaturfördelningen generellt delas upp i följande fyra huvudkomponenter enligt Figur 3.1.

- a) En uniform temperaturkomponent, ΔT_u , som kan leda till förlängning eller förkortning beroende på ökning eller sänkning av temperatur;
- b) En komponent för linjär temperaturförändring i transversal riktning kring z-z-axeln, ΔT_{My} ;

- c) En komponent för linjär temperaturförändring i vertikal riktning kring y-y-axeln, ΔT_{Mz} .
- d) En komponent för icke-linjär temperaturförändring, ΔT_E , som resulterar i egenspanningar. Dock är dessa egenspanningar självbalanserade och ger inte någon resulterande lasteffekt på elementet.



Figur 3.1: Beskrivning av temperaturfördelningens huvudkomponenter (SS-EN 1991-1-5 (2003)).

I detta arbete beaktas uniform temperaturförändring samt linjär temperaturgradient kring y-y-axeln.

3.2.1 Uniform temperaturförändring

Enligt SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.3, är den uniforma temperaturkomponenten beroende av den minimala och maximala temperaturen som kan uppstå i en bro, vilket kan ge upphov till tvångseffekter orsakad av förlängning eller förkortning av en bärverksdel.

Enligt SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.3.3 påverkas uniform temperaturförändring i broar av brons initiala temperatur, lufttemperatur och uniform temperaturkomponent, se ekvation 3.2 och 3.3. En principskiss av uniform temperaturförändring genom tjocklek av betongplatta kan ses i Figur 3.2.

I isotermkartorna från TSFS 2018:57 finns värdena för maximal och minimal lufttemperatur för Sveriges olika kommuner. Med värdet för maximal och minimal lufttemperaturen kan värdet för den uniforma temperaturkomponenten bestämmas från figur 6.1 i SS-EN 1991-1-5 (2003), sektion 6.1.3.1 där Typ 3 används för betongbroar. Brons initiala temperatur likställs här till betongtemperaturen vid gjutning. Uniform temperaturförändring kan beräknas enligt ekvation 3.2 och 3.3 beroende av temperatursänkning eller temperaturökning.

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (3.2)$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (3.3)$$

där:

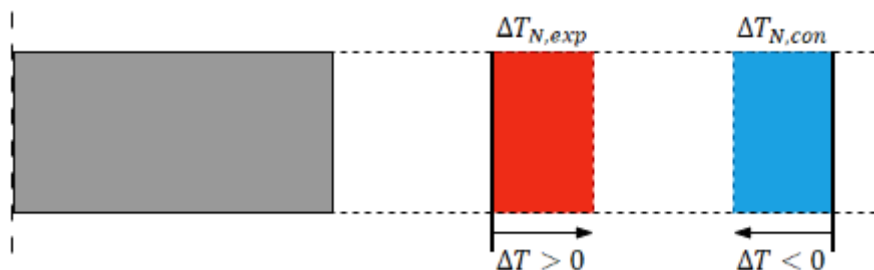
$\Delta T_{N,con}$ är uniform temperatursänkning i broar som ger förkortning

$\Delta T_{N,exp}$ är uniform temperaturökning i broar som ger förlängning

T_0 är betongtemperatur vid gjutning, antagen till $10\text{ }^{\circ}\text{C}$

$T_{e,min}$ är minimal uniform temperaturkomponent i broar

$T_{e,max}$ är maximal uniform temperaturkomponent i broar

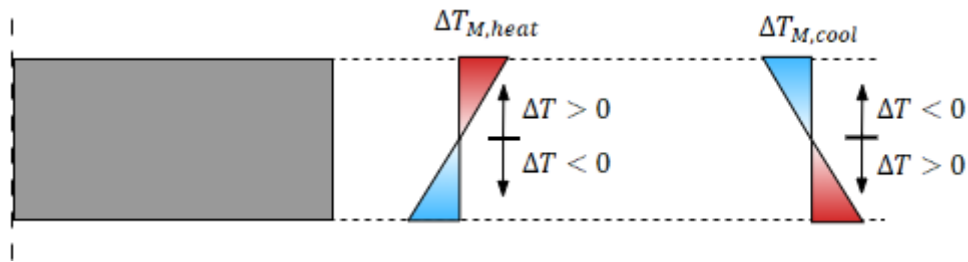


Figur 3.2: Principskiss av uniform temperaturförändring.

3.2.2 Temperaturgradient

I SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.4, beskrivs inverkan av vertikal temperaturdifferens mellan broöverbyggnadens överyta och underyta, där två extremfall tas upp. Uppvärmning av broöverbyggnadens överyta som kan leda till maximal uppvärmning av överytan, definierat som positiv temperaturgradient. Avkylning av överytan som kan leda till maximal nedkylning där underytan är varmare än överytan, definierat som negativ temperaturgradient.

Bestämning av temperaturgradient kan angripas med två olika metoder, där Metod 1 beskriver en vertikal linjär temperaturgradient medan Metod 2 beskriver en vertikal icke-linjär temperaturgradient. Enligt SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.2, räcker det med att antingen Metod 1 eller Metod 2 används. För vidare arbete i rapporten har Metod 1 för vertikal linjär temperaturgradient valts. En principskiss av vertikal linjär temperaturgradient presenteras i Figur 3.3.



Figur 3.3: Principalskiss för positiv respektive negativ vertikal temperaturgradient.

Metod 1 - Vertikal linjär temperaturgradient

Enligt SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.4.1, bör effekten av den vertikala temperaturgradienten beaktas genom att använda en ekvivalent linjär temperaturgradient $\Delta T_{M,heat}$ och $\Delta T_{M,cool}$. För betong med beläggningstjocklek 50 mm rekommenderas temperaturgradienter enligt Tabell 6.1 användas för betongplattor. För beläggningstjocklekar annat än 50 mm rekommenderas att värdena i Tabell 6.1 justeras med parametern k_{sur} enligt Tabell 6.2.

3.2.3 Samtidig uniform temperaturförändring och temperaturgradient

För inverkan av samtidig uniform temperaturförändring och temperaturgradient kan sambandet i SS-EN 1991-1-5 (2003), avsnitt 6.1.5, användas. Följande samband enligt ekvation 3.4 och 3.5 kan användas som lastkombinationen varvid den mest ogynnsamma effekten bör väljas.

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (3.4)$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (3.5)$$

där:

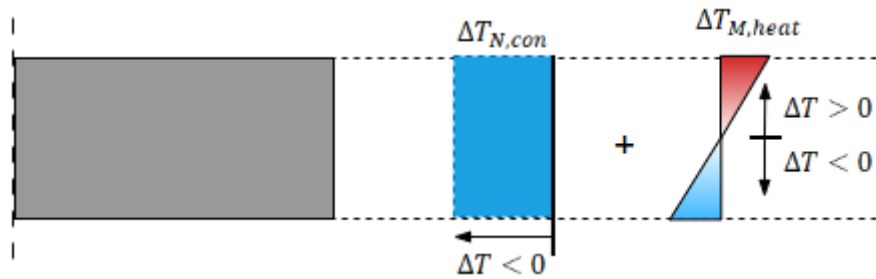
$\Delta T_{M,heat}$ är positiv linjär temperaturgradient (överytan varmare än underytan)

$\Delta T_{M,cool}$ är negativ linjär temperaturgradient (underytan varmare än överytan)

$\omega_N = 0.35$ är ett kombinationsvärde

$\omega_M = 0.75$ är ett kombinationsvärde

En principalskiss av samtidig uniform temperatursänkning och positiv temperaturgradient presenteras i Figur 3.4.



Figur 3.4: Principskiss av samtidig uniform temperatursänkning och positiv vertikal temperaturgradient.

3.3 Minimiarmering

Minimiarmering används i betongkonstruktioner för att begränsa sprickbildning, fördela sprickor i konstruktionen samt säkerställa att konstruktionen kan bibehålla sin beständighet över lång tid (Engström 2008). Vid tvångseffekter orsakade av temperaturlaster har minimiarmering en avgörande roll för att kontrollera sprickbildning och förebygga lokala skador.

Det finns flera olika metoder för att beräkna minimiarmering enligt normer och föreskrifter. I detta avsnitt undersöks dessa metoder för att identifiera den mest lämpliga och relevanta för bestämning av sprickbredd.

3.3.1 Minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1 (2005)

I avsnitt 7.3.2 beskrivs en metod för att beräkna erforderlig minimiarmering, $A_{s,min}$, i områden där dragspänningar kan uppstå, avsedd för att begränsa sprickbildning. Mängden armering uppskattas utifrån jämvikt mellan dragkraften i betongen just före sprickbildning och kraften i armeringen vid antingen flytgränsen eller lägre för begränsning av sprickbredd, se ekvation 3.6.

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (3.6)$$

där:

A_{ct} är den del av betongytan som beräknas ha dragspänningar precis innan den första sprickan uppkommer

$f_{ct,eff}$ är betongens medeldraghållfasthet vid tidpunkten då första sprickan förväntas uppstå, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$

k är en koefficient som tar hänsyn till minskning av tvångskrafter på grund av ojämna egenspanningar

k_c är en koefficient som tar hänsyn till tvärsnittets spänningsfördelning omedelbart före uppsprickning;

Vid ren dragning, $k_c = 1$

Vid böjning med eller utan normalkraft för rektangulära tvärsnitt beräknas k_c -värdet enligt ekvation 3.7.

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (3.7)$$

där:

σ_c är för betraktad tvärsnittsdelen medelspanningen i betongen och beräknas enligt ekvation 3.8.

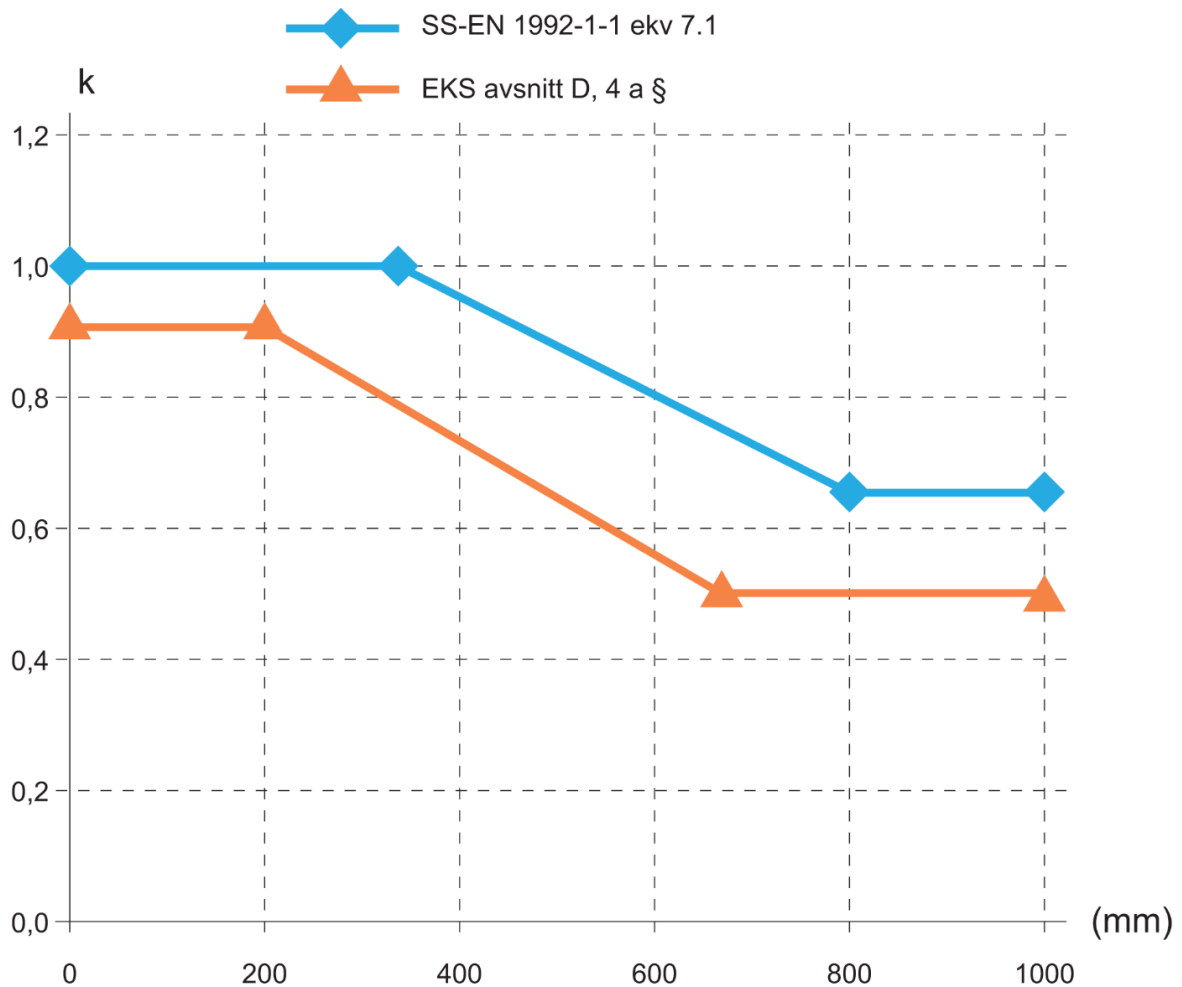
$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (3.8)$$

N_{Ed} är normalkraft i bruksgränstillståndet i betraktad tvärsnittsdelen, där tryckkraft definieras som positiv

k_1 är en faktor som tar hänsyn till normalkraftens inverkan på spänningsfördelningen. Om N_{Ed} är tryckkraft $k_1 = 1.5$ och om N_{Ed} är dragkraft kan det beräknas enligt $k_1 = \frac{2h^*}{3h}$

För $h < 1 \text{ m}$ är $h^* = h$ medan $h \geq 1 \text{ m}$ är $h^* = 1 \text{ m}$.

Värdet på koefficienten k definieras på olika sätt enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) och BFS 2019-1, sektion 2.1.1. I Figur 3.5 visas ett samband mellan k -värdet och längden eller bredden av konstruktionselementet. Från figuren kan det ses att k -värdet överskattas enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) och kan väljas något lägre.



Figur 3.5: k -värdet för minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) och EKS.

För enkelspända massiva plattor där bredden och effektiva längden inte är mindre än $5t$ belastade med böjmoment kan minimiarmering beräknas enligt avsnitt 9.3 i SS-EN 1992-1-1 (2005). För att säkerställa att konstruktionen har tillräckligt motståndskraft för att förebygga spröda brott och grova sprickor bör längsgående dragarmering inte understiga $A_{s,min}$, se ekvation 3.9.

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t \quad (3.9)$$

där:

b_t representerar medelbredden av tvärsnittet

d representerar tvärsnittets effektiva tjocklek

Följande krav bör uppfyllas för att kunna använda minimiarmeringen i detta avsnitt.

- I enkelspända plattor bör sekundär tvärgående armering med en area av minst 20 % av huvudarmeringen läggas in. I områden nära upplag behövs tvärgående armering i överkant endast om böjmoment i tvärled förekommer.
- Avståndet mellan parallella stänger $s_{max,slabs}$ bör vara enligt följande:
 - för huvudarmering, $3t \leq 400 \text{ mm}$, där t är plattans totala tjocklek. I områden med koncentrerade laster eller maximimoment skall avståndet i stället vara $2t \leq 250 \text{ mm}$
 - för sekundär armering, $3.5t \leq 450 \text{ mm}$. I områden med koncentrerade laster eller maximimoment skall avståndet i stället vara $3t \leq 400 \text{ mm}$.

3.3.2 Minimiarmering enligt EN 1992-1-1 (2023)

Enligt avsnitt 9.2.2 bör minsta erforderliga armeringsarean för att undvika flytning beräknas enligt principen att armeringens karakteristiska flytspänningen, f_{yk} , bör balansera sprickmomentet simultant med normalkraften, N_{Ed} .

Såvida inte en mer detaljerad beräkning kan visa att mindre mängd armering är tillräcklig ska minimiarmering beräknas enligt en av ekvationerna 3.10, 3.11 eller 3.12 beroende på aktuell lasteffekt.

Vid ren böjning:

$$A_{s,min,w1} \geq \frac{0.2k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}} \quad (3.10)$$

Vid rent drag:

$$A_{s,min,w1} = A_{s,min,w2} \geq \frac{0.5k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}} \quad (3.11)$$

Vid samtidig böjning och drag:

$$A_{s,min,w1} \begin{cases} \geq \frac{0.3N_{Ed} + 0.2k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}} \\ \geq 0 \\ \leq \frac{0.5k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}} \end{cases} \quad (3.12)$$

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

där:

A_c är totala betongytan

$A_{s,min,w1}$ är minsta armeringsarea placerad i den mest dragna zonen i tvärsnittet med hänsyn till uppsprickning

$A_{s,min,w2}$ är minsta armeringsarea placerad i den minst dragna zonen i tvärsnittet med hänsyn till uppsprickning

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

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

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

där b och h är dimensionerna av det aktuella tvärsnittet.

3.3.3 Minimiarmering enligt Trafikverket

I Trafikverkets dokument TRVINFRA-00227, avsnitt 7.1.10.1, redogörs det att utöver vad som anges i avsnitt 7.3.2 i SS-EN 1992-1-1 (2005) ska krav på minsta armeringsinnehåll uppfyllas enligt följande:

Mängden ytarmering ska minst vara lika med det största av:

- 1) $4 \text{ cm}^2/\text{m}$
- 2) $4 \cdot \frac{f_{ctm}}{3} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right)$
- 3) 0.05 % beräknat på konstruktionsdelens minsta tvärmått. Dock om kvoten mellan näst minsta och näst minsta tvärmått är > 5.0 bör 0.08 % användas.
- 4) Centrumavståndet mellan armeringsstänger skall vara $s_{max} \leq 300 \text{ mm}$ för vägbroar.
För järnvägsbroar är dock $s_{max} \leq 200 \text{ mm}$

3.4 Sprickbreddsberäkning

3.4.1 Kontroll av sprickbredd enligt SS-EN 1992-1-1 (2005)

Enligt avsnitt 7.3.4 kan karakteristisk sprickbredd w_k beräknas enligt ekvation 3.13:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.13)$$

där:

$s_{r,max}$ är största sprickavstånd

ε_{sm} är medeltöjningen av armeringen under inverkan av aktuell lastkombination, inklusive påtvingade deformationer och beaktande av betongtöjning mellan sprickor.

ε_{cm} är betongens medeltöjning mellan sprickor.

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ är med andra ord differentiell medeltöjning mellan armering och betong.

Största sprickavståndet kan beräknas enligt ekvation 3.14:

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (3.14)$$

där:

k_1 är en koefficient som tar hänsyn till armeringens vidhäftningsegenskaper vilket för stänger med god vidhäftningsförmåga är 0.8 och för stänger med slät yta 1.6.

k_2 är en koefficient som tar hänsyn till töjningsfördelningen som för böjning är 0.6 och för ren dragning 1.0.

Koefficienten k_3 kan enligt BFS 2019–1, kap. 2.1, bestämmas enligt $k_3 = \frac{7\emptyset}{c}$.

För k_4 kan det rekommenderade värdet användas vilket ger $k_4 = 0.425$.

där:

c är betongens täckande skikt

$\emptyset$ är stångdiameter

$\rho_{\rho,eff}$ är kvoten mellan armeringsarean och den effektiva betongarean i drag, enligt ekvation 3.15.

$$\rho_{\rho,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (3.15)$$

Den differentiella medeltöjningen kan beräknas enligt ekvation 3.16.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{\rho,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{\rho,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.16)$$

där:

σ_s är armeringsspänningen beräknad för sprucket tvärsnitt.

k_t är en faktor som tar hänsyn till lastvaraktighet vilket för korttidslaster är 0,6 och för långtidslaster 0.8.

$f_{ct,eff}$ är medeldraghållfastheten för betongen vid tidpunkten då första sprickan förväntas uppstå, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$

α_e är kvoten $\frac{E_s}{E_{cm}}$

Enligt Tabell 9.2 i EN-1992-1-1 (2023) beror maximalt tillåten sprickbredd för broar på exponeringsklass, armeringslösning och lastkombination. För exponeringsklass XD3 är gränsen för maximal sprickbredd enligt ekvation 3.17.

$$w_{lim,cal} = 0.3 \text{ mm} \cdot k_{surf} \quad (3.17)$$

I Tabell 12.2 i Transportstyrelsens författningsförsamling, TSFS 2018:57, finns föreskrifter för maximalt tillåten sprickbredd beroende av armeringslösning, livslängd, exponeringsklass och funktion. För att säkerställa beständigheten hos slakarmerade brokonstruktioner i exponeringsklass XD3, livslängdsklass L100 (100 år) bör maximal sprickbredd vara 0.15 mm.

Notera att krav på minsta täckande täckskikt tillkommer enligt tabell 12.1 i TSFS 2018:57 på 45 mm för vattencementtal 0.40 som enligt *allmänna råd* bör ökas med 10 mm för korrosionskänslig armering.

4 Beräkningsmodeller

I detta kapitel beskrivs finita elementmetoden (FEM) översiktligt samt hur den kan tillämpas för såväl linjärelastiska som icke-linjära analyser av armerade betongkonstruktioner.

Broplattan har modellerats i Abaqus som är en kommersiell programvara för FEM-analyser. Beräkningsmetoden har använts i såväl den linjära som icke-linjära analysen i kapitel 5 och 6.

Den linjärelastiska teorin bygger direkt på Hooke's lag med grundantagandet att proportionalitet gäller mellan spänning och töjning (Ottosen & Petterson 1992). Materialet återgår helt till sin ursprungliga form vid avlastning. Andra antaganden är att deformationerna är små samt att jämvikten kan ställas upp utan hänsyn till deformationen.

Förhållandet mellan spänning och töjning kallas konstitutiv relation och kan definieras för såväl elasticitet som plasticitet (Ottosen & Petterson 1992).

För ett isotropiskt material kan den linjärelastiska konstitutiva relationen beskrivas enligt ekvation 4.1 (Ottosen & Petterson 1992). Spänningskomponenterna i plan spänning definieras enligt Figur 4.1.

$$\sigma = D\varepsilon - D\varepsilon_0 \quad (4.1)$$

där

σ är spänningstensor innehållande normal- och skjuvspänningar

D är styvhetsmatris

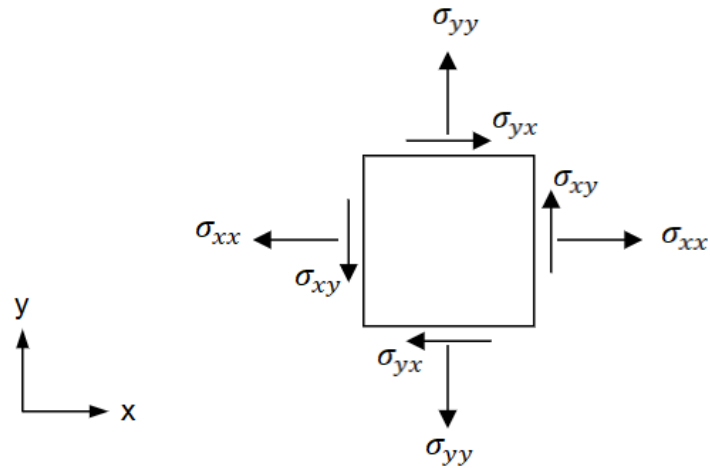
ν är Poissons konstant

ε är total töjning

ε_0 är initial töjning

Parametrarna från ekvation 4.1 kan i sin vektor- och matrisform för plan spänning ses enligt nedan:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix} - \frac{\alpha E \Delta T}{1-\nu} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$



Figur 4.1: Spänningskomponenter för plan spänning. Efter Ottosen & Petersson (1992).

4.1.1 Skalteori för plattor

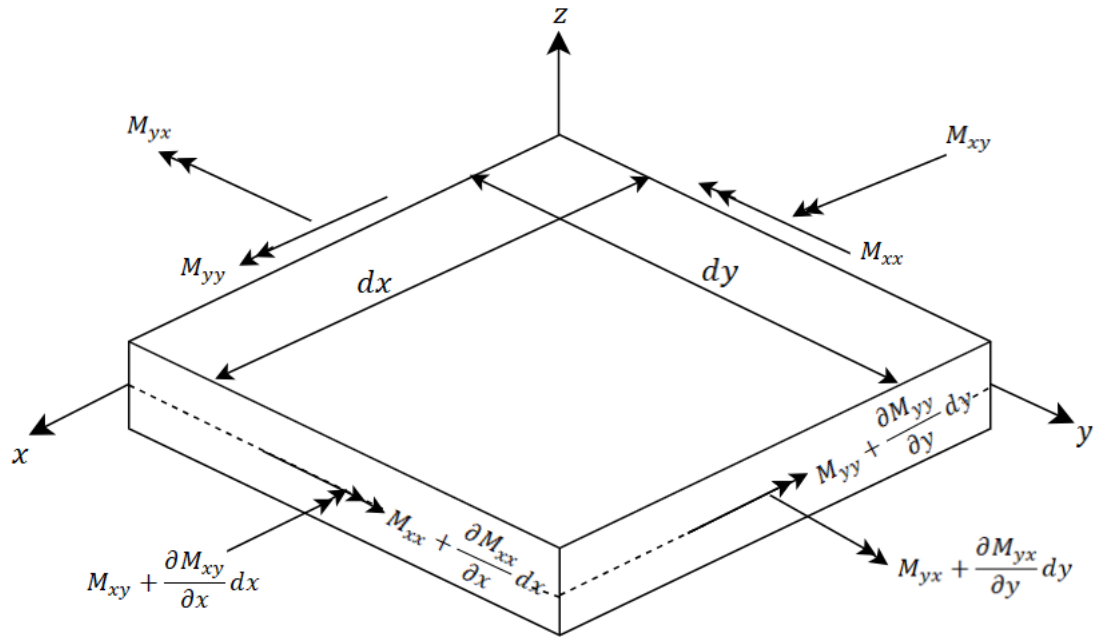
Generellt kan en platta definieras som en struktur med tjocklek som är liten relativ dess bredd och längd (Ottosen & Petterson 1992).

Plana spänningar i plattor resulterar i böjande och vridande moment kring plattans x- och y-axel enligt sambanden nedan. I Figur 4.2 visas momentkomponenterna i en platta.

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

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

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



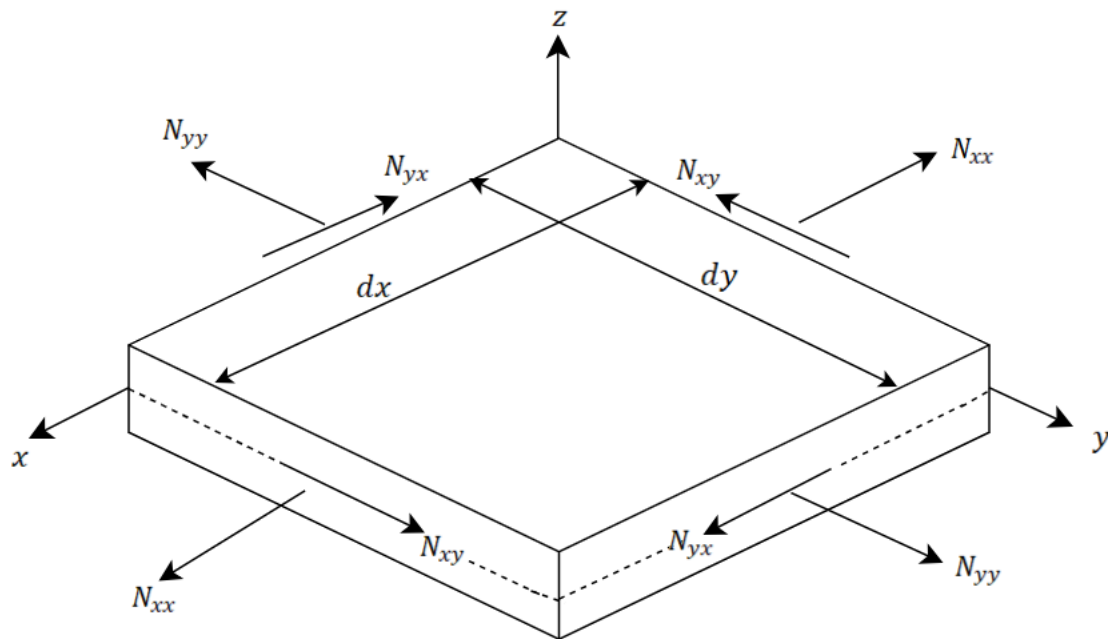
Figur 4.2: Böj- och vridmoment för platta. Efter Ottosen & Petersson (1992).

Spänningskomponenterna orsakar även normalkrafter enligt nedan. I Figur 4.3 visas normalkraftskomponenterna i en platta.

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

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

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



Figur 4.3: Normalkrafter i en platta. Efter Ottosen & Petersson (1992).

4.2 Finita elementmetoden

I teknisk mekanik modelleras fysiska fenomen som differentialekvationer som oftast är för komplicerade att lösa med analytiska metoder (Ottosen & Petterson 1992). FEM är en numerisk beräkningsmetod som kan användas för att lösa differentialekvationer approximativt. Differentialekvationer som beskriver ett fysiskt fenomen antas verka över en viss region som kan vara en-, två- eller tredimensionell. Karakteristiskt för FEM är att dividera regionen i mindre delar, så kallade finita element, och approximera beteendet över varje element. Det approximativa beteendet av varje element kan sedan sammanfogas för att approximera lösningen för hela regionen med kravet att kompatibilitet och fullständighet kan uppfyllas.

Härledningen av den linjärelastiska FE-ekvationen kräver en omformulering av det fysiska fenomenet som studeras. För 3D-linjärelastiska problem kan den starka formen, som är differentialekvationen med randvillkor, formuleras enligt ekvation 4.2. Samtliga fetstilta parametrar beskriver matriser eller vektorer.

$$\nabla^T \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (4.2)$$

där

∇ är differentialoperator

T är transponat

b är kraft per volymenhet

Den starka formen kan omformuleras till svag form genom multiplikation av differentialekvationen med en viktfunction och integration över området. Det ger differentialekvation i svag form enligt ekvation 4.3:

$$\int_V (\nabla \mathbf{v})^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_S \mathbf{v}^T \mathbf{t} dS + \int_V \mathbf{v}^T \mathbf{b} dV \quad (4.3)$$

där:

v är viktfunction

V är volym

t är kraft per ytenhet

S är randyta

För att omformulera den svaga formen till FE-formuleringen definieras förskjutningsvektor, $\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{a}$, där **N** och **a** är formfunktion respektive nodförskjutningsvektor.

Enligt Galerkins metod kan viktfunctionen väljas till $\mathbf{v} = \mathbf{N}\mathbf{c}$, där **c** är en godtycklig funktion. Vid derivering av viktfunction ges ekvation 4.4:

$$\nabla \mathbf{v} = \nabla \mathbf{N}\mathbf{c} = \mathbf{B}\mathbf{c} \quad (4.4)$$

Insättning av ekvation 4.4 i ekvation 4.3 ger leder till ekvation 4.5:

$$\mathbf{c}^T \left(\int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV - \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV \right) = 0 \quad (4.5)$$

Eftersom **c** är en godtycklig funktion måste summan av termerna inom parenteserna vara noll vilket ger ledet till ekvation 4.6:

$$\int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS + \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV \quad (4.6)$$

Med konstitutiva relationen från ekvation 4.1 och töjningen definierad som $\boldsymbol{\varepsilon} = \nabla \mathbf{u} = \mathbf{B}\mathbf{a}$ kan FE-formuleringen för linjär elastisk analys tas fram enligt ekvation 4.7:

$$\left(\int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \right) \mathbf{a} = \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS + \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV + \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon}_0 dV \quad (4.7)$$

För en mer detaljerad beskrivning av FEM, omformulering från stark form till svag form samt härledning till FE-formulering hänvisas läsaren till *Ottosen & Petersson (1992)*.

4.2.1 Plasticitetsteori

Plasticitet är vanligen ett sätt att beskriva ett segt materials deformationsbeteende under belastning men kan också användas i FE-analyser för att beskriva beteendet av spröda material (Malm 2006). Betong kan varken ses som segt eller sprött material då tydliga gränser för flytvillkor och elastisk avlastningen saknas men det har visat sig att plasticitetsteori har framgångsrikt kunnat användas för många problem gällande spröda material.

Inom plasticitetsteori uppvisar materialet ett ickelinjärt beteende där proportionalitet inte gäller mellan spänning och töjning (Ottosen & Petterson 1992). För fasta material som betong och små deformationer är det endast det konstitutiva sambandet som skiljer sig mellan elasticitetsteori och plasticitetsteori, vilket innebär att FE-formuleringen härleddes på samma sätt som för linjärelasticitet förutom det konstitutiva sambandet.

Betongens icke-linjära beteende skiljer sig vid tryck- och dragbelastning och behöver bestämmas med olika funktioner vilket kan ses i avsnitt 4.2.2 samt 4.3.3.

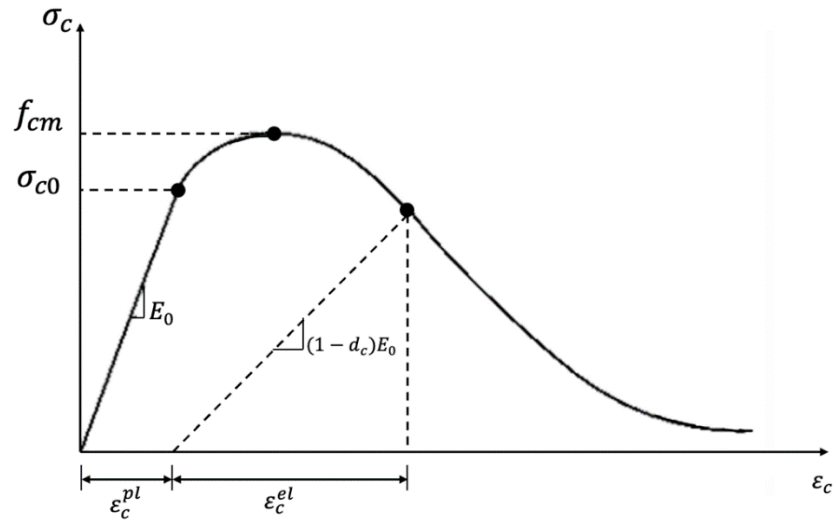
4.2.2 Betongens tryckbeteende

Fastän betong har hög tryckhållfasthet har provtryckningar visat att betong uppvisar ett starkt icke-linjärt beteende vid tryckbelastning (Malm 2006).

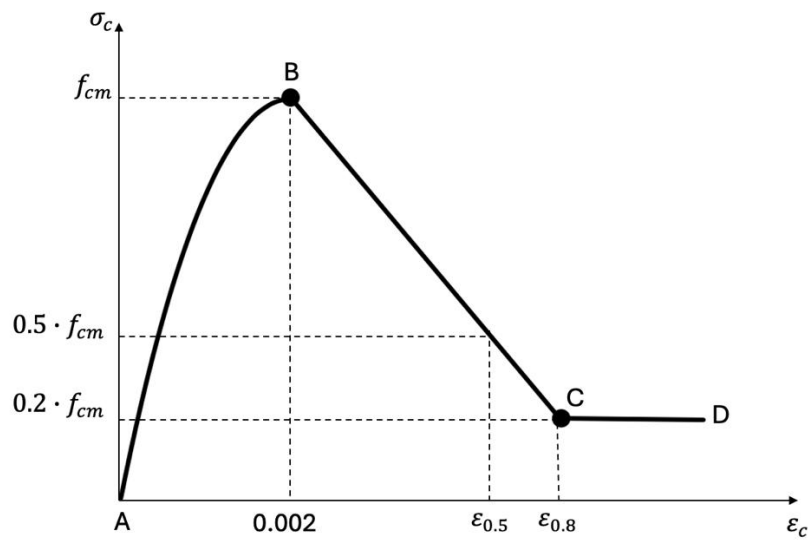
Betongens arbetskurva vid enaxiell tryckbelastning beskrivs av Figur 4.4 men kan förenklas till arbetskurvan i Figur 4.5 (Hafezolghorani, Hejazi, Vaghei, Jaafar & Karimzade 2017).

Generellt kan betongens beteende i tryck beskrivas av en hårdningsfas innan tryckhållfastheten uppnås och mjukningsfas efter att tryckhållfastheten har uppnått s.

Betongens arbetskurva under hårdningsfasen är approximativt linjärelastiskt fram till 40 % av tryckhållfastheten (Hafezolghorani et al. 2017). Därefter ökar belastningen och töjningen tills tryckhållfastheten uppnås vid töjningen, $\varepsilon_c = 0.002$ (punkt B). Under mjukningsfasen minskar spänningen fram tills 20 % av tryckhållfastheten samtidigt som töjningen ökar (punkt C). Från punkt C antas perfekt plastiskt beteende där spänningen är konstant medan töjningen ökar.



Figur 4.4: Betongens beteende vid tryck. Efter Hafezolghorani et al. (2017).



Figur 4.5: Förenklad modell av betongens tryckbeteende med perfekt plasticitet. Efter Hafezolghorani et al. (2017).

Följande konstitutiva modell för betong utan omslutningseffekt kan användas (Hafezolghorani et al. 2017)

$$\sigma_c = f_{cm} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (4.8)$$

där

σ_c är aktuell tryckspänning

ε_c motsvarande töjning vid aktuell spänning

Ekvation 4.8 kan efter en del omskrivningar formuleras som en kvadratisk ekvation enligt ekvation 4.9:

$$\left(\frac{1}{\varepsilon_c'}\right) \varepsilon_c^2 + \left(-\frac{2}{\varepsilon_c'}\right) \varepsilon_c + \frac{\sigma_c}{f_{cm}} = 0 \quad (4.9)$$

Med insättning av f_{cm} och ε_c' kan ekvation 4.9 formuleras enligt ekvation 4.10:

$$250000\varepsilon_c^2 + (-1000)\varepsilon_c + \frac{\sigma_c}{43} = 0 \quad (4.10)$$

Inelastisk töjning, ε_c^{in} , kan bestämmas enligt följande ekvation 4.11:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} = \varepsilon_c - \varepsilon^{el} \quad (4.11)$$

där ε^{el} är elastisk töjning.

Den plastiska töjningen, ε_c^{pl} , kan beräknas enligt ekvation 4.12:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4.12)$$

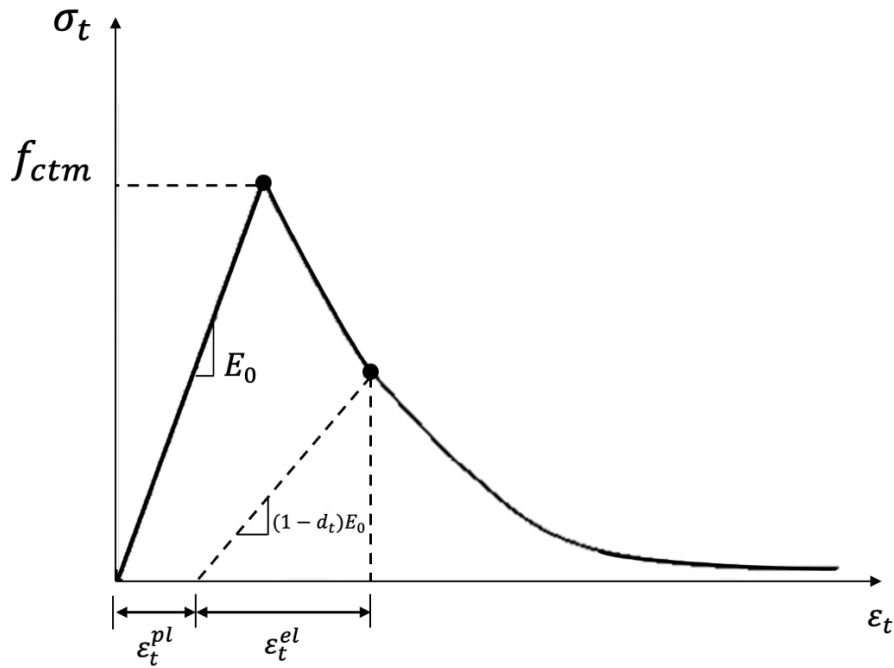
där d_c är skadeparametern vid tryck.

I detta arbete beaktas inte skadeparametern vilket gör att den inelastiska töjningen blir lika med den plastiska töjningen $\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in}$.

4.2.3 Betongens dragbeteende

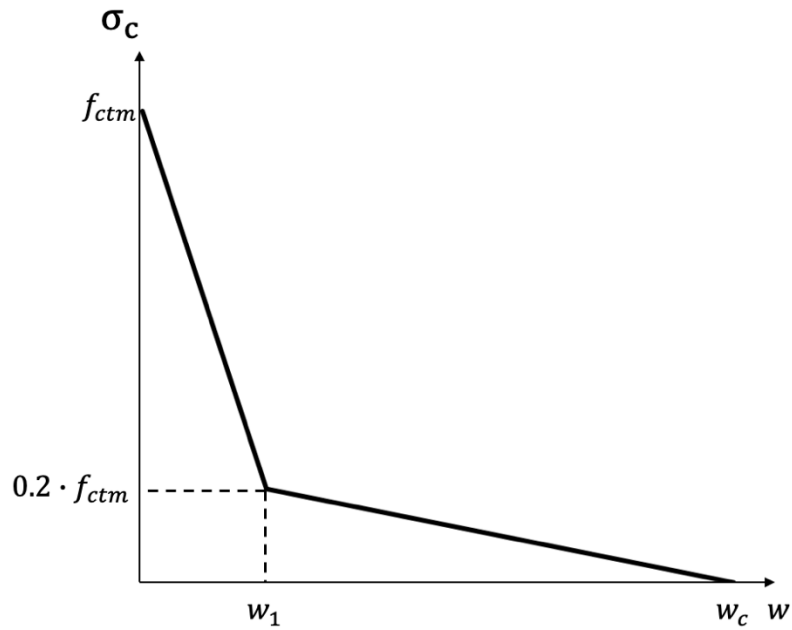
Betongens dragbeteende kan beskrivas på tre olika sätt med spänning-töjningsdiagram, spänning-sprickbreddsdiagram eller av brottenergi. Dessa tre sätt ska beskrivas och för fortsatt modellering ska en av dessa väljas.

Betong belastad med enaxiellt drag uppvisar ett linjärelastiskt beteende fram tills att spänningen närmar sig draghållfastheten (Dassault Systemes Simulia Corp 2023). Under hårdningsfasen har spänningen och töjningen en linjärelastisk relation tills draghållfastheten uppnås, se Figur 4.6. Efter det börjar en icke-linjär mjukningsfas där betongens draghållfasthet minskar kraftigt samtidigt som töjningen ökar.



Figur 4.6: Dragbeteende med spänning-töjningskurva. Efter Hafezolghorani et al. (2017).

Dragbrott i betong föregås av att mikrosprickor propagerar i antal och storlek som med ökade deformationer bildar en verklig spricka (Malm 2006). Vid dragspänningar kring 90 % av draghållfastheten börjar mikrosprickor att reducera styvheten i en lokal brottzon (Fédération Internationale du Béton 2010). Då spänningen närmar sig draghållfastheten växer mikrosprickorna till en diskret spricka inom en begränsad yta kallad *fracture process zone* (Fédération Internationale du Béton 2010). Detta leder till en mjukningsfas där styvheten minskar och fler mikrosprickor bildas (Malm 2006). Spänningar och deformationer kan i *fracture process zone* representeras av en fiktiv spricka (Fédération Internationale du Béton 2010). I Figur 4.7 beskrivs betongens spänning-sprickbreddsdiagram.

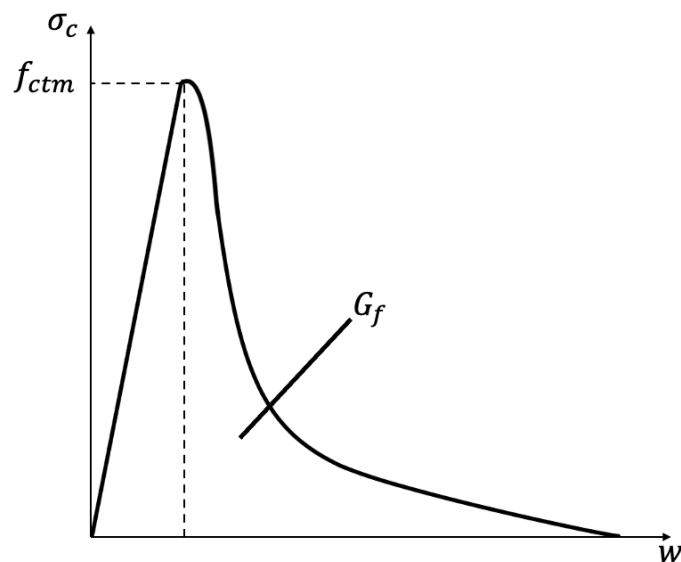


Figur 4.7: Dragbeteende med spänning-sprickkurva. Efter Olofsson & Olsson (2023).

Brottenergi, G_F , definieras som den energi som krävs för att en spricka ska propagera en areaenhet och anges i N/m (Fédération Internationale du Béton 2010), se Figur 4.8.

Brottenergin bestäms vanligtvis efter tester för specifik betong men vid frånvaro av experimentell data kan det för normalbetong approximeras enligt ekvation 4.12:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \quad (4.12)$$



Figur 4.8: Dragbeteende med brottenergi. Efter Olofsson & Olsson (2023).

I detta arbete har betongens dragbeteende beskrivits av en spänning-sprickbreddsdiagram.

De fiktiva sprickbredderna i Figur 4.7 kan bestämmas enligt ekvationerna 4.13 och 4.14:

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (4.13)$$

$$w_c = 5 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (4.14)$$

4.3 Materialmodell

Concrete damage plasticity, CDP, har använts som materialmodell i den icke-linjära analysen. För att använda CDP behöver förutom betongens tryck- och dragbeteende i avsnitt 4.2.2 och 4.2.3 även plasticitetsparametrar anges.

Dilationsvinkeln, φ , beskriver plastiska töjningar i betongen på grund av skjuvspänningar. Dessa plastiska töjningar representeras av både volym- som skjuvtöjningar (Dassault Systems Simulia Corp 2023). Dilationsvinkeln är förhållandet mellan plastisk volym- och skjuvtöjningar. Låga värden på dilationsvinkeln innebär små volymförändringar och ett sprött beteende medan höga värden innebär stora volymförändringar och ett segare beteende. För armerad betong varierar dilationsvinkeln mellan $30 \sim 40^\circ$.

Potentiell flödesexcentricitet, ϵ , reglerar formen, storleken och riktningen på de plastiska töjningarna och kan väljas till $\epsilon = 0.1$ (Dassault Systems Simulia Corp 2023).

Betong belastad med biaxiellt tryck är något starkare än betong belastad med enaxiellt tryck. Experimentella resultat har visat att förhållandet mellan biaxiell och enaxiell tryckhållfasthet, f_{b0}/f_{c0} kan väljas till 1.16 (Dassault Systems Simulia Corp 2023).

Parametern K representerar förhållandet mellan de plastiska töjningarna i drag och tryck och kan väljas enligt nedan (Dassault Systems Simulia Corp 2023):

$$K = 2/3$$

Viskositetsparametern används för numerisk stabilitet och för att motverka konvergensproblem och kan väljas till 0.0001.

Parametrarna för bestämning av betongens tryck- och dragbeteende har beräknats i Bilaga E och samtliga parametrar för beräkningsmodellen har presenterat i avsnitt 6.

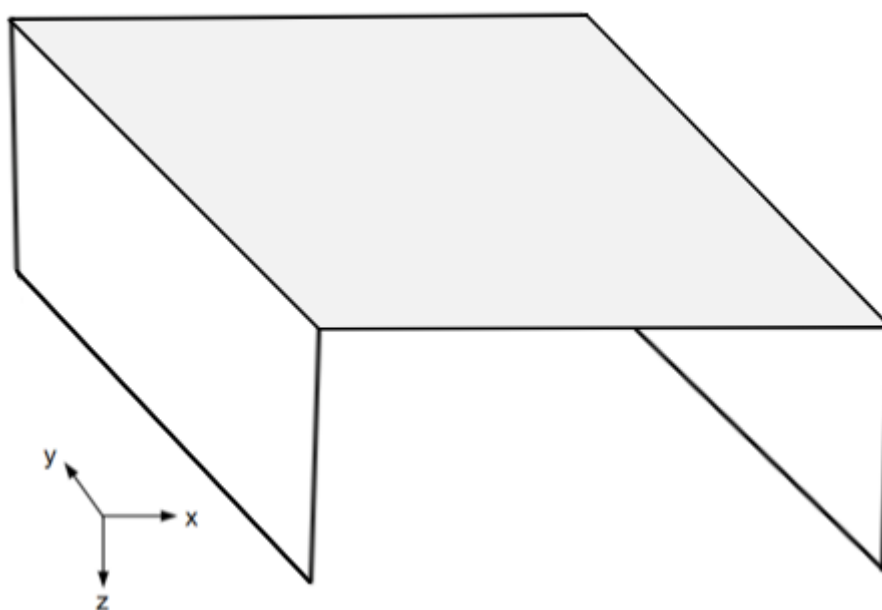
5 Linjärelastisk parameterstudie

Platrambron som har undersökts i en parameterstudie är en vägbro och utfördes i livslängdsklass L100. Hela brokonstruktionen antas ligga i samma miljö, exponeringsklass XD3.

Parameterstudien har utöver geometriska variationer av spännvidd, bredd och tjocklek av plattan även tagit hänsyn till inverkan av permanenta laster relativ temperaturlaster.

Rambenens höjd och tjocklek har valt som konstanta till 6 m respektive 0.75 m.

I Figur 5.1 visas en principskiss av platrambron.



Figur 5.1: Principskiss av platrambron.

I FE-analysen i Abaqus har förutom permanenta laster från egentyngd och vilojordtryck även åtta olika temperaturlastfall undersökts enligt beräkningar i Bilaga A. Det har visat sig att **Lastfall 6** med samtidigt uniform temperatursänkning och positiv temperaturgradient orsakar de största snittkrafterna vid inspänningen. Av den anledningen presenteras endast inverkan av permanenta laster och temperaturlasterna för **Lastfall 6** i detta kapitel. I Bilaga B presenteras dock snittkrafterna för samtliga temperaturlaster utifrån temperaturlastfallen i Bilaga A för plattjocklek 0.5 m.

5.1 Förutsättningar

Materialparametrar

För samtliga geometrier gäller materialparametrar enligt Tabell 5.1.

Tabell 5.1: Materialdata för betong.

Betong: C35/45	
f_{ctm}	3.2 MPa
E_{cm}	34 GPa
α_c	$10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$
ν	0.2
ρ	2400 kg/m^3

Upplag

Rambenen antas vara fast inspända i grunden och såväl translationer som rotationer är förhindrade.

Laster

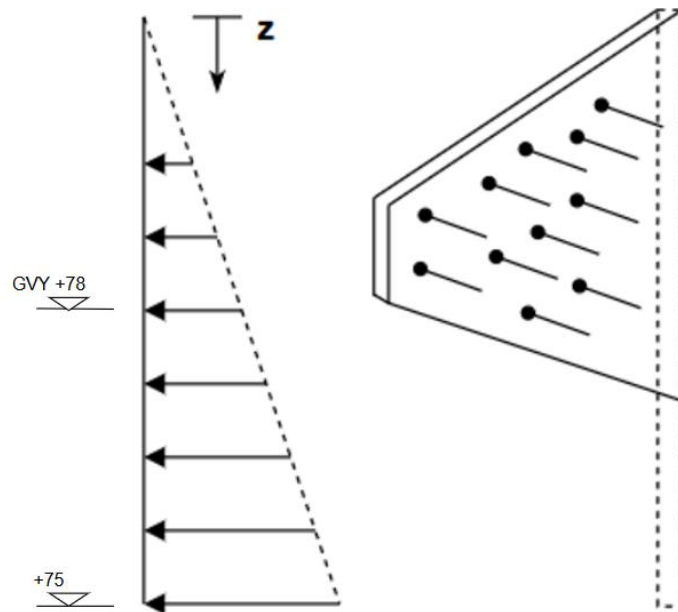
Laster som verkar på konstruktionen är egentynghden, temperaturlast från uniform temperatursänkning och positiv temperaturgradient samt vilojordtryck. För att hantera olika lastkombinationer har dock lasterna i Abaqus modellerats i separata beräkningssteg och de resulterande snittkrafterna har därefter adderats med varandra.

Egentyngd

Egentynghden har beaktats i Abaqus genom att tyngdaccelerationen och massdensiteten föreskrivits som 9.81 m/s^2 respektive 2400 kg/m^3 , vilka har applicerats på hela geometrin.

Vilojordtryck

Rambenen antas vara omgiven av sandig morän med tungheten $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ längs hela sin höjd på 6 m. Vilojordtrycket verkar tryckande på utsidan på såväl rambenen som vingmurarna, se Figur 5.2.



Figur 56.2: Vilojordtryck på ramben åt vänster och vingmur åt höger.

Grundvattennivån antas verka på +78 meter över havet (m.ö.h) med porvattentrycket $u = 10 \text{ kN/m}^3$, se Figur 5.1. Vilojordtrycket, P_0 , ökar med djupet, z , och har beräknats som en funktion av djupet, se ekvationerna 5.1 och 5.2.

$$P_0 = \sigma'_z K_0 + u \quad (5.1)$$

$$\sigma'_z = \sigma_z - u = \gamma \cdot z - u \quad (5.2)$$

där:

σ_z är vertikal totalspänning

σ'_z är effektiv vertikalspänning

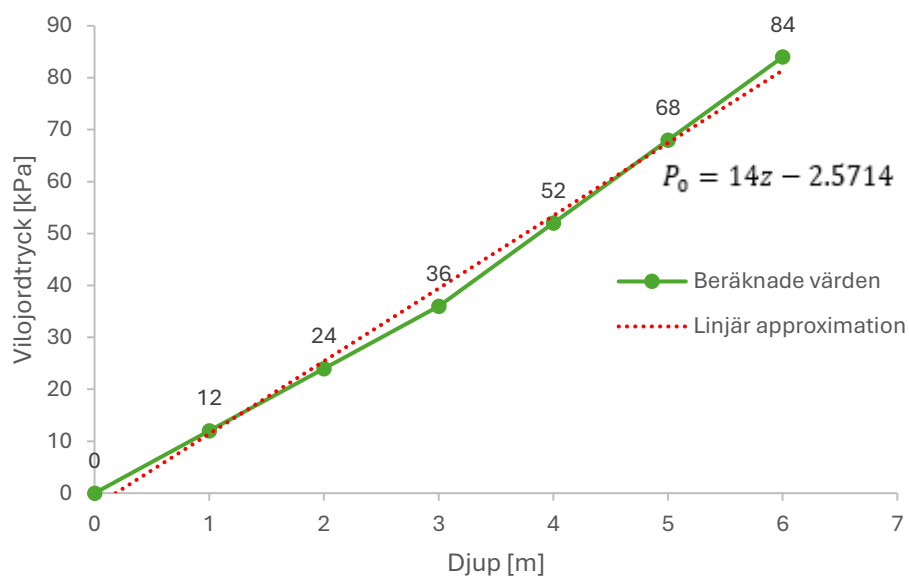
K_0 är koefficient för vilojordtryck som framtagits enligt empiriska metoder och kan antas vara i intervallet 0.5–0.7 för friktionsjord. Ett medelvärde på 0.6 har antagits i beräkningen.

Resultatet för vilojordtryck enligt ekvationerna 5.1 och 5.2 har presenterats i Tabell 5.2.

Tabell 5.2: Resultat från beräkning av vilojordtryck.

z [m]	σ_z [kPa]	u [kPa]	σ'_z [kPa]	P_0 [kPa]
1	20	0	20	12
2	40	0	40	24
3	60	0	60	36
4	80	10	70	52
5	100	20	80	68
6	120	30	90	84

I Abaqus har vilojordtryck applicerats som en linjär funktion som ökar med djupet. Av denna anledning har en linjär approximation utförts i Excel från data i Tabell 5.2 för att ta fram den linjära funktionen enligt Figur 5.3.



Figur 5.3: Linjär approximation av vilojordtryck som funktion av djupet z .

Temperaturlast

Plattan har belastats med samtidig uniform temperaturförändring och temperaturgradient. Den mest ogynnsamma lasten blir dimensionerande och kan ses i Tabell 5.3 och Figur 5.4.

Tabell 5.3: Dimensionerande temperaturlastfall.

Lastfall 6	
Uniform temperatursänkning	$-26\text{ }^{\circ}\text{C}$
Positiv temperaturgradient	$7.875\text{ }^{\circ}\text{C}$

I Figur 5.4 har en principskiss av uniform temperatursänkning och positiv temperaturgradient över broplattan illustrerats.

$\Delta T_{N,con} = -26\text{ }^{\circ}\text{C}$	$\Delta T_{M,heat} = 7.875\text{ }^{\circ}\text{C}$

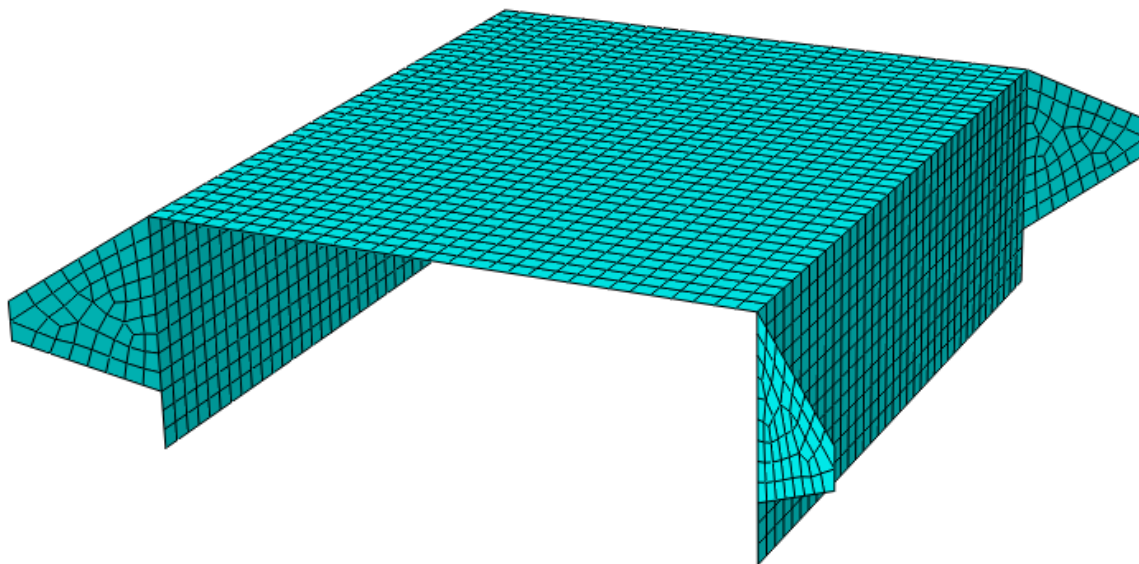
Figur 5.4: Den dimensionerande temperaturlasten på broplattan.

5.2 Modellering i Abaqus

Geometrin modellerades som 3D-skal och materialdata enligt Tabell 5.1 tilldelades för hela geometrin. För varje last skapades ett separat linjärelastiskt analyssteg.

Elementnätet består av 4-nods skalelement (S4R) med linjär interpolationsordning.

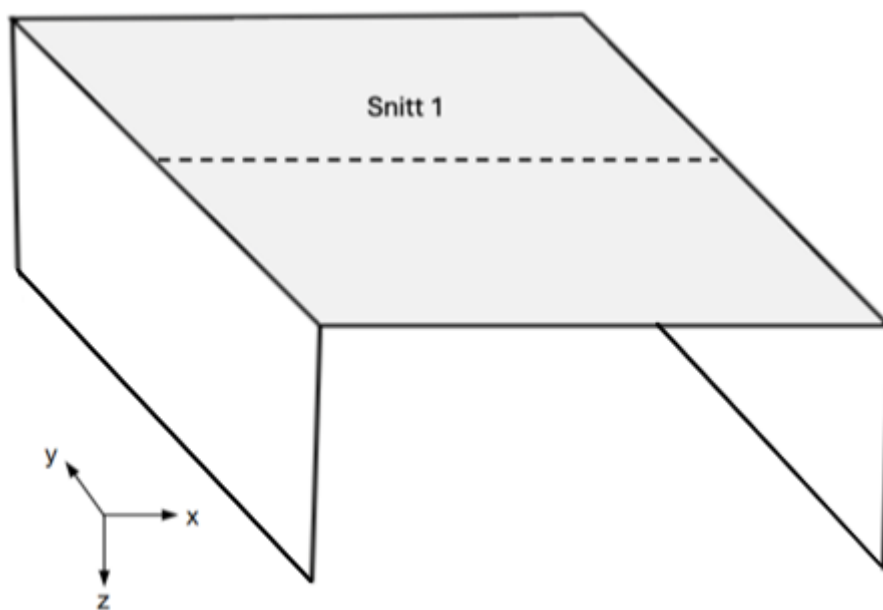
Skalelementen kan liknas vid tunna plattelement, med skillnaden att de även kan ta upp normalkrafter. Elementnätet visas i Figur 5.5.



Figur 5.5: Elementnätet bestående av skalelement.

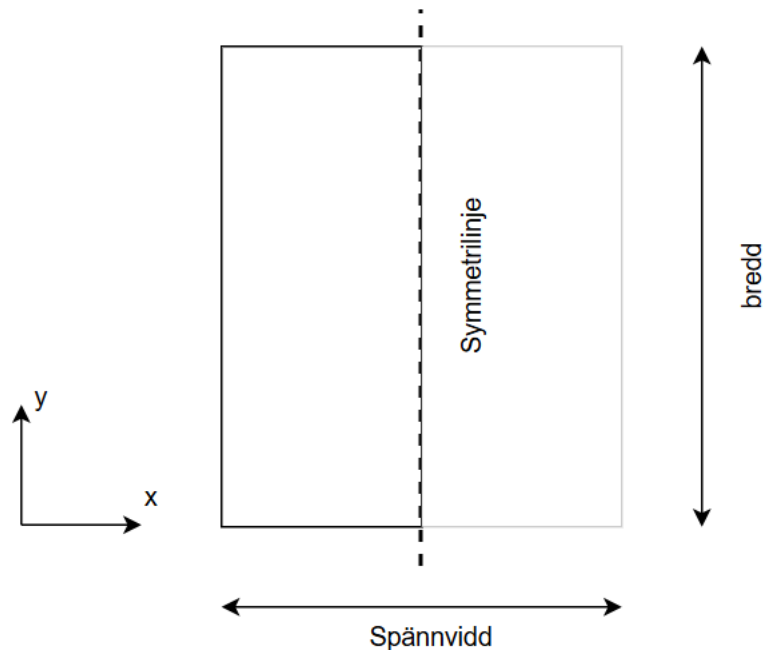
5.3 Resultat och diskussion

I detta kapitel beskrivs inverkan av variation i spännvidd, bredd och tjocklek av plattan. Även inverkan av egentynghet och vilojordtryck relativ temperaturlaster undersöktes. Dessutom presenteras resultat för minimiarmering och sprickbredd för olika geometrier av plattan. Notera dock att värden på snittkrafterna i figurerna visar maxvärden. Armeringsarea och sprickbredd har beräknats utifrån snittkrafter enligt Snitt 1 i Figur 5.6.



Figur 5.6: Principskiss av plattrambro som illustrerar varifrån snittkrafterna har bestämts.

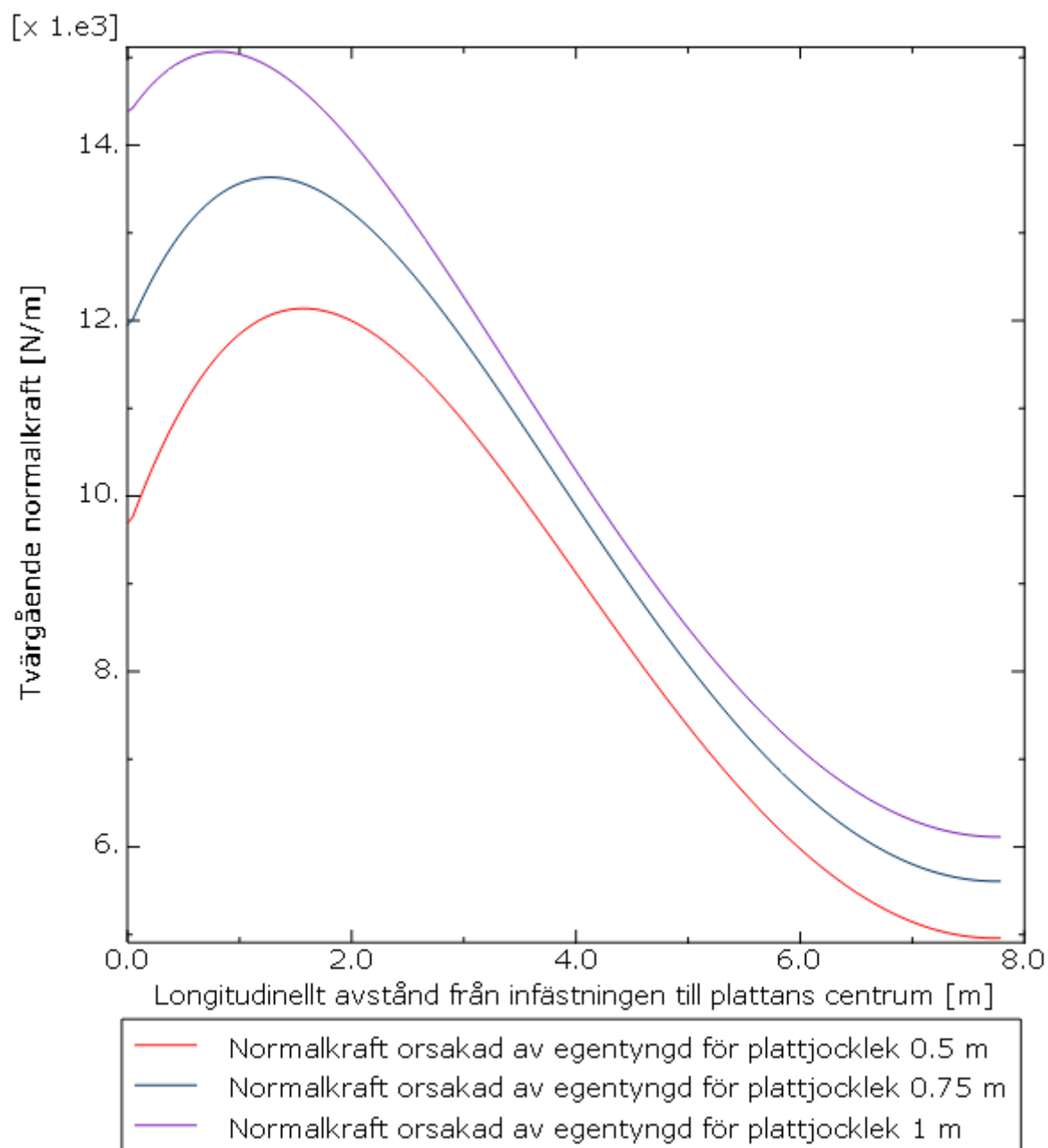
Eftersom plattan är symmetrisk har resultaten i figurerna endast presenterat för halva spännvidden, se Figur 5.7.



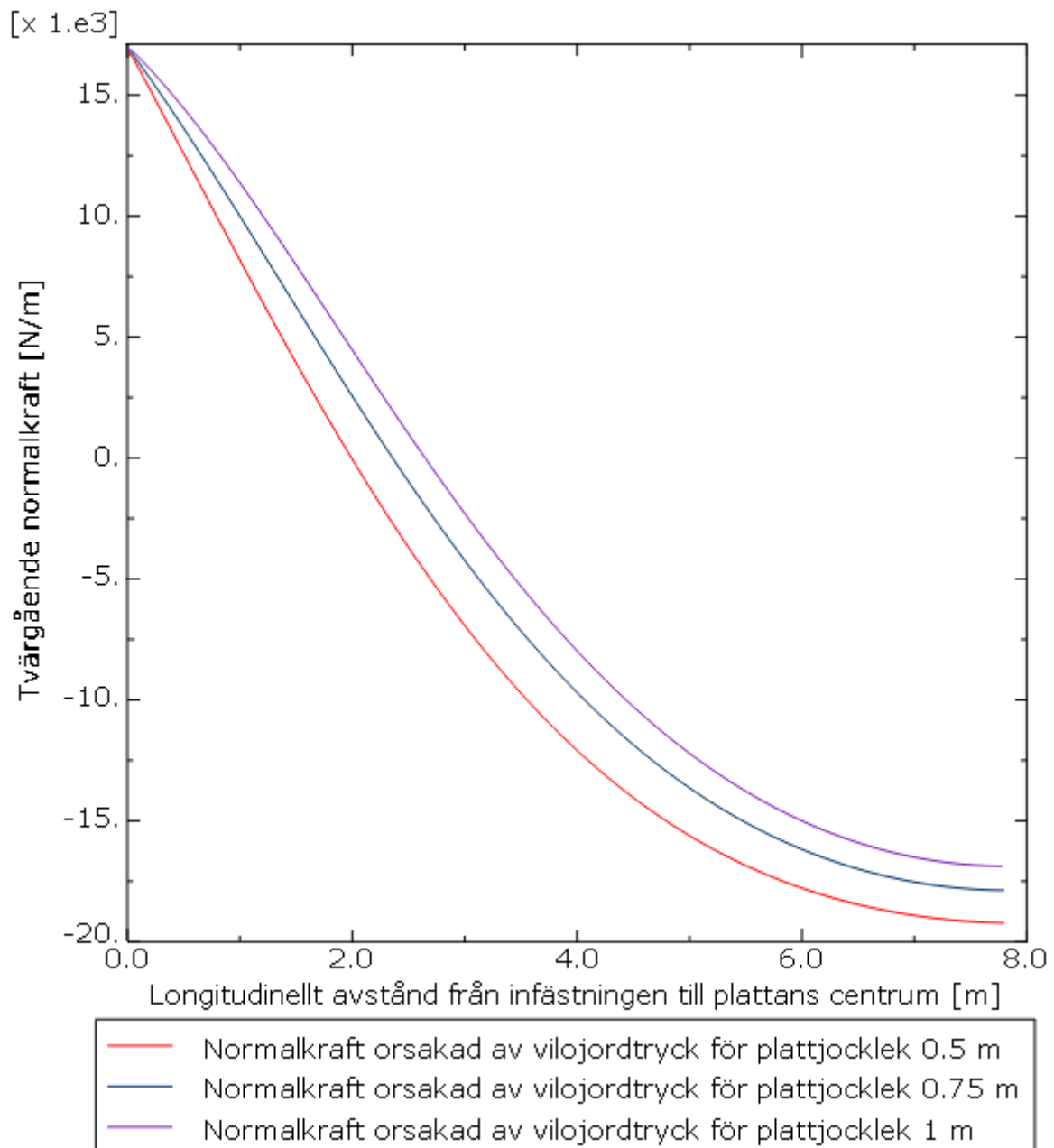
Figur 5.7: Symmetrilinje för plattan i planet.

5.3.1 Inverkan av permanenta laster

I Figur 5.8 och Figur 5.9 presenteras tvärgående (y -led) normalkraft för permanenta laster för olika plattjocklekar. Egentyngden ökar vid ökad tjocklek och det resulterar i något större normalkraft. För normalkraft orsakad av vilojordtryck har variation i plattjocklek ingen betydelse eftersom storleken på lasteffekter från vilojordtryck är beroende av hur mycket jord och vatten som omsluter rambenen. Normalkrafterna minskar succesivt med större distans från stödet med minimala värdet i plattans centrum.



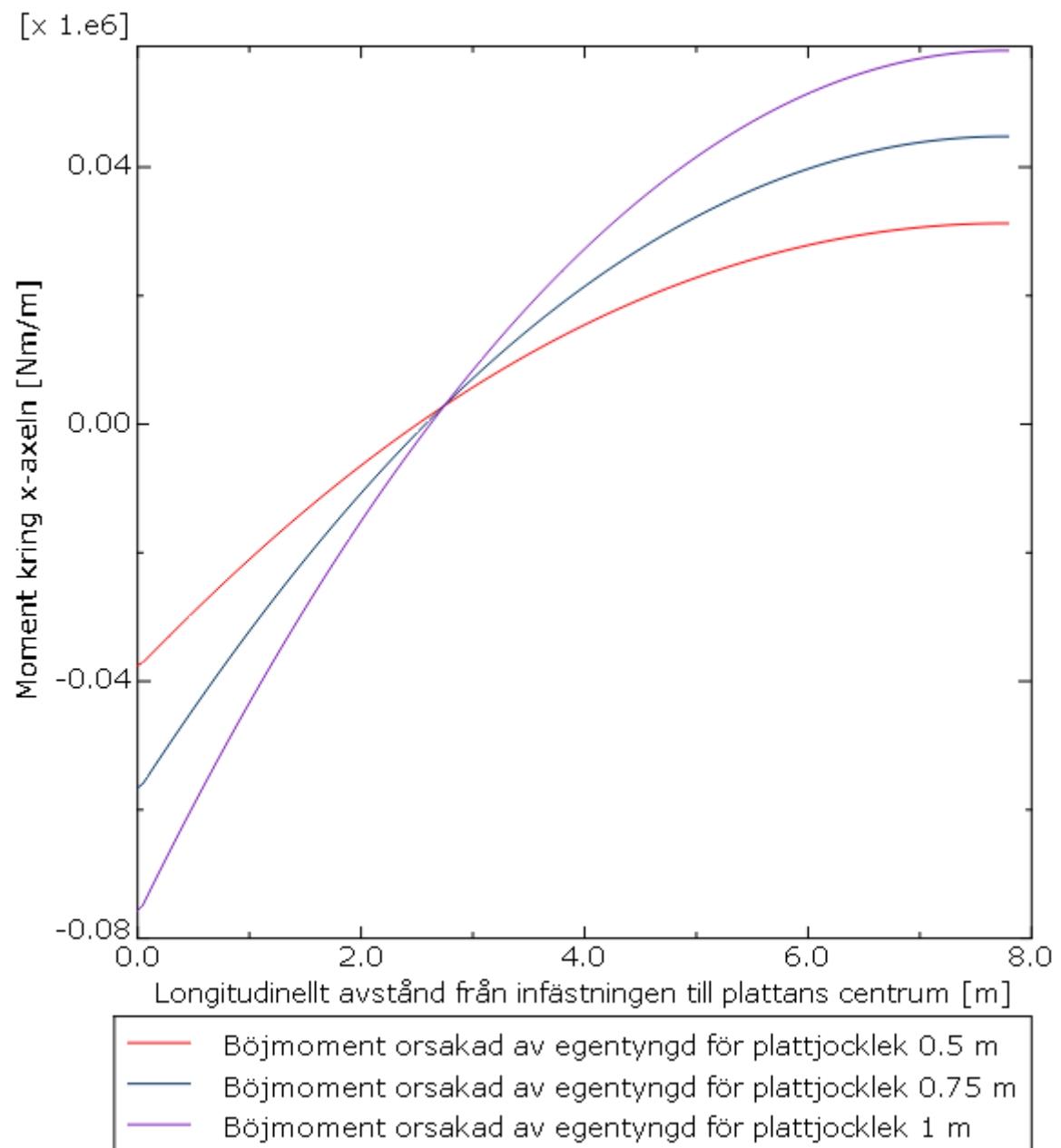
Figur 5.8: Normalkrafter orsakad av egentyngd för varierande plattjocklekar.



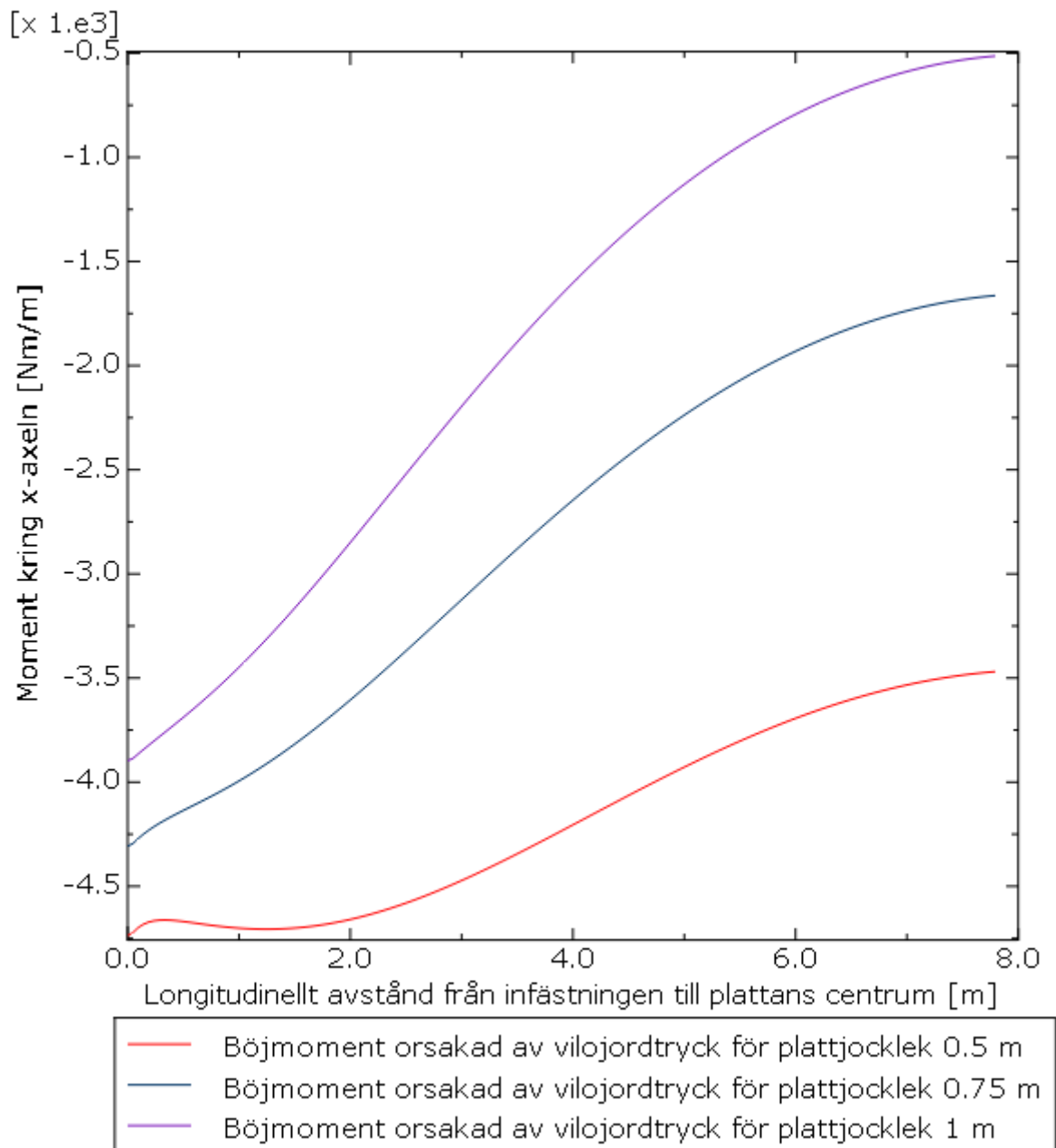
Figur 5.9: Normalkraft orsakad av vilojordtryck för varierande plattjocklekar.

Figur 5.10 och Figur 5.11 representerar moment kring x-axeln för de permanenta lasterna för olika plattjocklekar. Moment orsakad av egentygnd har en gynnsam effekt vid infästningen eftersom plattans egentygnd motverkar böjmomentet orsakad av positiv temperaturgradient. Vid större plattjocklek ökar dessutom böjmomentet något eftersom plattan blir styvare och kan ta upp större böjmoment.

Variation i plattjocklek har försumbar effekt på storleken av böjmomentet orsakad av vilojordtryck. Bidraget från dessa böjmoment är dock gynnsamma eftersom de motverkar böjmomentet från den positiva temperaturgradienten.



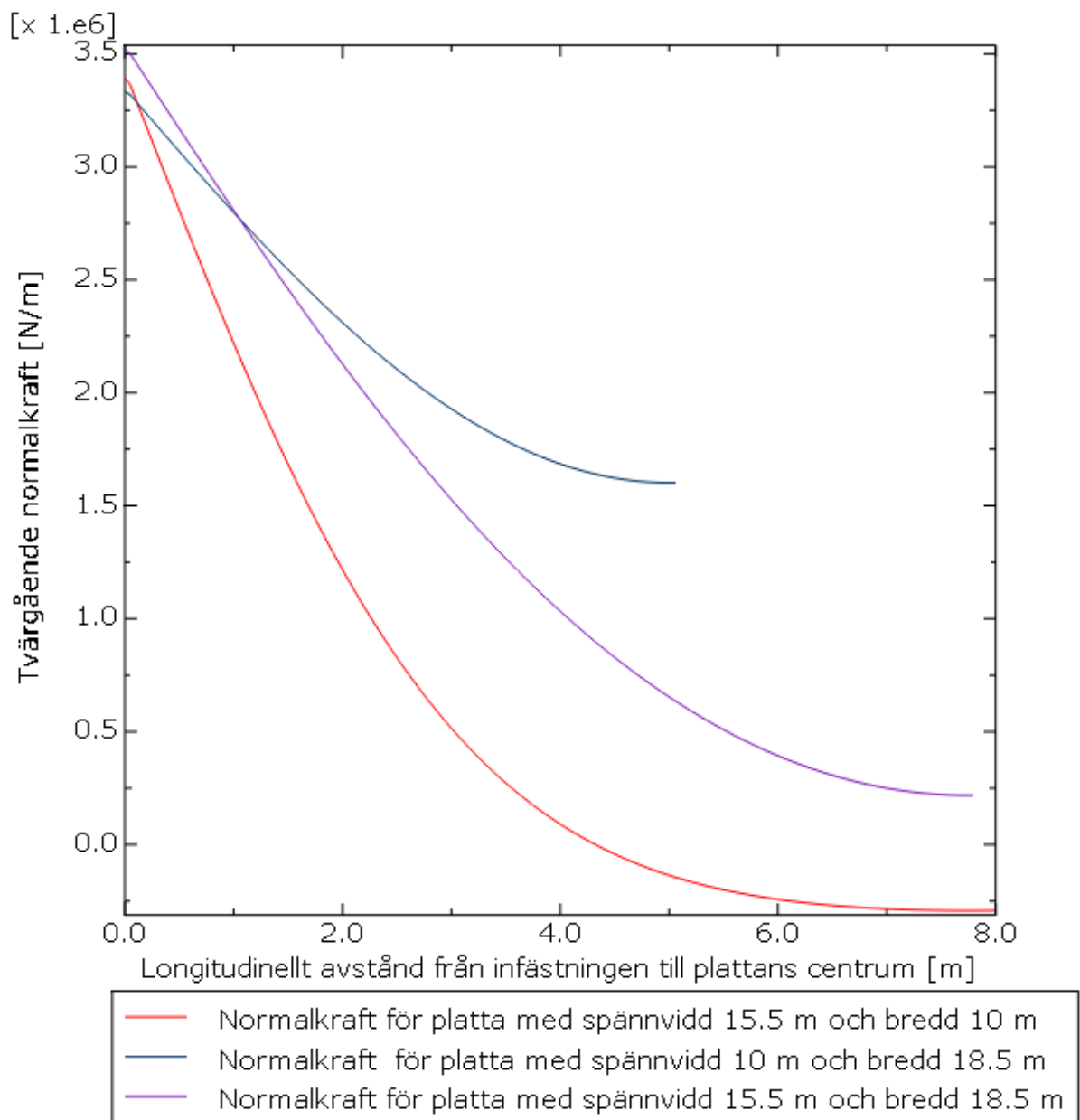
Figur 5.10: Böjmoment orsakad av egentynghd för varierande plattjocklekar.



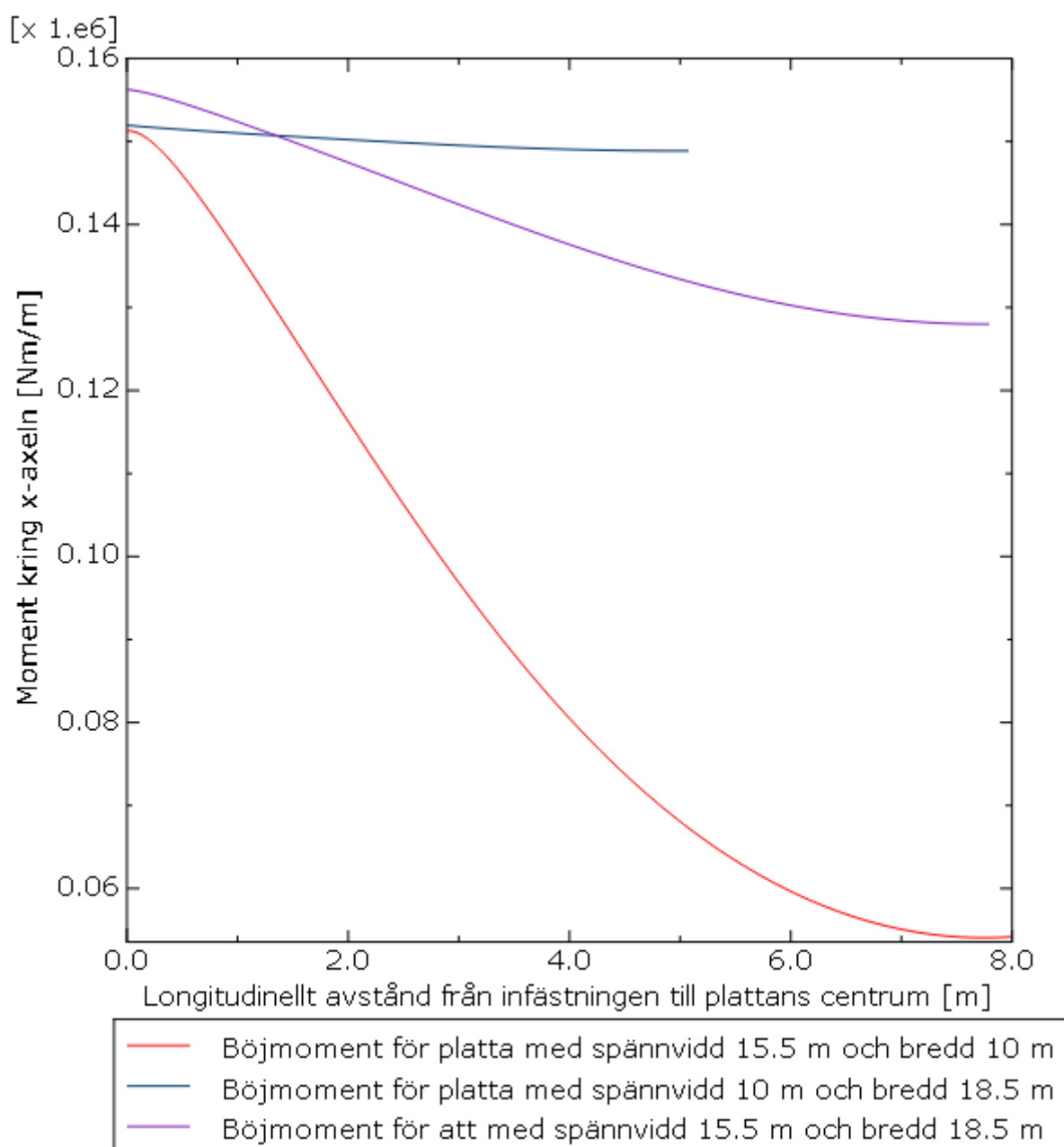
Figur 5.11: Böjmoment orsakad av vilojordtryck för varierande plattjocklekar.

5.3.2 Inverkan av spännvidd och bredd

I Figur 5.12 och Figur 5.13 har tvärgående normalkraft och böjmoment kring x-axeln orsakad av uniform temperatursänkning respektive positiv temperaturgradient presenterats från upplagets mittpunkt till plattans centrum. Tre varierande spännvidder och bredder har analyserats medan plattjockleken har varit konstant 0.75 m. Det visar sig att variation av spännvidd och bredd inte har signifikant påverkan på storleken av snittkrafterna vid infästningen medan variationen ökar med större avstånd från infästningen till plattans centrum.



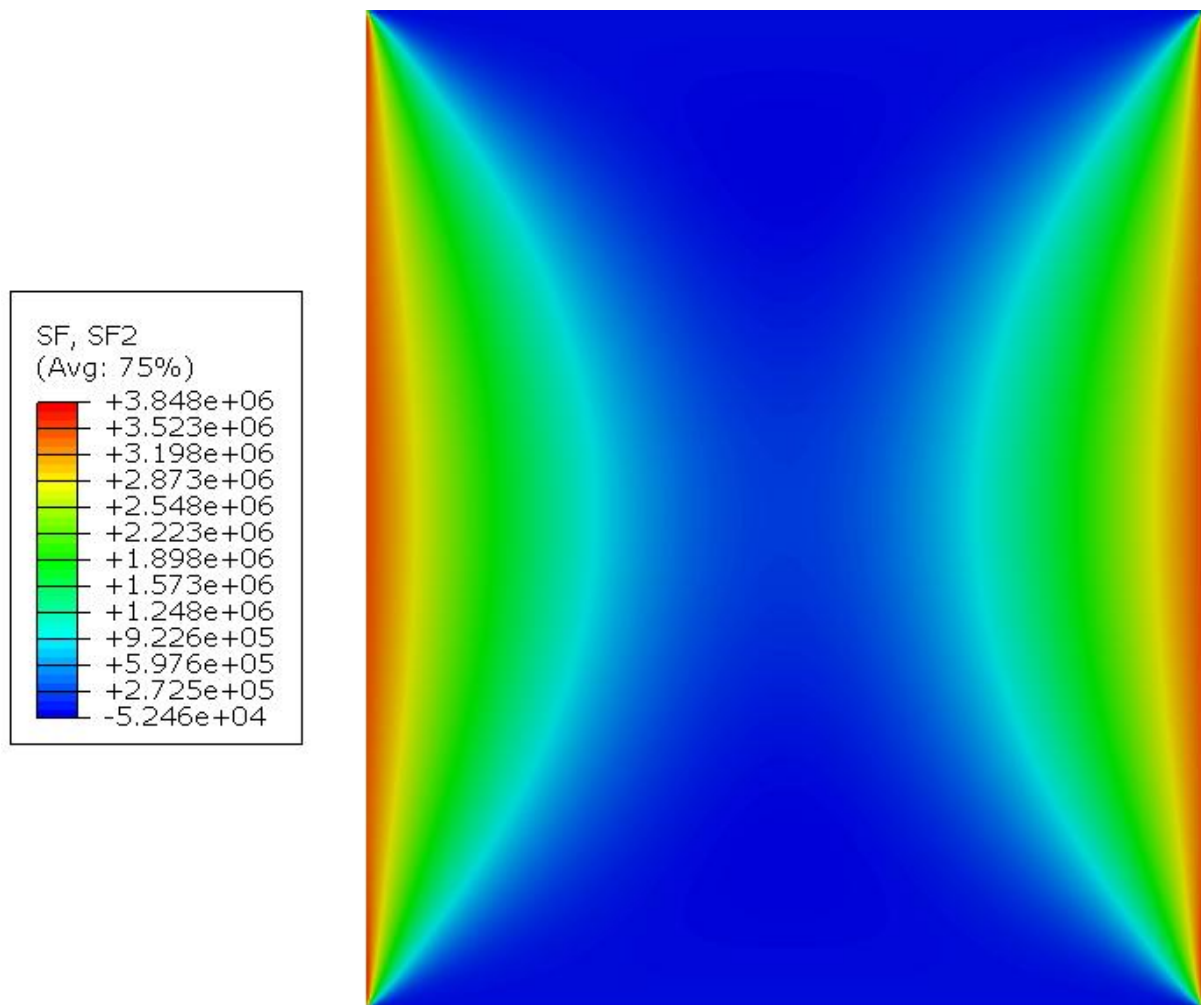
Figur 5.12: Normalkrafter på platta med varierande spännvidd och bredd.



Figur 5.13: Böjmoment för platta med varierande spännvidd och bredd.

5.3.3 Inverkan av tjocklek

Figur 5.14 presenterar tvärgående normalkrafter (SF2) för platta med tjocklek 0.75 m, vilket visar att normalkraften är störst vid infästningen för att därefter avta mot centrum av plattan. Plattor med tjocklekarna 0.5 m och 1 m visar samma beteende men har inte presenterats här.



Figur 5.14: Normalkraftsfördelning i plattans plan och dess storlek för platta med tjocklek 0.75 m, orsakad av uniform temperatursänkning.

I Figur 5.15 har tvärgående normalkrafter presenterats för tre varierande plattjocklekar. Som kan ses i figuren har variation i tjocklek signifikant inverkan på normalkraftens storlek vid infästningen med en minskande trend ju närmare centrum av plattan. Vid en fördubbling av plattans tjocklek ökar också normalkraften i samma storleksordning, eftersom tvärsnittsarean i längdriktningen fördubblas.

För att visa relationen mellan plattjocklek och normalkraftens storlek utförs en förenklad beräkning enligt nedan:

Förenklad beräkning av tvärgående normalkraft

I beräkningen antas längden 1 m vilket ger tvärsnittsytor för platta med tjocklek 0.5 m och 1 m på $A_1 = 0.5 \text{ m}^2$ och $A_2 = 1 \text{ m}^2$.

Spänningen för plattjocklek 0.5 m och 1 m beräknas enligt:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \text{ respektive } \sigma_2 = \frac{N_2}{A_2},$$

där N_1 och N_2 är normalkraften för plattjocklek 0.5 m respektive 1 m.

Vid användning av maxvärdet av normalkraften för plattjocklek 0.5m från Figur 5.15 fås $N_1 = 2400 \text{ kN/m}$.

$$\sigma_1 = \sigma_2 \leftrightarrow \frac{N_1}{A_1} = \frac{N_2}{A_2} \rightarrow N_2 = N_1 \frac{A_1}{A_2}$$

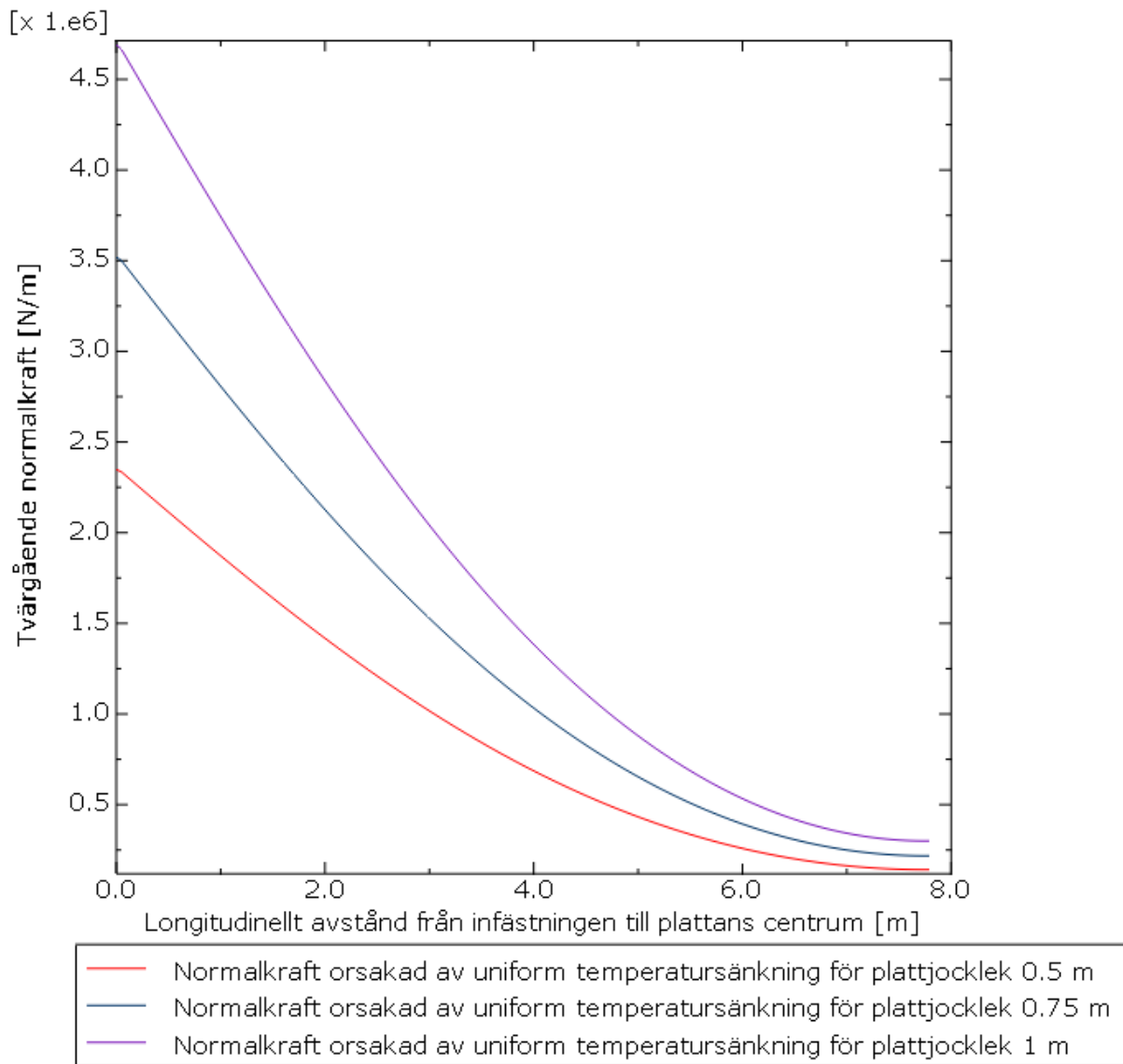
Med insatta värden ges en normalkraft för plattjocklek 1 enligt nedan:

$$N_2 = 2400 \cdot \frac{1}{0.5} = 4800 \text{ kN/m}$$

Med samma metodik som ovan för plattjocklek 0.75 m ges följande normalkraft, N_3 , enligt nedan:

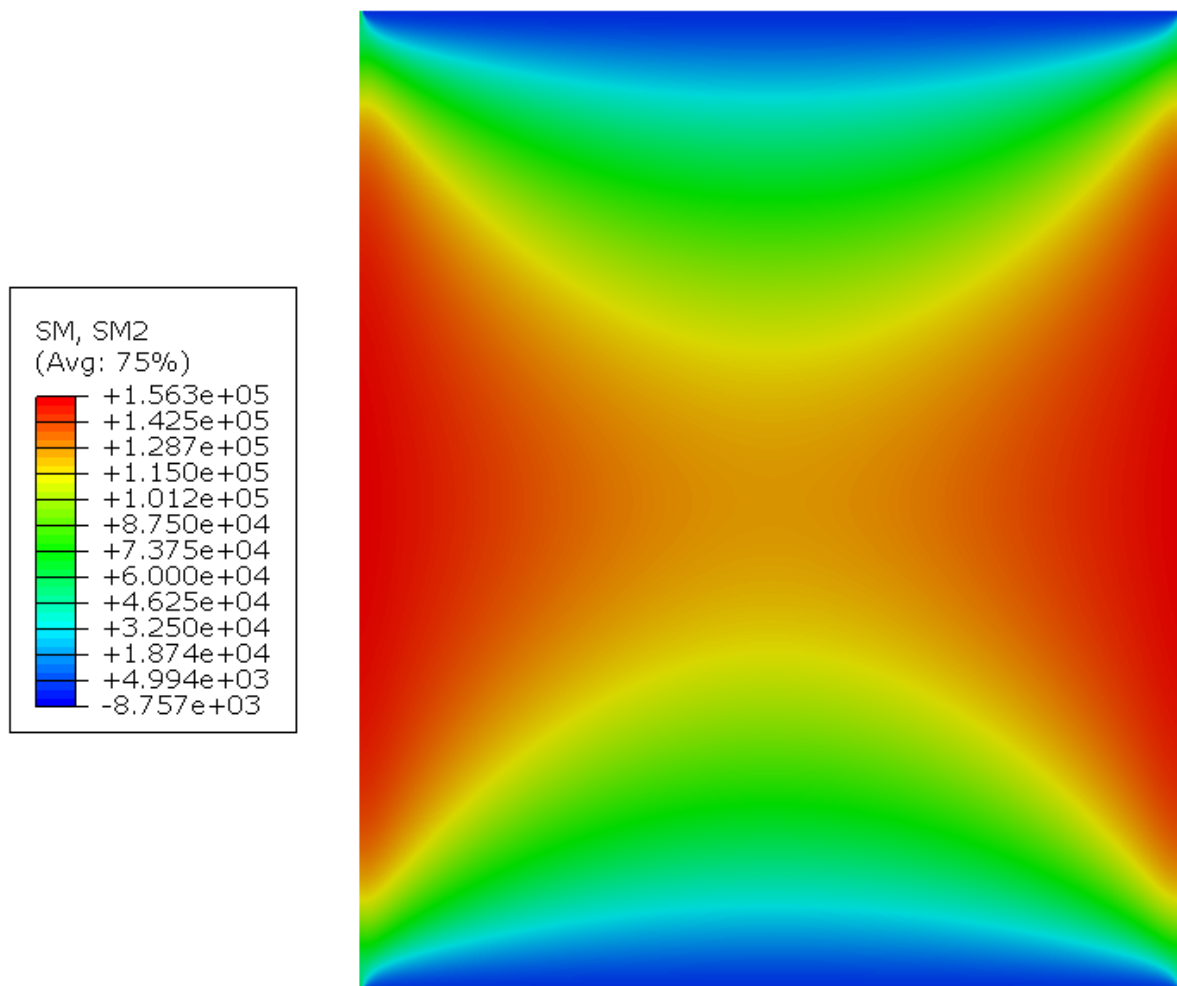
$$N_3 = 3600 \text{ kN/m}$$

Vid jämförelse visar det sig att värdena på snittkrafterna från Figur 5.15 stämmer med god approximation med de beräknade värdena av snittkrafterna i den förenklade beräkningen.



Figur 5.15: Normalkraft orsakad av uniform temperatursänkning för varierande plattjocklek.

I Figur 5.16 presenteras moment kring x-axeln (SM2) orsakad av positiv temperaturgradient för platta med tjockleken 0.75 m. De fria kanterna är nästan momentfria och kan deformera fritt eftersom infästningens ändar vid de fria kanter är mindre styva än vid mitten av infästningen. De största momenten uppstår i mitten av infästningen och något mindre i centrum av plattan.



Figur 5.16: Böjmoment orsakad av positiv temperaturgradient för platta med tjocklek 0.75 m.

I Figur 5.17 presenteras moment kring x-axeln för varierande plattjocklekar vilket visar att momentet ökar vid ökning av plattjocklek vid såväl upplaget som mot centrum av plattan. För böjmoment kring x-axeln beror plattans respons på böjmotståndet, W , kring x-axeln och en fördubbling av tjocklek ger 4 gånger större böjmotstånd, vilket gör att den styvare plattan kan ta upp större böjmoment och motstå deformationer i högre grad.

För att visa relationen mellan olika plattjocklekar och dess momentupptagande förmåga utförs en förenklad beräkning enligt nedan:

Förenklad beräkning av böjmoment kring x-axeln

Ett förenklat beräkningsexempel mellan böjmomentet för platta med konstant längd 1 m och tjocklek 0.5 relativ 1 m kan ställas upp beroende av dess böjmotstånd:

$$W = \frac{Lt^2}{6},$$

där t_1 och t_2 är tjocklek 0.5 m respektive 1 m.

Spänning för plattjocklek 0.5 m respektive 1 m definieras som $\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1}$ respektive $\sigma_2 = \frac{M_2}{W_2}$.

Böjmotståndet för plattorna blir $W_1 = \frac{1 \cdot 0.5^2}{6}$ respektive $W_2 = \frac{1 \cdot 1^2}{6}$

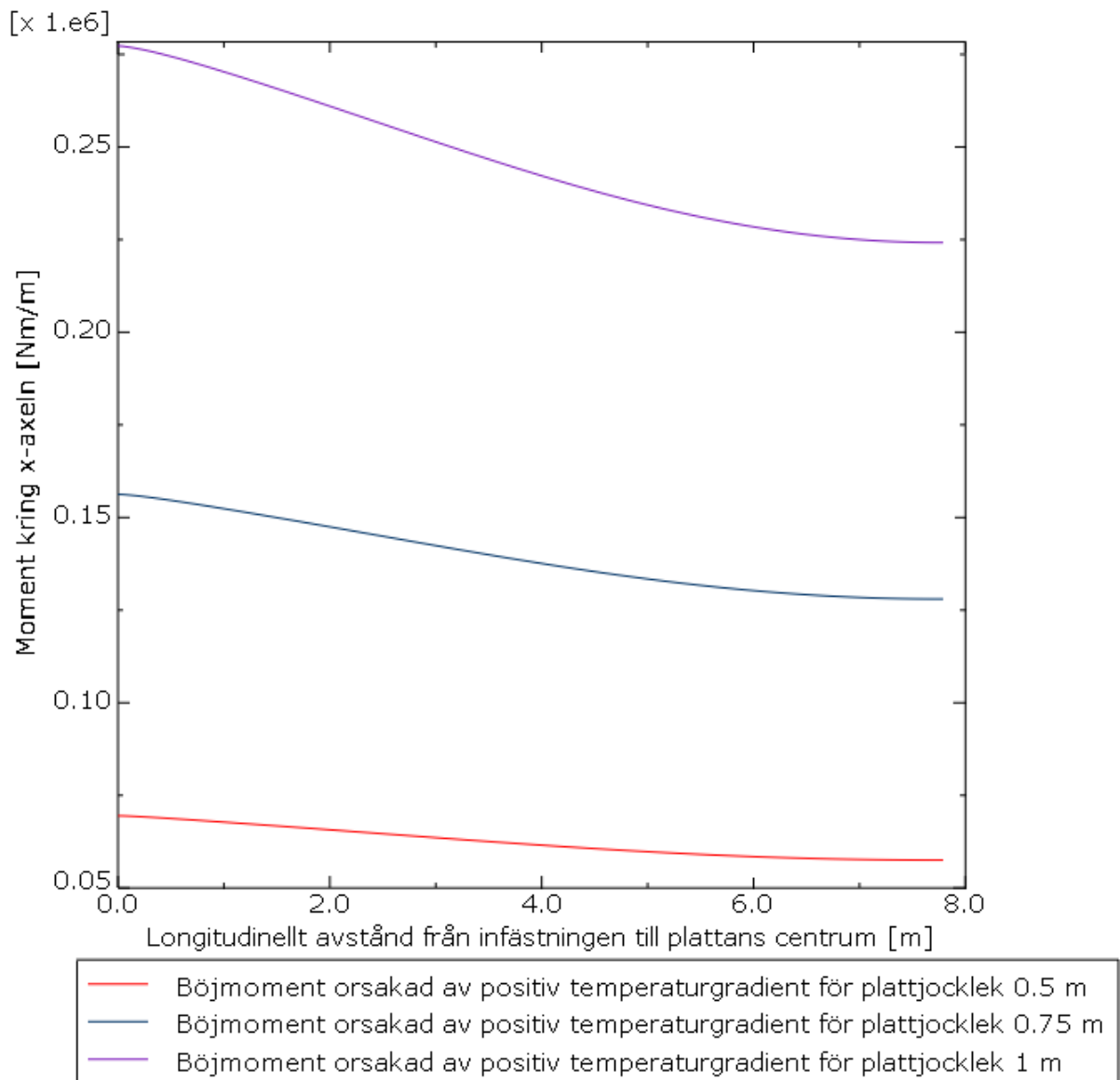
$$\sigma_1 = \sigma_2 \leftrightarrow \frac{M_1}{W_1} = \frac{M_2}{W_2} \rightarrow M_2 = M_1 \frac{W_2}{W_1}$$

Från Figur 5.17 kan momentet vid infästningen för plattjocklek 0.5 m läsas till $M_1 \approx 70 \text{ kNm/m}$

Med insättning av momentet och böjmotståndet för plattjocklekar 0.5 m och 1 m fås:

$$M_2 = 70 \cdot \frac{1}{0.5^2} = 0.28 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

Beräkningen av böjmomentet stämmer med god approximation med värdet på böjmomentet från Figur 5.17 för plattjocklek 1 m.



Figur 5.17: Böjmoment orsakad av positiv temperaturgradient för varierande plattjocklekar.

Beräkning av minimiarmering och sprickbredd

I Tabell 5.4 presenteras summan av den beräknade lasteffekten för kvasi-permanent lastkombination i bruksgränstillstånd. För fullständig beräkning av snittkrafter och lasteffekter i bruksgränstillstånd beräkning hänvisas till Bilaga B.

Tabell 5.4: Summan av lasteffekter för olika plattjocklekar.

Lasteffekter	0.5 m	0.75 m	1 m
N_{Ed} [kN/m]	1151.30	1718.42	2287.21
M_{Ed} [kNm/m]	-1.05	30.82	85.32

Maximalt tillåten sprickbredd enligt Transportstyrelsens föreskrifter på 0.15 mm baseras på slakarmerad betongkonstruktion, exponeringsklass XD3, livslängdsklass L100 samt dimensionerad i kvasi-permanent lastkombination i bruksgränstillstånd.

I SS-EN-1992-1-1 (2005) är kravet på maximal sprickbredd något mindre restriktiv. För en platta med beläggningstjocklek 100 mm och överytan varmare än underytan kan k_{surf} väljas som 0.7. Maximal sprickbredd enligt ekvation 3.17 blir därmed 0.21 mm.

I vidare beräkningar tillämpas det strängare sprickbreddskravet på maximal 0.15 mm.

Ovanstående lasteffekter i Tabell 5.3 resulterar i minimiarmeringen 1328 mm²/m , 1992 mm²/m och 2656 mm²/m för plattjocklekarna 0.5 m, 0.75 m respektive 1 m. Det motsvarar sprickbredder på 1.27 mm, 1 mm respektive 0.94 mm vilket inte uppfyller kravet på maximal tillåten sprickbredd på 0.15 mm.

Det bör noteras att ökning av plattjocklek korresponderar med ökning av minsta armeringsarea. Då snittkrafterna ökar vid ökning av plattjockleken kräver det även större minimiarmering för att hantera en större dragyta.

För att uppfylla kravet på maximal tillåten sprickbredd krävs en minsta armeringsarea på 4470 mm²/m , 5940 mm²/m och 7850 mm²/m för de olika plattjocklekarna, se Tabell 5.5.

Tabell 5.5: Minimiarmering och maximalt tillåten sprickbredd.

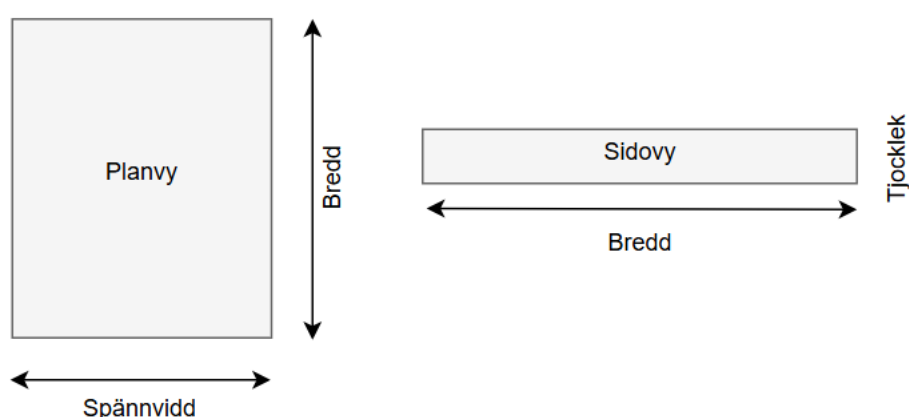
Plattjocklek	0.5 m	0.75 m	1 m
Minsta armeringsarea för maximalt tillåten sprickbredd 0.15 mm	4470 mm ² /m	5940 mm ² /m	7850 mm ² /m

För fullständiga beräkningar av minimiarmering och sprickbredder hänvisas det till Bilaga C respektive Bilaga D.

6 Icke-linjär parameterstudie

För att utvärdera effekten av geometriska förändringar på sprickbredder har ett antal fall av plattramkonstruktioner med varierande bredd, höjd och spännvidd testats.

Det 3D-bärverket har förenklats till två separata 2D-solidmodeller där plattan ses i planvy uppifrån samt som en elevation i tvärriktning, se Figur 6.1. Dessa modeller skiljer sig i flera avseenden från 3D-modell, men bedöms här som användbara för att principiellt analysera strukturbeteendet. I vidare beräkningar benämns dessa fall som plattsektion respektive balksektion.



Figur 6.1: Principskiss av skalmodeller. Notera att figurerna inte är skalenliga.

6.1 Förutsättningar

Materialparametrar

Materialdata som har använts i samtliga beräkningar i detta kapitel har presenterats i tabellerna 6.1 – 6.4. Beräkningarna av betongens tryck- och dragbeteende i Tabell 6.2 och Tabell 6.3 finns i Bilaga E.

Tabell 6.1: Materialdata för betong och armering.

Betong: C35/45	
f_{cm}	43 MPa
f_{ctm}	3.2 MPa
E_{cm}	34 GPa
α_c	$10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
ν_c	0.2
Armering B500B	
f_{yk}	500 MPa
E_s	200 GPa
α_s	$10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
ν_s	0.3

Tabell 6.2: Flytspänning och töjning för betong i tryck.

Flytspänning [MPa]	Total töjning [10^{-3}]	Inelastisk töjning [10^{-3}]
17.2	0.451	0
25	0.706	0.255
30	0.900	0.45
35	1.137	0.687
43	2	1.549
35	2.863	2.412
30	3.1	2.649
25	3.294	2.843
21	3.431	2.98
15	3.614	3.163
8.6	3.789	3.338

Tabell 6.3: Flytspänning och fiktiv sprickbredd för betong i drag.

Dragspänning [MPa]	Fiktiv sprickbredd [10 ⁻⁵ m]
3.2	0
2.56	1.10
1.92	2.20
1.28	3.40
0.64	4.50
0.45	9.80
0.3	14.10
0.2	16.50
0.1	19.50
0	22.5

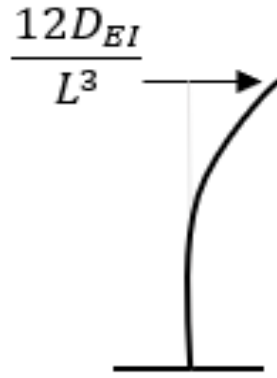
Tabell 6.4: Flytparametrar för CDP.

Materialparameter	Värde
Dilationsvinkel	35 °
Flödesexcentricitet	0.1
$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	1.16
K	2/3
Viskositet	0.0001

Upplag

För plattsektion

Plattan är fixerad i tvärriktning vid anslutningen mot ramben, medan en viss translation tillåts i längdriktning på grund av rambenens eftergivlighet. Rambenens styvhet i brons längdriktning bestäms genom överslagsberäkning med elementarfall. För en enhetsförskjutning 1 ges styvheten av uttrycket $K = \frac{12DEI}{L^3}$, där L och I är rambenets höjd respektive yttröghetsmoment, se Figur 6.2. Vid rambenets överkant antas fri rotation.



Figur 6.2: Elementfall för rambenets eftergivlighet.

Yttröghetsmomentet beräknas per meter bredd enligt $I = \frac{bt^3}{12}$, där t är rambenets tjocklek.

$$I = \frac{1 \cdot 0.75^3}{12} = 0.0352 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$K = \frac{12D_{EI}}{L^3} = 66.41 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m} \cdot \text{m}}$$

För balksektion

Balksektion representerar anslutning mellan platta och ramben som är styv i både sin längd- och vertikalriktning. Dock görs en förenklad modell där balksektionen antas endast vara fixerad i sina ändar i längsriktningen (y-led). I vertikalriktning fixeras sektionens överyta.

Laster

I den linjära parameterstudien redogjordes att inverkan av egentyngd är marginell i jämförelse med inverkan av temperaturlaster. Av den anledningen beaktas inte egentyngd i den icke-linjära parameterstudien.

För plattsektionen kan endast temperaturlast från uniform temperatursänkning på -26°C appliceras, se Figur 6.3. Temperaturgradient kan inte appliceras eftersom plattan endast analyseras med en 2D-solidmodell.

För balksektionen där plattjocklek beaktas, har samtidig uniform temperatursänkning på -26°C och positiv gradient på 7.875°C applicerats. Initialt har det applicerats som en gemensam linjär funktion med origo definierad i plattans mittpunkt, se Figur 6.3.

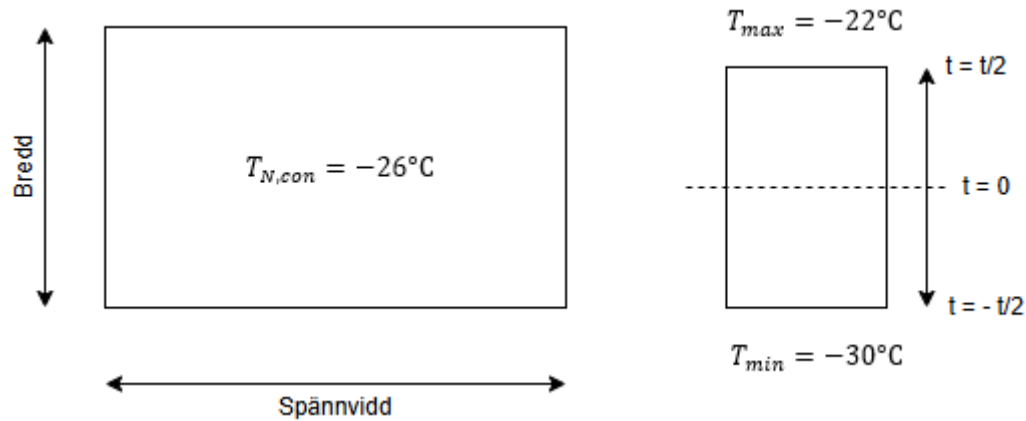
Temperaturfördelningen kan beräknas enligt följande ekvation:

$$T = T_{N,con} + \frac{T_{M,heat}}{t} \cdot z$$

där

$$-\frac{t}{2} \leq z \leq \frac{t}{2}$$

Den linjära funktionen ger temperaturerna $T_{max} = -22^\circ\text{C}$ och $T_{min} = -30^\circ\text{C}$.



Figur 6.3: Principskiss av plattsektion till vänster och balksektion till höger.

Dock har temperaturgradienten ökats i vissa delar av analyser av balksektionen för att tydligare se effekter orsakade av temperaturgradienter.

6.2 Modellering i Abaqus

Elementnätet består av 2D-solidelement med 4 noder av typen CPS4R, med linjär interpolationsordning. Elementen tar endast upp spänning i planet.

Armeringen består av 2-nods stångelement av typen T2D2.

Upplagets styvhet för plattsektionen beräknades utifrån den uträknade styvheten K i avsnitt 6.1 där varje nod i elementnätet tilldelades en fjäderstyvhet, k . Med en elementstorlek $l_e = 0.06 \text{ m}$ beräknades fjäderstyvheten enligt följande:

$$k = \frac{12D_{EI}}{L^3} \cdot l_e = 66.41 \cdot 10^6 \cdot 0.06 = 3.98 \text{ MN/m}$$

Vidhäftning

Vidhäftningen modellerades på två olika sätt i Abaqus. Dels med Abaqus inbyggda funktion, *embedded region*, dels med fjädrar.

Med *embedded region* föreskrivs full samverkan mellan betong och armering och det finns således ingen relativ rörelse mellan betong och armering.

För att ta hänsyn till vidhäftningsglidning mellan betong och armering modellerads en relativ rörelse mellan betongens och armeringens noder i elementnätet. Fjäderstyvheten, K_{spring} , kan beskrivas med en relation mellan kraft i fjädern, F_{spring} , och fjäderns glidning s_1 (Kempengren 2023).

Glidning begränsas till $s_1 = 1 \text{ mm}$ vilket ger en kraft, F_{spring} .

$$F_{spring} = 0.45 f_{cm} n \pi \phi l_e$$

där:

n är antal stänger

ϕ är stångens diameter

l_e är elementets ekvivalenta längd

Fjäderstyvheten kan därefter beräknas enligt följande ekvation:

$$K_{spring} = F_{spring} / s_1$$

Med stångdiameter 20 mm och ekvivalent elementlängd 0.06 m beräknas fjäderstyvheten per nod som applicerades i modellerna för vidhäftningsglidning i Abaqus enligt följande:

$$K_{spring} = 73 \text{ MN}/(\text{m} \cdot \text{nod}) \text{ för plattsektion}$$

$$K_{spring} = 106 \text{ MN}/(\text{m} \cdot \text{nod}) \text{ för balksektion}$$

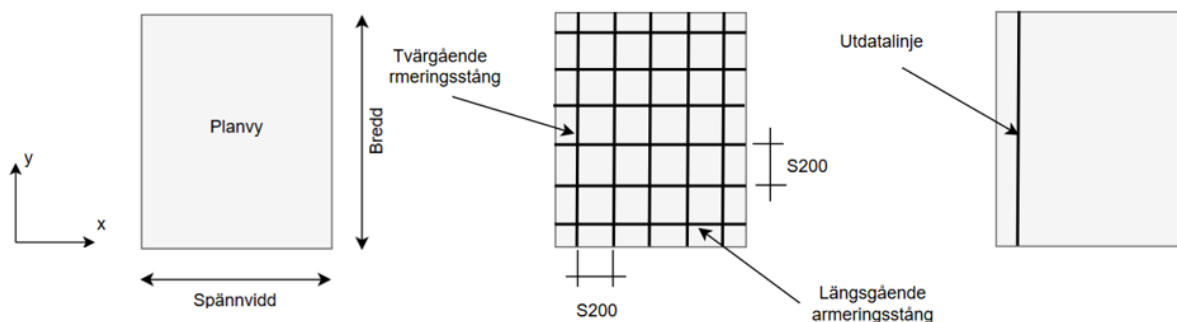
6.3 Plattsektion

Analysen har utförts genom variation av spännvidd, bredd eller tjocklek av plattan. Endast en geometrisk parameter varierades medan de två andra hölls konstanta. För samtliga modeller ansåts minimiarmering utifrån plattans tjocklek.

Även en studie av perfekt vidhäftning och vidhäftningsglidning med fjädrar har genomförts för plattor av samma geometri för att undersöka beteendet. Två modeller analyserades, där en modell förutsätts ha perfekt vidhäftningen medan den andra har modellerats med vidhäftningsglidning.

Samtliga figurer visar spänningsöverföringen längs en armeringsstång i tvärriktning enligt utdatalinjen i Figur 6.4 och den korresponderande ekvivalenta plastiska töjningen (PEEQT) i

broplattan. PEEQT är ett skalärt mått på den totala plastiska töjningen i betongen för samtliga riktningar och indikerar områden som löper störst risk för lokala sprickbildningar. Eftersom plastiska töjningar endast sker i områden nära infästningen av plattan presenteras endast dessa områden. Delfigurerna a) och b) i Figur 6.5 till 6.11 visar plastiska töjningar för broplattan.



Figur 6.4: Principiell skiss av armeringsnät och utdatalinje för plattsektion.

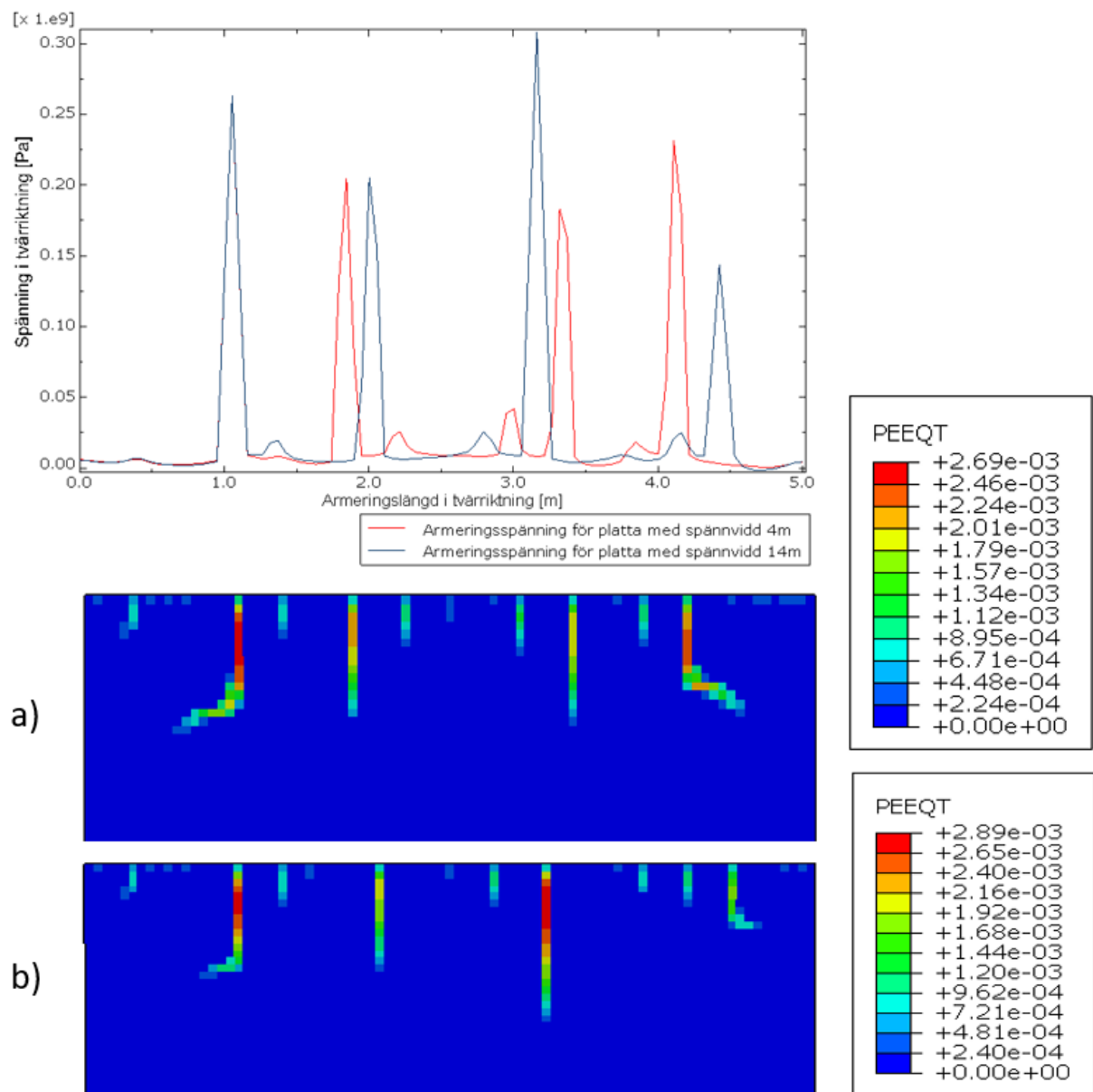
6.3.1 Inverkan av spännvidd

I Figur 6.5 och Figur 6.6 presenteras plattor med spännvidder på 4, 14 och 20 meter och konstant bredd och tjocklek. Största armeringsspänning och de största plastiska töjningarna sammanfaller. Som exempel är den största armeringsspänningen 220 MPa med motsvarande plastisk töjning på 0.00269 för platta med spännvidden 4 m. För platta med 14 m spännvidd är spänningen 300 MPa med motsvarande plastisk töjning på 0.00289. Vid användning av ekvivalenta elementlängden 0.06 m kan sprickbredden grovt uppskattas till 0.16 mm för platta med spännvidd 4 m och 0.17 mm för platta med spännvidd 14 m.

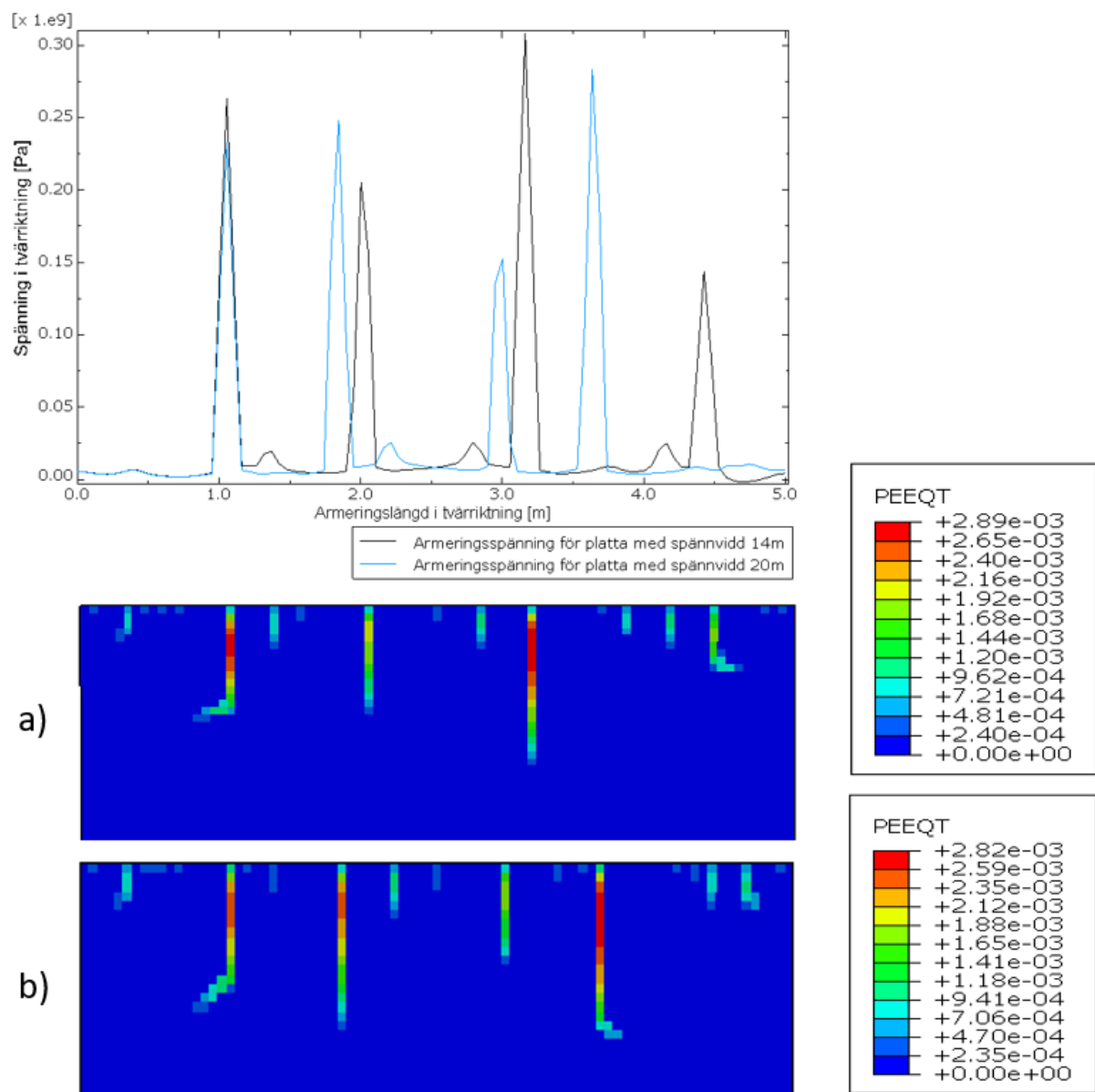
Dock är skillnaderna i varken spänning som plastisk töjning för spännvidderna 4 m och 14 m signifikanta vilket indikerar att variation med dessa spännvidder inte har en betydande inverkan.

Skillnaderna i armeringsspänning och plastisk töjning för spännvidderna 14 m och 20 m indikerar att både maximala värdet av spänningen och plastiska töjningen minskar med ökad spännvidd. Dock är de plastiska zonerna något större i fördelning för platta med spännvidd 20 m i jämförelse med platta med spännvidd 14 m.

Storleken och fördelning av såväl spänning som plastisk töjning förändras inte betydande vid varierande spännvidd.



Figur 6.5: Armeringsspänning och plastisk töjning för varierande spännvidder.



Figur 6.6: Armeringsspänning och plastisk töjning för varierande spännvidder.

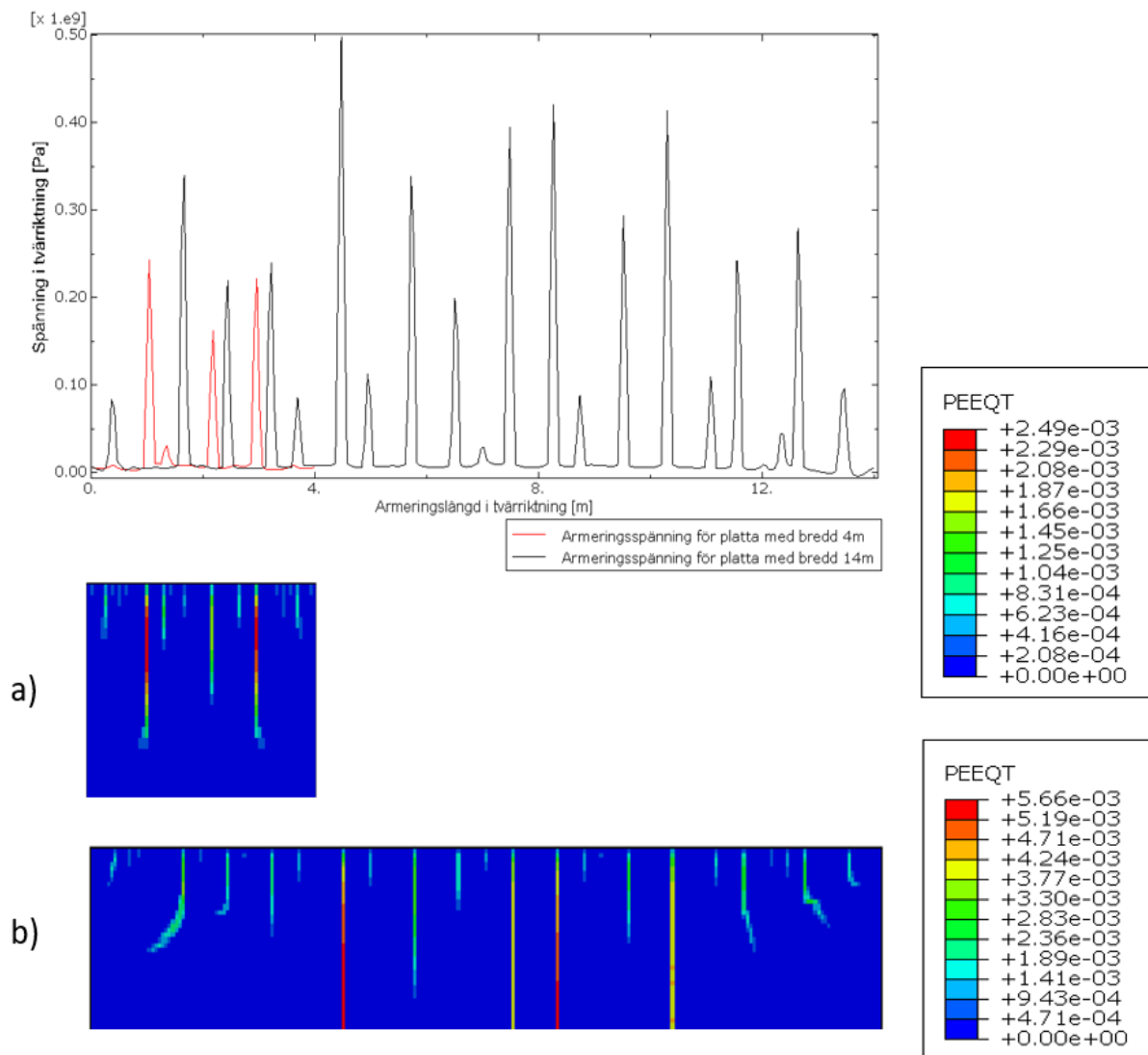
6.3.2 Inverkan av bredd

I Figur 6.7 och Figur 6.8 presenteras en jämförelse av plattor med bredder 4 m, 14 m samt 14 m samt 20 m med konstant plattjocklek och spännvidd.

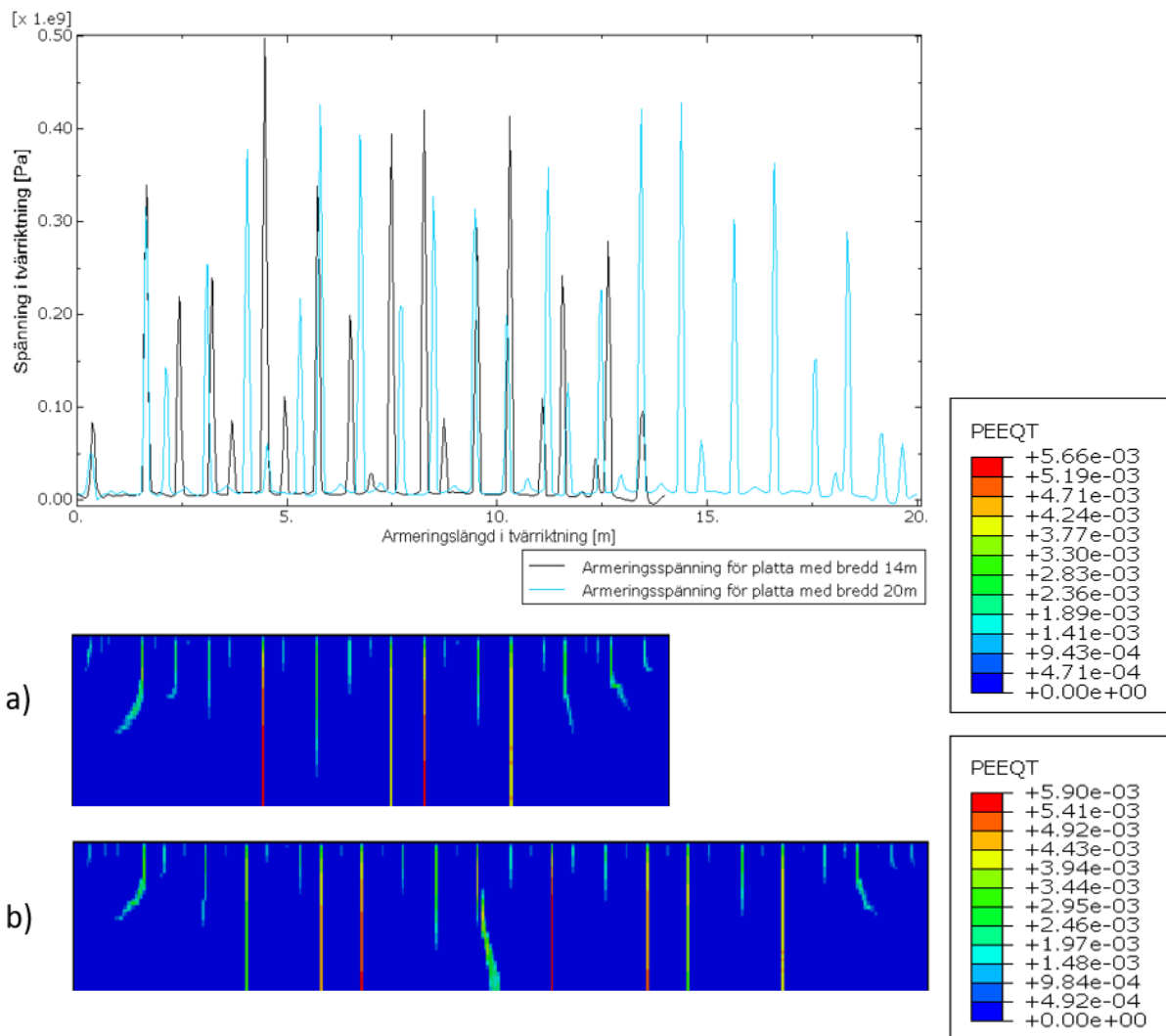
I Figur 6.7 kan det ses att både spänningen och den motsvarande plastiska töjningen ökar markant med ökning av bredd. Eftersom infästningen är i breddriktningen så är det förväntat att spänningarna och de motsvarande plastiska töjningarna ökar betydligt med en uppskattningsvis 3.5 gånger ökning av bredd.

Figur 6.8 visar ett annat beteende där maximala spänningen är mindre för bredd 20 m i jämförelse med bredd 14 m medan den motsvarande plastiska töjningen är något större. Dock bör det noteras att spänningsamplituderna och de motsvarande maximala plastiska töjningarna infaller oftare för bredden 20 m i jämförelse med bredden 14 m. Det kan förklaras med att med större bredd kan spänningen fördelas över en större yta vilket ger finare fördelning av plastiska töjningar.

Generellt visar trenden att armeringsspänning ökar upp till en övre gräns, där en ökad bredd inte längre verkar resultera i en ökning av armeringsspänning.



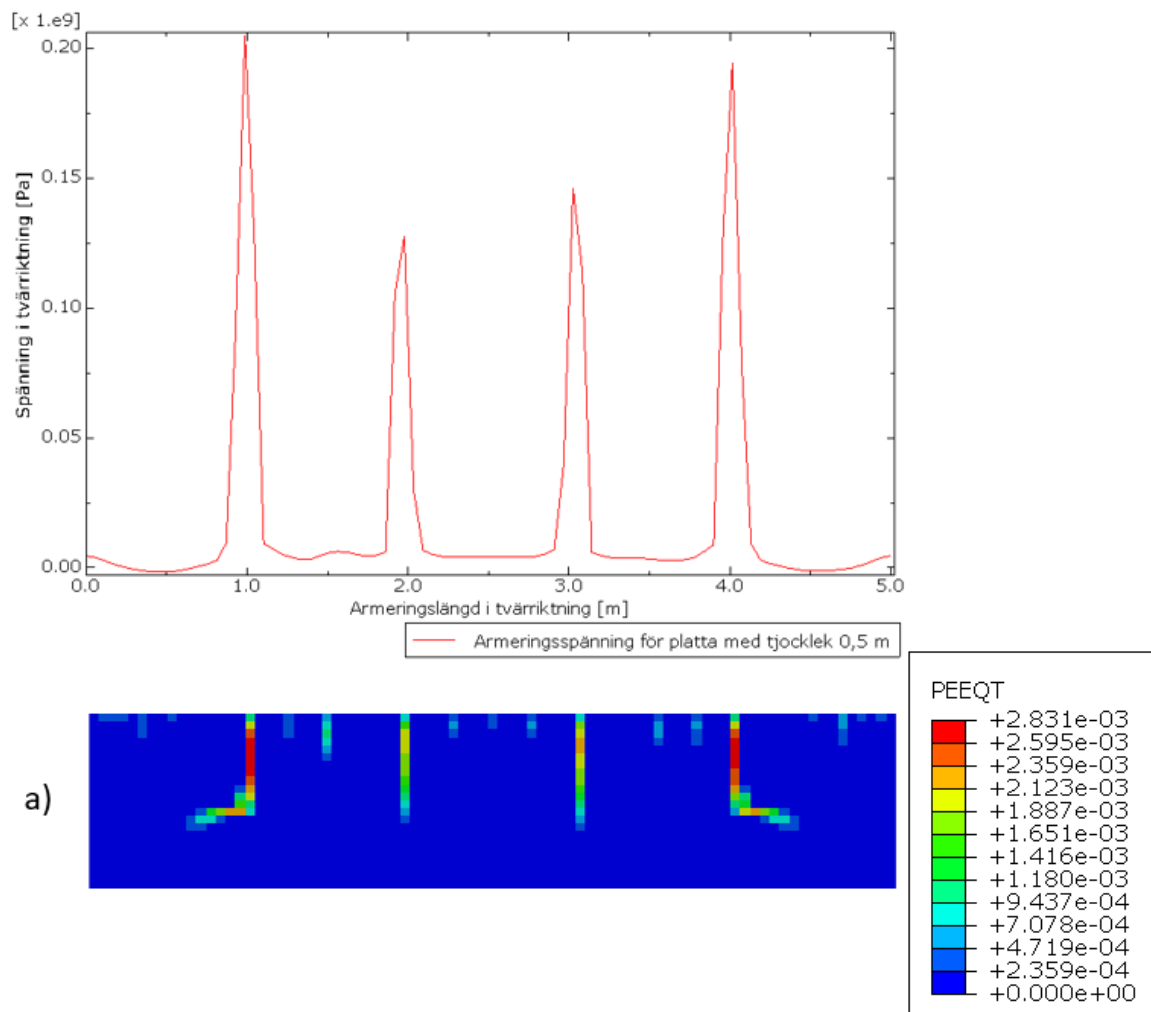
Figur 6.7: Armeringsspänning och plastisk töjning för varierande bredder.



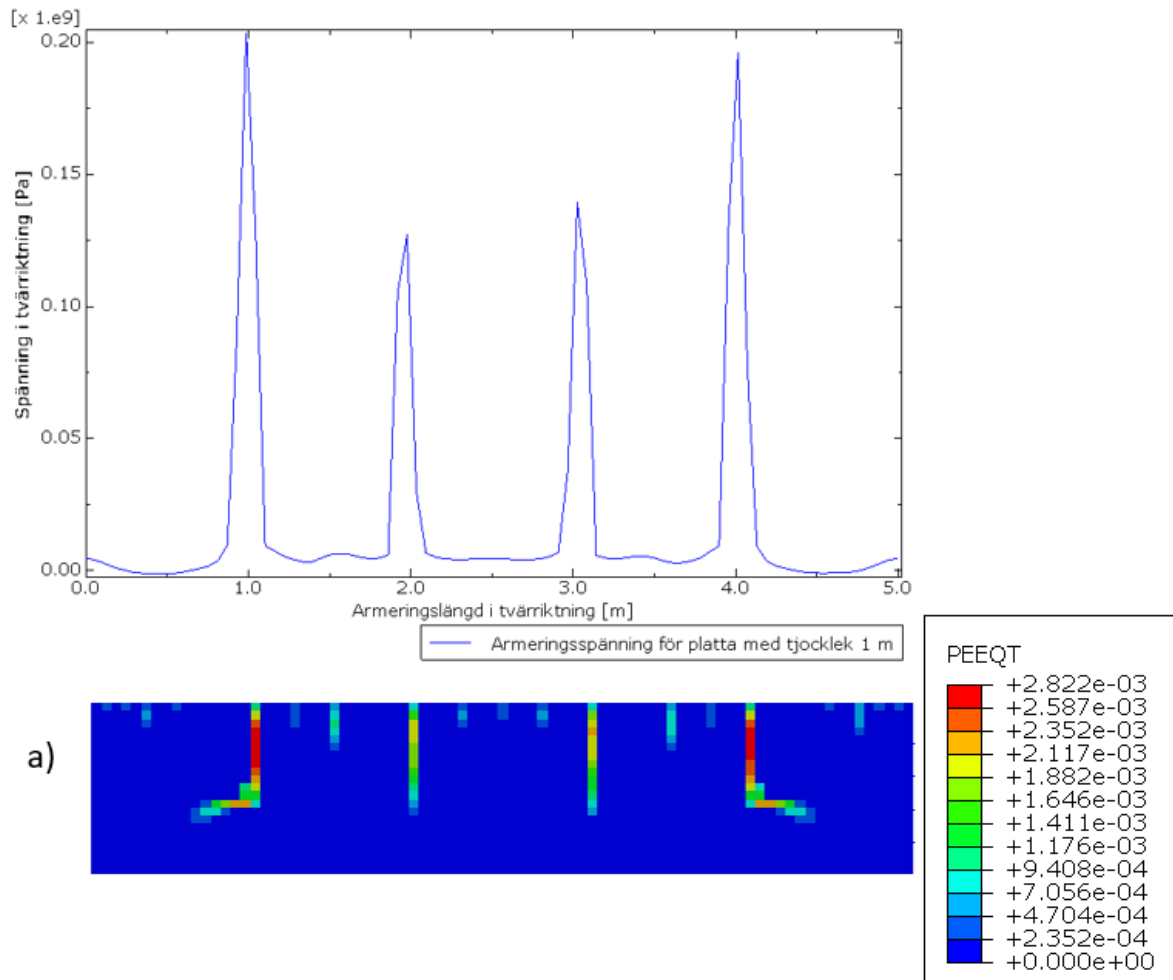
Figur 6.8: Armeringsspänning och plastisk töjning för varierande bredder.

6.3.3 Inverkan av tjocklek

I Figur 6.9 och Figur 6.10 presenteras plattor med tjocklekar 0.5 meter och 1 meter. Resultatet visar att spänningsamplituderna är identiska medan de motsvarande plastiska töjningarna är nästintill identiska i storlek och fördelning längs infästningen. Detta beror på att dimensioneringen av minimiarmeringen enligt normer och föreskrifter kräver att armeringsmängden ökar proportionellt med ökning av tjockleken, se Kapitel 3. Det är förväntat eftersom minimiarmeringen syfte i detta fall är att fördela spänningarna och plastiska töjningarna för att undvika grova sprickbildningar i plattan.



Figur 6.9: Armeringsspänning och plastisk töjning för plattjocklek 0.5 m.



Figur 6.10: Armeringsspänning och plastisk töjning för plattjocklek 1 m.

6.3.4 Inverkan av vidhäftning

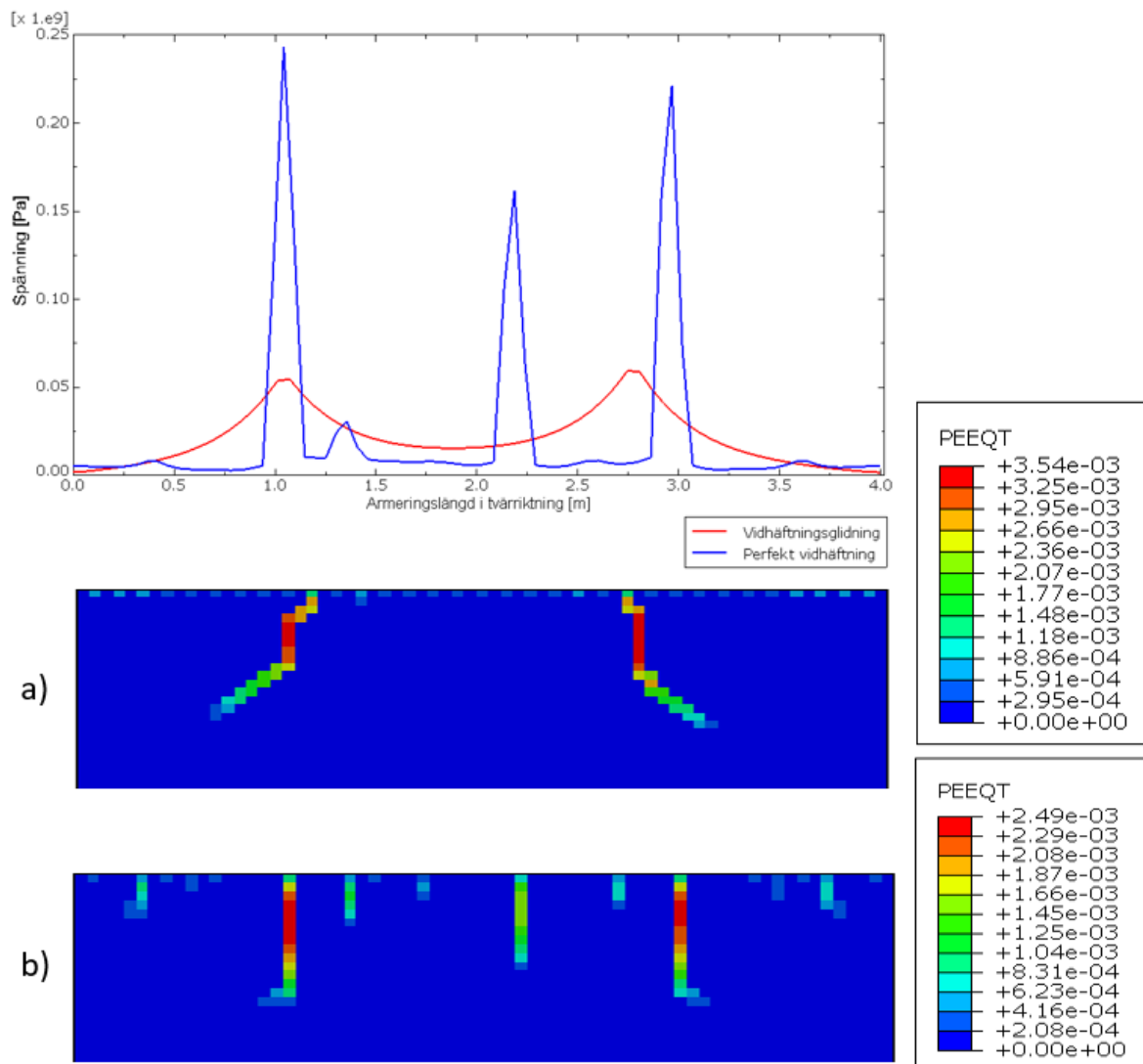
För att undersöka inverkan av vidhäftning mellan armering och betong har två plattor med spännvidd 5 m, bredd 4 m och tjocklek 0.75 m modellerats enligt följande:

- Platta med perfekt vidhäftning, där relativ rörelse mellan betong och armering inte är tillåten, vilket innebär att kraftöverföringen är fullständig.
- Platta med vidhäftningsglidning, där det finns en relativ rörelse mellan armering och betong, vilket innebär att kraftöverföringen inte är fullständig.

Resultaten från modelleringen presenteras i Figur 6.11 och visar att maximala armeringsspänningen och motsvarande plastiska töjningar skiljer sig markant. För platta med perfekt vidhäftning blir den största armeringsspänningen ungefär 240 MPa med en motsvarande plastisk töjning på 0.00249. Maximala spänningen och motsvarande plastiska töjningen för platta med vidhäftningsglidning blir 50 MPa med motsvarande plastisk töjning

på 0.00354. Även om den maximala plastiska töjningen är större med vidhäftningsglidning än för platta med perfekt vidhållfasthet så uppstår fler sprickor för platta med perfekt vidhållfasthet.

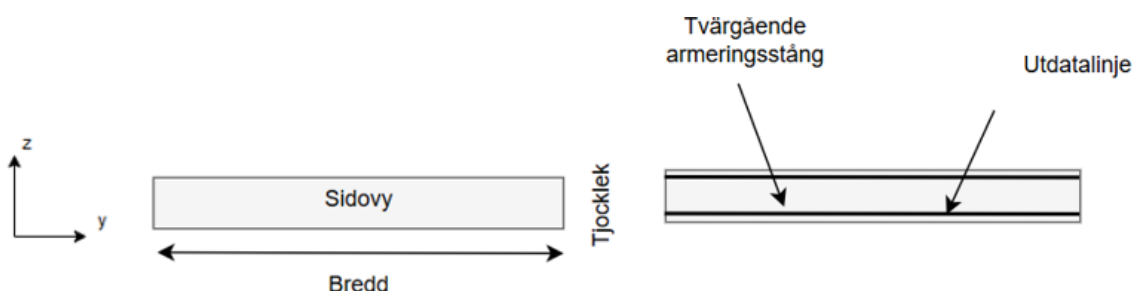
Resultatet från platta med perfekt vidhäftning är idealiserat och motsvarar inte verkligheten eftersom kraftöverföringen i en sådan modell sker direkt utan behov av en överföringssträcka. Det medför också till större fördelning av lokala plastiska töjningar, vilket leder till att många sprickor bildas. I själva verket behövs minst en överföringssträcka för att armeringen ska bygga upp spänningen och överföra det till ospruckna betongzoner, vilket gör att sprickbildning inte är möjligt inom ett visst avstånd efter att första sprickan uppstått, se Kapitel 2. Av den anledningen beskriver beteendet med vidhäftningsglidning betongens och armeringens samverkan på ett mer realistiskt sätt.



Figur 6.11: Armeringsspänning och plastisk töjning för platta med tjocklek med 0.75 m modellerad med perfekt vidhäftning och vidhäftningsglidning.

6.4 Balksektion

I detta kapitel har lasteffekterna vid plattans och rambenens anslutning undersökts. Plattan har en konstant bredd på 5 m medan dess tjocklek har varierats. Även inverkan av armeringsarea, vidhäftning och temperaturgradient har undersökts. Samtliga figurer visar spänningsöverföringen längs en armeringsstång i tvärriktning enligt utdatalinjen i Figur 6.12 och den korresponderande ekvivalenta plastiska töjningen (PEEQT) i broplattan.



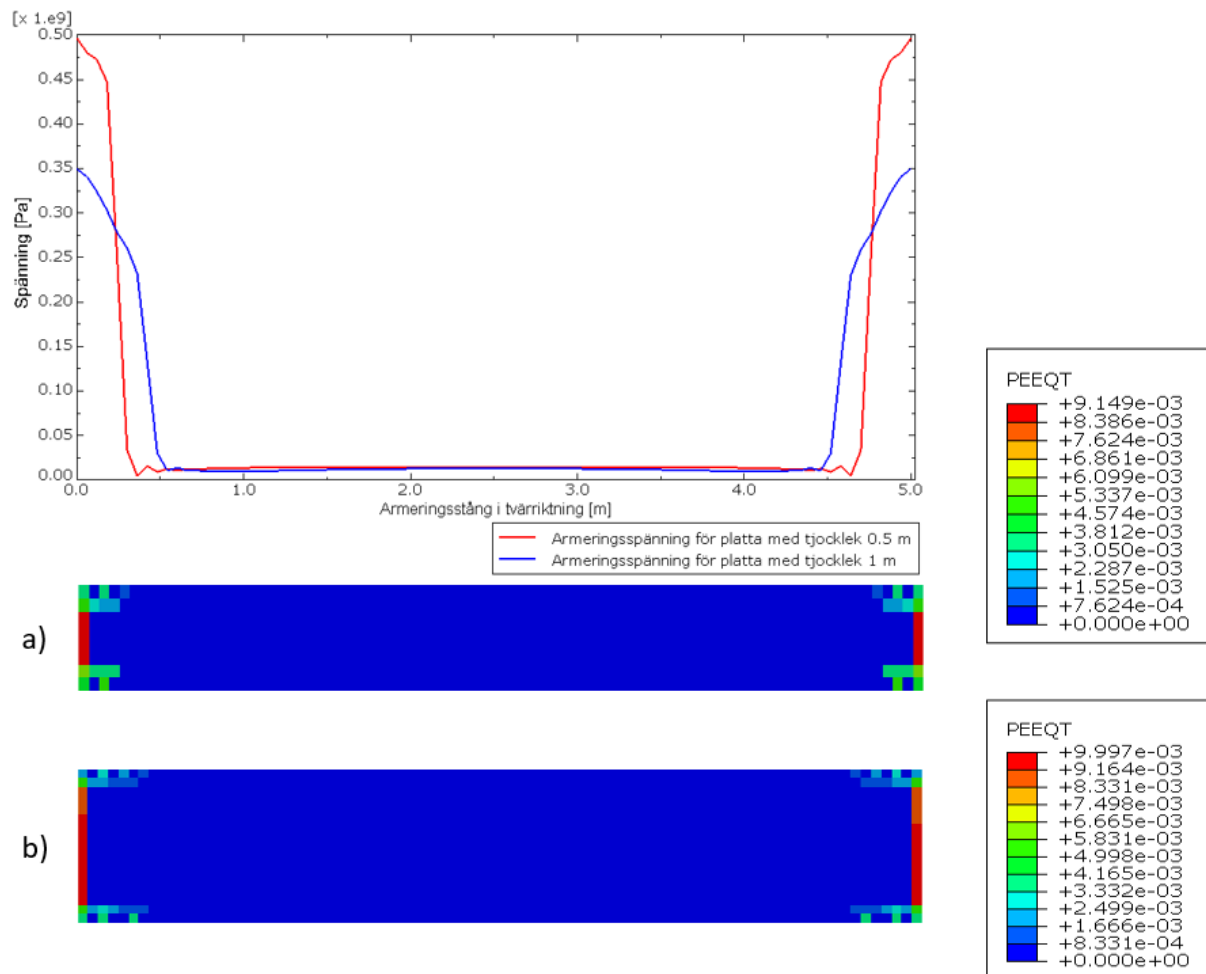
Figur 6.12: Tvärgående armeringsstång och utdatalinje för balksektion.

6.4.1 Inverkan av tjocklek

I Figur 6.13 presenteras plattor med tjocklekarna 0.5 m och 1 m med motsvarande minimiarmering på $1328 \text{ mm}^2/\text{m}$ respektive $2656 \text{ mm}^2/\text{m}$. Temperaturen för både plattorna på överytan och underytan är -22°C respektive -30°C föreställande samtidig uniform temperatursänkning och positiv temperaturgradient.

Som kan ses i Figur 6.13 tas i princip all spänning upp av området vid ändarna där horisontell och vertikal translation är förhindrad, vilket i sin tur leder till sprickbildning. Beteendet för både plattjocklek är liknande förutom att plattan med 1 m i tjocklek tar upp mer spänning vid änden vilket i sin tur leder till större sprickor.

Det har också visat sig från analyserna att temperaturgradienten på 7.875°C har försumbar inverkan på plattan i jämförelse med den uniforma temperatursänkningen på -26°C . Detta har dock inte presenterats i detta avsnitt.



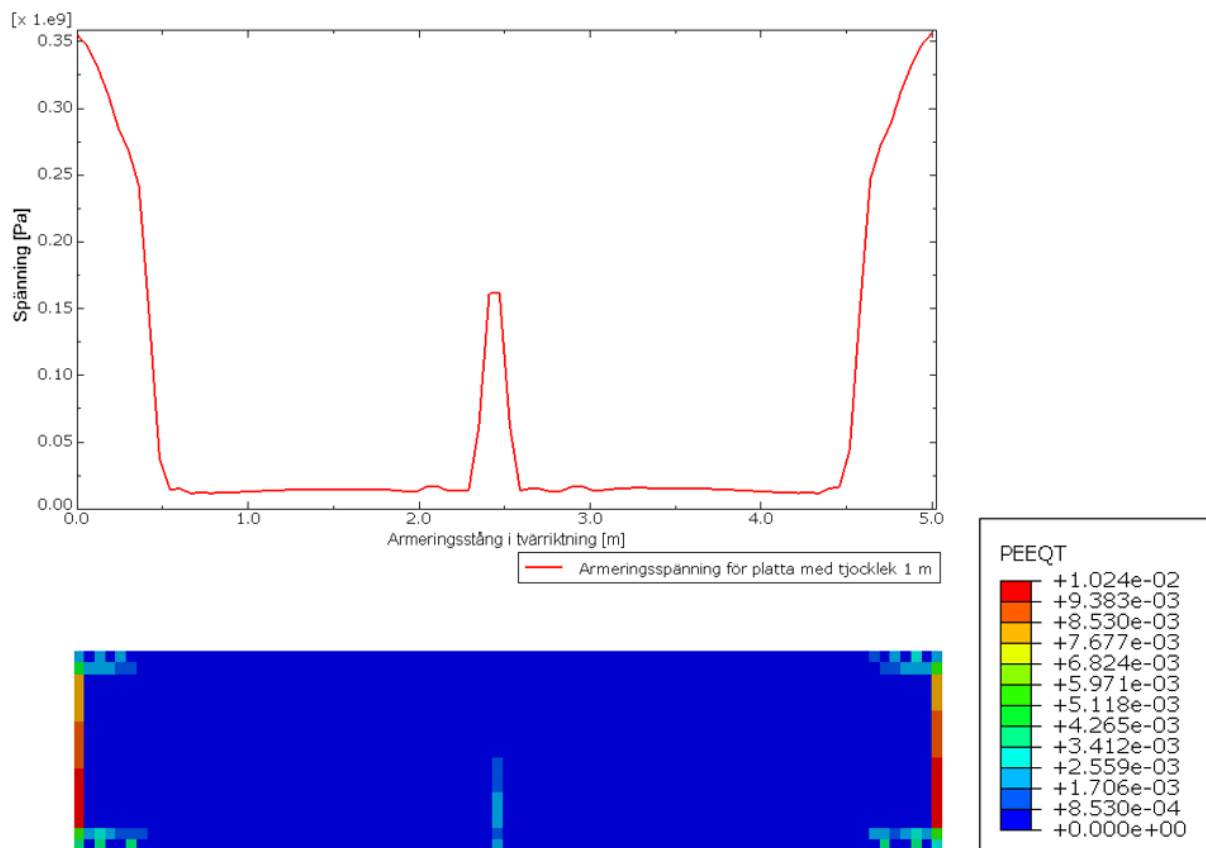
Figur 6.13: Armeringsspänning och plastisk töjning i betong för plattjocklek 0.5 m och 1 m.

6.4.2 Inverkan av temperaturgradient

För att framkalla en mer utpräglad sprickbildning ökades temperaturgradienten till 18°C .

Temperaturen för överytan och underytan blir då är -17°C respektive -35°C med linjär temperaturskillnad genom tjockleken. Plattan har dimensionerats med minimiarmeringen på 2656 mm^2 .

Resultatet från analysen presenteras i Figur 6.14, där det kan ses att ökning av temperaturgradient kan leda till sprickbildning även sker i mittsektionen av plattan. Det kan konstateras att högre temperaturgradienter har en viss effekt på plattan, men att den initialt beräknade temperaturgradienten enligt normer och föreskrifter i kapitel 3 inte har betydande effekter i jämförelse med uniform temperatursänkning.

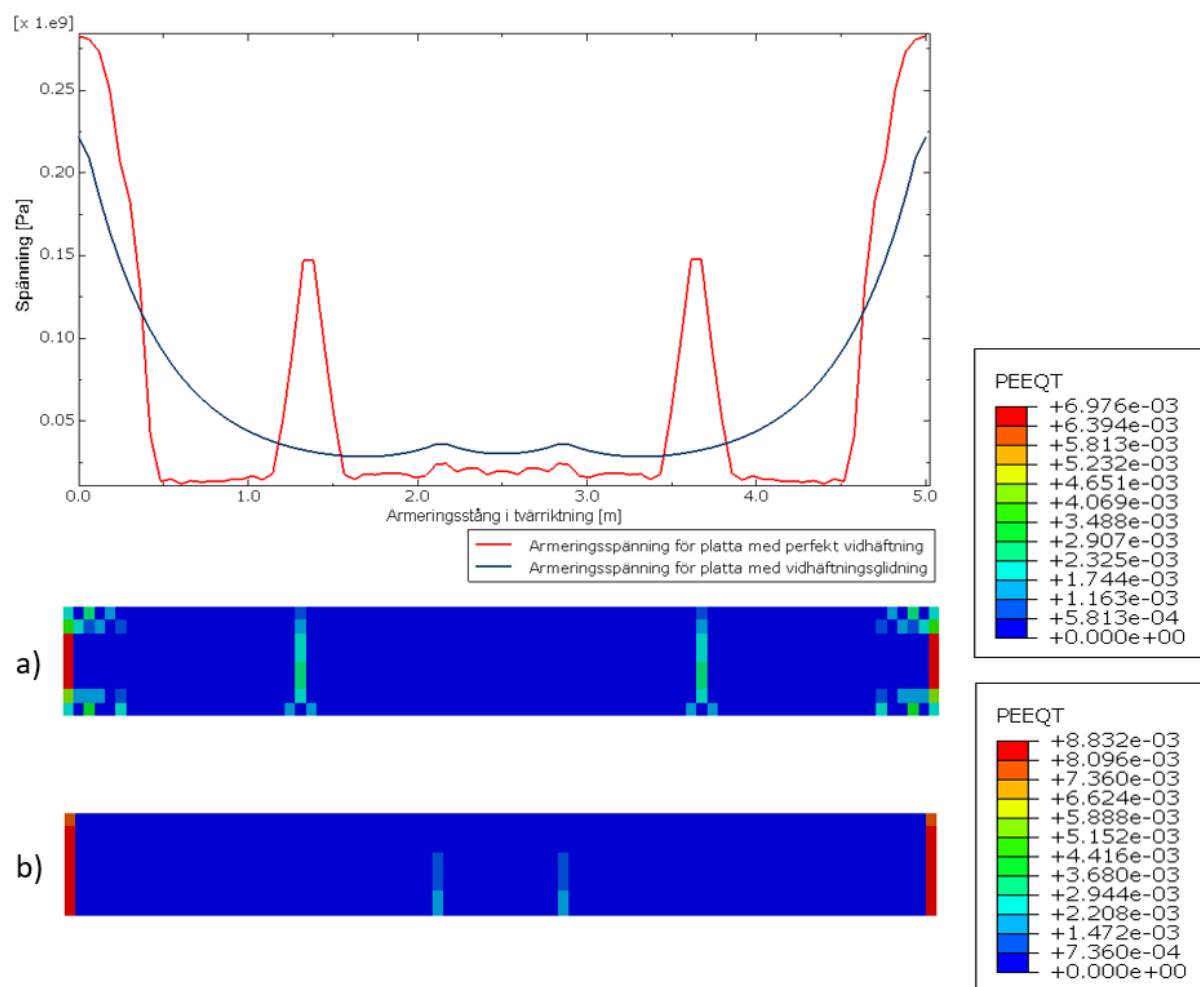


Figur 6.14: Armeringsspänning och plastisk töjning för plattjocklek 1 m.

6.4.3 Inverkan av vidhäftning och armeringsmängd

I Figur 6.15 presenteras en platta med tjocklek 0.5 m belastad med samtidig uniform temperatursänkning och temperaturgradient på 13°C med perfekt vidhäftning respektive vidhäftningsglidning. Armeringsarean har ökat till 3 gånger minimiarmeringen dvs 3984 mm².

För platta med fullständig vidhäftning mellan armering och betong uppstår flera områden med lokal sprickbildning än för platta med vidhäftningsglidning. Vid ökad armeringsarea blir fördelning av sprickorna större medan sprickbredderna minskar, jämför med Figur 6.13.



Figur 6.15: Armeringsspänning och plastisk töjning för plattjocklek 0.5 m med perfekt vidhäftning och vidhäftningsglidning.

7 Slutsats och förslag på framtida studier

Från analysen i Abaqus visades att samtidig uniform temperatursänkning och positiv temperaturgradient resulterande i de största lasteffekterna.

I den linjärelastiska parameterstudien visades att inverkan av egentygnd och vilojordtryck hade marginell inverkan på plattan i tvärriktningen vid anslutningen mot ramben i jämförelse med inverkan från temperaturlaster. Den största påverkan på plattan uppstod från uniform temperatursänkning som resulterade i stora tvärgående dragkrafter vid infästningen av plattan. Temperaturgradienten hade störst inverkan på tvärgående böjmoment. Dock indikerar beräkningen av armeringsspänningen att den i jämförelse med den uniforma temperatursänkningen hade försumbar inverkan. Således kommer behovet av armering i plattan i huvudsak av normalkraft orsakad av uniform temperatursänkning.

De geometriska parameterstudierna för den linjärelastiska analysen indikerade att variation i spännvidd och bredd inte har signifikant inverkan på snittkrafternas storlek. Det är snarare plattans tjocklek som dikterar hur stor de resulterande snittkrafterna blir eftersom tjockleken har störst påverkan på plattans styvhet.

Armeringsspänning beräknad utifrån den resulterande lasteffekten låg runt 450 MPa för samtliga plattjocklekar med minimiarmering enligt normer och föreskrifter. Det är nära stålets flytspänningen på 500 MPa, där främst den uniforma temperatursänkningen var bidragande. På grund av de höga armeringsspänningarna uppfylldes inte sprickbreddskravet på 0.15 mm. För att uppfylla sprickbreddskravet på 0.15 mm har det för de olika plattjocklekarna krävts en armeringsarea 3–3.5 gånger större än minimiarmeringen. Dessutom bör det noteras att dessa armeringsmängder baseras på snittkrafterna vid infästningen, dvs området där dessa är som störst. Lika stora tvärgående armeringsmängder behövs inte i närheten av mittsektion av plattan där snittkrafterna är betydligt lägre.

Det bör också noteras att armeringens totala mängd ökar proportionellt med ökning av plattjocklek för att spänningarna i armeringen inte ska uppnå flytspänning, och för att flera sprickor ska fördelas med begränsat sprickavstånd snarare än propagera som en grov spricka.

I den icke-linjära parameterstudien är det svårt att avgöra vad som har störst påverkan, eftersom många parametrar inverkar vid betongens uppsprickning och kraftöverföringen mellan betongen och armeringen. Dessa parametrar kan vara geometriska variationer, vidhäftningsegenskaper samt upplags- och lastförhållanden.

Det som dock kan konstateras utifrån analyserna är att sprickorna i broplattan sammanfaller med områden där armeringsspänningarna är störst, vilket är rimligt eftersom betongen förlorar sin dragkapacitet i de plastiska zonerna och armeringen tar upp dragkrafterna.

Även betongen och armeringens interaktion utgör en viktig aspekt. Denna interaktion antas med Abaqus inbyggda funktion att vara fullständig vilket innebär att kraftöverföringen mellan betong och armering sker utan vidhäftningsglidning.

I verkliga armerade betongkonstruktioner uppstår en relativ rörelse mellan betong och armering, vilket leder till ofullständig samverkan mellan betong och armering. Efter att första sprickan uppstått i plattan erfordras det ett minsta avstånd för armeringen att bygga upp en kraft lika med draghållfastheten av betongen för att fler sprickor ska bildas, se Figur 6.11 och 6.15.

Det finns både fördelar och nackdelar med vidhäftningsglidning mellan betong och armering. För stor vidhäftningsglidning kan leda till att kraftöverföring mellan armering och betong blir ofullständig. Det kan öka risken för höga lokala spänningskoncentrationer i den armerade betongkonstruktionen vilket i sin tur kan leda till sprickor som kan propagera. Måttlig vidhäftningsglidning kan dock vara gynnsam i det avseendet att det kan leda till en spänningsutjämning där den måttliga rörelsen kan motverka höga lokala spänningskoncentrationer.

Det visar sig även att den uniforma temperatursänkningen har störst inverkan på armeringsspänningen och uppsprickning i broplattan i jämförelse med den positiva gradienten. Eftersom den positiva temperaturgradienten är relativt liten i jämförelse med den uniforma temperaturen har temperaturgradienten ökat för att framkalla beteendet i broplattan orsakad av temperaturgradient. Det visade sig då att större temperaturgradienter kan ha en viss påverkan på ökade armeringsspänningar och sprickbildning broplattan.

Armeringsarean har visat sig ha stor påverkan på armeringsspänningarna och på plattans sprickbildning. I plattsektionen användes endast minimiarmering vilket resulterade i största sprickbredder vid ökning av bredden, se Figur 6.7 och Figur 6.8. Variation av plattans spännvidd och tjocklek hade relativt liten inverkan på armeringsspänning och sprickbildning.

I balksektionen modellerades plattan med tjocklek på 0.5 m med minimiarmering respektive 3 gånger minimiarmeringen. Det visade då att både armeringsspänningen och sprickbredden i broplattan minskade, jämför Figur 6.13 och Figur 6.15.

Sammanfattningsvis indikerar resultatet från den icke-linjära analysen att armeringsarean kan reduceras vid beaktande av betongens uppsprickning, i jämförelse med den linjärelastiska analysen där betongens antas vara osprucken. Om betongens uppsprickning beaktas kan det leda till att mindre armeringsmängder krävs för att uppfylla sprickbreddskravet på 0.15 mm.

Framtida studier

För framtida studier finns det flera förslag som kan bygga på detta arbete. I detta arbete har raka plattrambroar antagits vilket inte alltid är fallet i verkligheten. En snedställd plattrambro där de vridande momenten har större inverkan på konstruktion hade varit en intressant uppföljning på detta arbete.

Vidhäftningen ligger någonstans mellan perfekt vidhäftning och vidhäftning med fjädrar som har modellerats i arbetet. En påbyggnad på detta arbete kan vara att utforma en mer realistisk implementering av vidhäftning mellan armering och betong.

I den icke-linjära analysen modellerades brokonstruktionen med förenklade 2D-modeller, vilket påverkar resultatet i denna rapport. En 3D-modell ger en mer realistisk beskrivning av brokonstruktionen än 2D-modeller, vilket kan leda till mer tillförlitliga resultat.

Slutligen bör temperatureffekter på rambenen och bottenplattan tas i beaktande för att fullt ut kunna analysera effekten på hela brokonstruktionen. Det ger en mer komplett bild av vad som händer i bron.

Referenser

- Andersson, J. & Andersson, L. (2010). *Tvångskrafter i betongbroar – Analys och implementering av metod för reducering av tvångskrafter*. Lund: Lunds Universitet.
- Antona, B & Johansson, R. (2011). *Crack control of concrete structures subjected to restraint forces*. Göteborg: Chalmers tekniska högskolan.
- Boverket. (2019). *Boverkets konstruktionsregler – EKS 11: föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*. BFS 2019:1. Karlskrona: Boverket.
- Dassault Systèmes Simulia Corp (2023). *Abaqus/CAE User's Guide*. Providence, USA
- Engström, B. (2008). *Restraint cracking of reinforced concrete structures*. Göteborg: Division of Structural Engineering, Chalmers tekniska högskolan.
- European committee for standardization (2003). *Eurocode 1: Action on structures – Part 1-5: General actions - Thermal actions*. Stockholm: Svenska institutet för standarder.
- European committee for standardization (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Stockholm: Svenska institutet för standarder.
- 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: Svenska institutet för standarder.
- European committee for standardization (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Concrete bridges - design and detailing rules*. Stockholm: Svenska institutet för standarder.
- Fédération Internationale du Béton (2010). *Fib Model Code*. Vol.1. International Federation for Structural Concrete.
- Gottsäter, E. (2019). *Restraint Effects in Concrete Bridges: A Study of Cracking due to Thermal Actions and Shrinkage in Portal Frame Bridges*. Lund: Lunds Universitet.
- Gottsäter, E. Ivanov, O. & Plos, M. (2020). *Restraint effect in design of portal frame bridges: Practical design methodologies and background information*. Lund: Lunds Universitet.

- Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M. S. B., & Karimzade, K. (2017). *Simplified damage plasticity model for concrete. Structural engineering international*, 27(1), 68-7. Malaysia: Putra Malaysia University
- Kempengren, K. (2023). *Design and verification of discontinuity regions in reinforced concrete structures with the strut and tie method: Stress redistribution due to cracking and plastic deformation*. Lund: Lunds Universitet.
- Malm, R. (2006). *Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses*. Stockholm: Kungliga tekniska högskolan (KTH).
- Ottosen, N. & Petersson, H. (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Lund: Lunds Universitet
- Solat Yavari, M. (2017). *Slab Frame Bridges: Structural Optimization Considering Investment Cost and Environmental Impacts*. Stockholm: Kungliga tekniska högskolan (KTH).
- Tengvall, J & Turell, C. (2024). *Utformning och dimensionering av plattrambroar- En analys av byggnormers inverkan på materialanvändning*. Lund: Lunds Universitet.
- Trafikverket. (2021). *Bro och broliknande konstruktion, Byggande. Krav TRVINFRA-00227*. version 2.0. Borlänge: Trafikverket.
- Trafikverket. (2011). *TRVR Bro 11: Trafikverkets tekniska råd Bro*. TRV publikation 2011:086. Borlänge: Trafikverket.
- Transportstyrelsen. (2018). *Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder. (TSFS 2018:57)*. Norrköping: Transportstyrelsen

Bilagor

Bilaga A: Beräkningar av temperaturlastfall

Beräkningen av temperaturlaster för broplattan har baserats på normer och föreskrifter för temperaturlaster presenterade i avsnitt 3.2.

Tabell A.1: Parametrar för beräkning av temperaturlastfall

Koefficienter	Värden
Beläggningstjocklek	100 mm
k_{sur} överyta varmare	0.7
k_{sur} underyta varmare	1
ω_N	0.35
ω_N	0.75
T_0	10 °C

Beräkningarna av temperaturlastfallen baseras på Malmö kommun där maximala och minimala lufttemperaturer är följande:

$$T_{max} = 34 \text{ °C} \qquad T_{min} = -24 \text{ °C}$$

Maximal och minimal lufttemperatur i Malmö kommun har använts för att bestämma maximal och minimal uniform temperaturkomponent enligt nedan:

$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 34 + 2 = 36 \text{ °C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -24 + 8 = -16 \text{ °C}$$

Med maximal och minimal uniform temperaturkomponent bestämd kan den uniforma temperaturökning respektive temperatursänkning bestämmas enligt följande:

$$\Delta T_{N,exp} = 36 - 10 = 26 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,con} = 10 - (-16) = 26 \text{ °C}$$

Från värden i Tabell A.1 kan den positiva och negativa temperaturgradienten bestämmas.

$$\Delta T_{M,heat} = k_{sur} \Delta T_{N,heat} = 0.7 \cdot 15 = 10.5 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = k_{sur} \Delta T_{M,cool} = 1 \cdot 8 = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

De olika temperaturlasterna från uniform temperaturförändring och temperaturgradient resulterar i 8 olika lastfall enligt följande:

Lastfall 1: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp} = 10.5 + 0.35 \cdot 26 = (10.5 + 9.1)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 2: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con} = 10.5 + 0.35 \cdot (-26) = (10.5 - 9.1)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 3: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp} = -8 + 0.35 \cdot 26 = (-8 + 9.1)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 4: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con} = -8 + 0.35 \cdot (-26) = (-8 - 9.1)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 5: $\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 0.75 \cdot 10.5 + 26 = (7.875 + 26)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 6: $\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} = 0.75 \cdot 10.5 + (-26) = (7.875 - 26)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 7: $\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} = 0.75 \cdot (-8) + 26 = (-6 + 26)^{\circ}\text{C}$

Lastfall 8: $\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = 0.75 \cdot (-8) - 26 = (-6 - 26)^{\circ}\text{C}$

Bilaga B: Snittkrafter från linjärelastisk analys

I Tabell B.1 presenteras snittkrafter från egentygnd, jordtryck och samtliga temperaturlastfall enligt beräkningar av temperaturlaster från Bilaga A. I tabell B.2, B.3 och B.4 presenteras den mest ogynnsamma lastkombinationer för plattjocklek 0.5 m, 0.75 respektive 1 m.

Från Tabell B.2, B.3 och B.4 beräknas den dimensionerande kvasi-permanenta lastkombinationen i bruksgränstillståndet enligt avsnitt 3.1.

För plattjocklek 0.5 m

Tabell B.1: Snittkrafter för plattjocklek 0.5 m för samtliga lastfall.

Lastfall	Myy [kNm/m]	Mxy [kNm/m]	Nyy [kN/m]	Nxy [kN/m]
Jordtryck	-4,656	0,293	14,910	-0,902
Egentygnd	-33,790	-0,022	10,380	-0,147
Positiv temperaturgradient med 10,5 °C	92,200	0,003	10,570	-0,004
Uniform temperaturökning med 9,1 °C	-1,789	-0,087	-784,700	-0,006
Uniform temperatursänkning med 9,1 °C	1,789	0,087	784,700	0,006
Negativ temperaturgradient 8 °C	-70,250	-0,002	-8,053	0,003
Positiv temperaturgradient 7,875 °C	69,150	0,002	7,927	-0,003
Negativ temperaturgradient 6 °C	-52,690	-0,002	-6,040	0,002
Uniform temperaturökning 26 °C	-5,111	-0,002	-2242,000	0,674
Uniform temperatursänkning 26 °C	5,111	0,002	2242,000	0,016

Tabell B.2: Snittkrafter för dimensionerande temperaturlastfall för plattjocklek 0.5 m.

Dimensionerande lastfall	Myy [kNm/m]	Mxy [kNm/m]	Nyy [kN/m]	Nxy [kN/m]
Jordtryck	-4,656	0,293	14,910	-0,902
Egentygnd	-33,790	-0,022	10,380	-0,147
Positiv temperaturgradient 7,875 °C	69,150	0,002	7,927	-0,003
Uniform temperatursänkning med 26 °C	5,111	0,002	2242,000	0,016

Lastkombination i bruksgränstillstånd

$$N_{Ed,yy} = 1 \cdot (14.91 + 10.38) + 0.5 \cdot (7.927 + 2242) = 1150.26 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,xy} = 1 \cdot ((-0.902) + (-0.147)) + 0.5 \cdot ((-0.003) + 0.016) = -1.04 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 1150.26 + |-1.04| = 1151.30 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,yy} = 1 \cdot ((-4.656) + (-33.79)) + 0.5 \cdot (69.15 + 5.111) = -1.32 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,xy} = 1 \cdot (0.293 + (-0.022)) + 0.5 \cdot (0.002 + 0.002) = 0.27 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = -1.32 + 0.27 = -1.05 \text{ kNm/m}$$

För plattjocklek 0.75 m

Tabell B.3: Snittkrafter för dimensionerande lastfall för plattjocklek 0.75 m.

Dimensionerande lastfall	Myy [kNm/m]	Mxy [kNm/m]	Nyy [kN/m]	Nxy [kN/m]
Jordtryck	-4,219	0,057	15,470	-0,874
Egentyngd	-51,060	-0,030	12,530	-0,140
Positiv temperaturgradient 7,875 °C	155,500	0,006	17,830	-0,004
Uniform temperatursänkning med 26 °C	16,660	-0,015	3361,000	0,025

Lastkombination i bruksgränstillstånd

$$N_{Ed,yy} = 1 \cdot (15.47 + 12.53) + 0.5 \cdot (17.83 + 3361) = 1717.42 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,xy} = 1 \cdot ((-0.874) + (-0.14)) + 0.5 \cdot ((-0.004) + 0.025) = -1 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 1717.42 + |-1| = 1718.42 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,yy} = 1 \cdot ((-4.219) + (-51.06)) + 0.5 \cdot (155.50 + 16.66) = 30.80 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,xy} = 1 \cdot (0.057 + (-0.03)) + 0.5 \cdot (0.006 + (-0.015)) = 0.02 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 30.80 + 0.02 = 30.82 \text{ kNm/m}$$

För plattjocklek 1 m

Tabell B.4: Snittkrafter för dimensionerande lastfall för plattjocklek 1 m.

Lastfall	Myy [kNm]	Mxy [kNm]	Nyy [kN]	Nxy [kN]
Jordtryck	-3,790	0,062	15,910	-0,851
Egentyngd	-68,310	-0,027	14,730	-0,143
Positiv temperaturgradient 7,875 °C	276,000	0,009	31,640	-0,005
Uniform temperatursänkning med 26 °C	38,850	-0,040	4479,000	0,030

Lastkombination i bruksgränstillstånd

$$N_{Ed,yy} = 1 \cdot (15.91 + 14.73) + 0.5 \cdot (31.64 + 4479) = 2285.96 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,xy} = 1 \cdot ((-0.851) + (-0.143)) + 0.5 \cdot ((-0.005) + 0.030) = -1.25 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 2285.96 + |-1.25| = 2287.21 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,yy} = 1 \cdot ((-3.79) + (-68.31)) + 0.5 \cdot (276 + 38.85) = 85.33 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,xy} = 1 \cdot (0.062 + (-0.027)) + 0.5 \cdot (0.009 + (-0.04)) = 0.02 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 85.33 + 0.02 = 85.32 \text{ kNm/m}$$

Bilaga C: Beräkning av minimiarmering

För beräkningar av minimiarmering krävs den dimensionerande lastkombinationen som beräknats i Bilaga B vilket presenteras i Tabell C1. Minimiarmeringen har beräknats för plattjocklekar 0.5 m, 0.75 m och 1 m. För fullständig beskrivning av armeringsberäkningarna hänvisas till teoriavsnittet 3.3. Betong C35/45 och armering B500B har valts i beräkningarna.

Tabell C.1: Dimensionerande laster i bruksgränstillstånd

Dimensionerande lasteffekter	0.5 m	0,75 m	1 m
N_{Ed}	1151.30 kN/m	1718.42 kN/m	2287.21 kN/m
M_{Ed}	-1.05 kNm/m	30.82 kNm/m	85.32 kNm/m

Värden i Tabell C.2 är gällande för samtliga plattjocklekar.

Tabell C.2: Allmänna parametrar för samtliga plattjocklekar

Parametrar	Värden
b	1 m
c	55 mm
$\sigma_s = f_{yk}$	500 MPa
f_{ctm}	3.2 MPa
$k = k_h$	0.5
$\emptyset$	20 mm
k_1	2/3

C.1 Minimiarmering för plattjocklek 0.5 m

Med plattjocklek 0.5 m, täcksikt 0.55 m och ståldiameter 20 mm fås ett effektivt djup $d=435$ mm. Med 1 m bredd blir och att hela tvärsnittet är i drag $A_c = A_{ct} = 0.5 \text{ m}^2$.

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

$$\sigma_c = \frac{1138.13 \cdot 10^3}{0.5} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (-2.28)}{2 \cdot 3.2} \right] = 0.83$$

$$A_{s,min} = \frac{0.83 \cdot 0.5 \cdot 3.2 \cdot 0.5}{500} = 1328 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimiarmering enligt EN1992 -1-1 (2005), kap 9.2.1.1

$$A_{s,min,long} = 0.26 \frac{3.2}{500} \cdot 1 \cdot 0.435 = 724 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min,tvär} = 0.2 \cdot 724 \text{ mm}^2 = 145 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Beräkning enligt SS- EN – 1992 -1-1:2023 kapitel 9.2

$$A_{s,min} \begin{cases} \geq \frac{0.3 \cdot 1138.13 \cdot 10^3 + 0.2 \cdot 0.5 \cdot 3.2 \cdot 10^6 \cdot 0.5}{500 \cdot 10^6} = 1003 \text{ mm}^2/\text{m} \\ \geq 0 \\ \leq \frac{0.5 \cdot 0.5 \cdot 3.2 \cdot 0.5}{500} = 800 \text{ mm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Minimiarmering enligt TRVINFRA - 00227

Minsta ytarmering ska vara den största av:

- $A_{s,min} = 4 \cdot 10^2 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
- $A_{s,min} = 4 \cdot \frac{3.2}{3} \cdot 10^2 = 427 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
- $A_{s,min} = 0.08 \cdot 10^{-2} \cdot 0.5 = 400 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
- $n = \frac{1}{s} = \frac{1}{0.3} = 4 \text{ stänger} \rightarrow A_{s,min} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resultaten av beräkning av minimiarmeringen presenteras i Tabell C.3.

Tabell C.3: Minimiarmering för plattjocklek 0.5 m.

$A_{s,min}$	Längdriktning	Tvärriktning
EN 1992 -1-1:2005, kap 7.3.2	1328 mm ² /m	1328 mm ² /m
EN1992 -1-1 (2005), kap 9.2.1.1	724 mm ² /m	145 mm ² /m
SS- EN – 1992 -1-1:2023 kapitel 9.2	800 mm ² /m	800 mm ² /m
TRVINFRA-00227	1257 mm ² /m	1257 mm ² /m

C.2 Minimiarmering för plattjocklek 0.75 m

Med plattjocklek 0.75 m, täckskikt 0.55 m och ståldiameter 20 mm fås ett effektivt djup $d=685$ mm. Med 1 m bredd blir och att hela tvärsnittet är i drag $A_c = A_{ct} = 0.75 \text{ m}^2$.

$$\sigma_c = \frac{1703.91 \cdot 10^3}{0.75} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (-2.27)}{2 \cdot 3.2} \right] = 0.83$$

Minimiarmeringen beräknas på samma sätt som för plattjocklek 0.5 m och presenteras i Tabell C.4.

Tabell C.4: Minimiarmering för plattjocklek 0.75 m.

A_{s,min}	Längdriktning	Tvärriktning
EN 1992 -1-1:2005, kap 7.3.2	1992 mm ² /m	1992 mm ² /m
EN1992 -1-1 (2005), kap 9.2.1.1	1140 mm ² /m	228 mm ² /m
SS- EN – 1992 -1-1:2023 kapitel 9.2	1200 mm ² /m	1200 mm ² /m
TRVINFRA-00227	1257 mm ² /m	1257 mm ² /m

C.3 Minimiarmering för plattjocklek 1 m

Med plattjocklek 0.75 m, täckskikt 0.55 m och ståldiameter 20 mm fås ett effektivt djup $d=935$ mm. Med 1 m bredd blir och att hela tvärsnittet är i drag $A_c = A_{ct} = 1 \text{ m}^2$.

$$\sigma_c = \frac{2271.12 \cdot 10^3}{1} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (-2.27)}{2 \cdot 3.2} \right] = 0.83$$

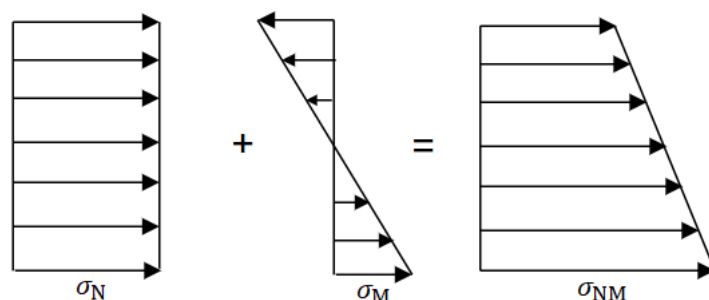
Resultatet från beräkningarna redovisas i Tabell C.5.

Tabell C.5: Minimiarmering för plattjocklek 1 m.

$A_{s,min}$	Längdriktning	Tvärriktning
EN 1992 -1-1:2005, kap 7.3.2	2656 mm ² /m	2656 mm ² /m
EN1992 -1-1 (2005), kap 9.2.1.1	1556 mm ² /m	312 mm ² /m
SS- EN – 1992 -1-1:2023 kapitel 9.2	1600 mm ² /m	1600 mm ² /m
TRVINFRA-00227	1257 mm ² /m	1257 mm ² /m

Bilaga D: Sprickbreddsberäkning i bruksgränstillstånd

Den linjära analysen indikerar att hela broplattans utsätts för stora dragkrafter främst från den uniforma temperatursänkningen medan den positiva temperaturgradienten ger det största böjmoment. Egentyngd och jordtryck har väldigt liten påverkan men har tagit med i beräkningen. En principskiss av spänningar genom tjockleken av plattan illustreras i Figur D.1.



Figur D.1: Principskiss av armeringsspänning orsakad av samtidig normalkraft och böjmoment.

Minimiarmeringen har beräknats för plattjocklekar 0.5 m, 0.75 m respektive 1 m. Genom att använda den dimensionerande lastkombinationen i Tabell C.1 och den korresponderande minimiarmeringen kan spänningen som armeringen tar upp beräknas genom jämviktsekvationer. Då den största minimiarmering fås från beräkningen enligt SS-EN 1992-1-1 (2005), avsnitt 7.3.2, används det i beräkning av sprickbredd för plattjocklekar 0.5 m, 0.75 m och 1 m. Minimiarmeringen redovisas i Tabell D.1.

Tabell D.1: Minimiarmering för sprickbreddsberäkning

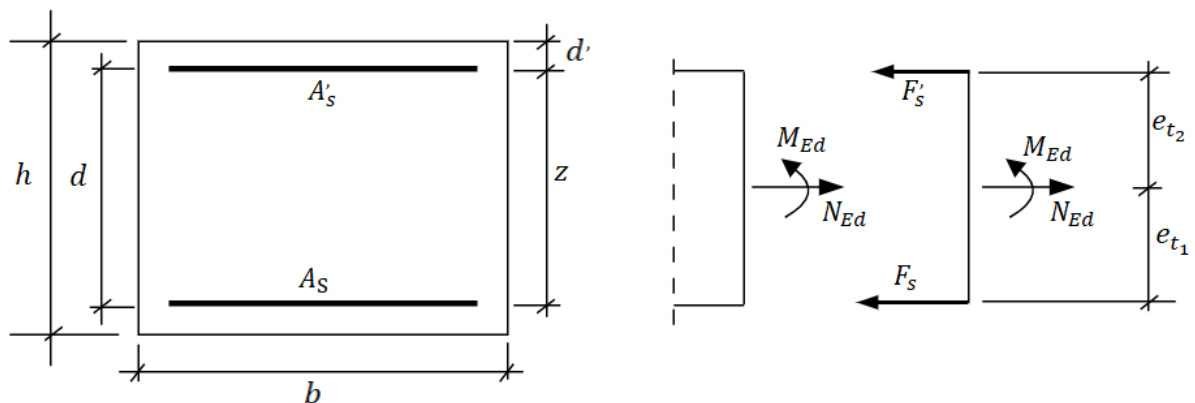
Plattjocklek [m]	Minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1 (2005)
0.5	1328 mm ² /m
0.75	1992 mm ² /m
1	2656 mm ² /m

Tabell D.2: Gemensamma parametrar

Gemensamma parametrar för samtliga plattjocklekar	
b	1 m
d'	65 mm
c	55 mm
$\emptyset$	20 mm
k_1	0.8
k_2	1
k_3	2.55
k_4	0.425
E_s	200 GPa
E_c	34 GPa
a_e	5.88
k_t	0.6

Jämviktsekvationer

Armeringsspänningarna beräknas enligt jämviktsekvationerna nedan samt på värden i Figur D.2. I uttrycket nedan förutsätts hela tvärsnittet vara draget.



Figur D.2: Normalkraft och moment i tvärsnittet.

Kraften i armeringen ges av ekvation 1 och 2.

$$F_s = \sigma_s A_s \quad (1)$$

$$F'_s = \sigma'_s A'_s \quad (2)$$

Armeringsarean i över- och underkant antas vara lika stor vilket ger $A'_s = A_s$

Kraftjämvikt med användning av ekvation 1 och 2 ger ekvation 3:

$$(\rightarrow): N_{Ed} = F_s + F'_s = \sigma_s A_s + \sigma'_s A_s \quad (3)$$

$$\sigma_s + \sigma'_s = \frac{N_{Ed}}{A_s}$$

Moment kring underkantsarmering ger:

$$(\curvearrowright): M_{Ed} - N_{Ed} \cdot e_t + \sigma'_s A_s \cdot z = 0 \leftrightarrow \sigma'_s = \frac{N_{Ed} \cdot e_t - M_{Ed}}{A_s z} \quad (4)$$

Ekvation 4 insatt i ekvation 3 ger underkantsspänningen enligt ekvation 5.

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_s} - \frac{N_{Ed} \cdot e_t - M_{Ed}}{A_s z} \quad (5)$$

Med armeringsspänning i överkant och underkant beräknad med jämviktsekvationer, värden från Tabell D.1, D.2 och D.3, tillsammans med ekvationen för beräkning av sprickbredd enligt avsnitt 3.4 redovisas sprickbredden och motsvarande armeringsarean enligt Tabell D.4, D.5 och D.6. Den gråmarkerade raden beskriver armeringsarean som behöver för att uppfylla sprickbreddskravet på 0.15 mm.

Tabell D.3: Effektivt djup och effektiv höjd för tvärsnittet för samtliga plattjocklekar.

	Effektiv djup d [mm]	Effektiv höjd $h_{c,ef}$ [mm]
Plattjocklek 0.5 m	435	325
Plattjocklek 0.75 m	685	325
Plattjocklek 1 m	935	325

Tabell D.4: Sprickbredd för plattjocklek 0.5 m.

$\rho_{p,eff}$	σ_s [Pa]	σ_s [Pa]	$k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})$ [Pa]	$s_{r,max}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	$0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	w_k [mm]	$A_{s,min}$ [m ² /m]	$A_{s,min}$ [mm ² /m]
8,172E-03	4,36E+08	4,31E+08	2,46E+08	972	9,47E-04	1,31E-03	1,270	1,328E-03	1328
1,231E-02	2,89E+08	2,86E+08	1,67E+08	693	6,10E-04	8,68E-04	0,601	2,000E-03	2000
1,538E-02	2,31E+08	2,29E+08	1,36E+08	582	4,77E-04	6,94E-04	0,404	2,500E-03	2500
1,846E-02	1,93E+08	1,91E+08	1,15E+08	508	3,88E-04	5,78E-04	0,294	3,000E-03	3000
2,154E-02	1,65E+08	1,64E+08	1,00E+08	456	3,24E-04	4,96E-04	0,226	3,500E-03	3500
2,400E-02	1,48E+08	1,47E+08	9,13E+07	423	2,85E-04	4,45E-04	0,188	3,900E-03	3900
2,646E-02	1,35E+08	1,33E+08	8,39E+07	397	2,53E-04	4,04E-04	0,160	4,300E-03	4300
2,751E-02	1,29E+08	1,28E+08	8,11E+07	387	2,416E-04	3,882E-04	0,150	4,470E-03	4470

Tabell D.5: Sprickbredd för plattjocklek 0.75 m.

$\rho_{p,eff}$	σ_s [Pa]	σ_s [Pa]	$k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})$ [Pa]	$s_{r,max}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	$0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	w_k [mm]	$A_{s,min}$ [m ² /m]	$A_{s,min}$ [mm ² /m]
1,226E-02	4,06E+08	4,56E+08	1,68E+08	695	1,442E-03	1,369E-03	1,002	1,992E-03	1992
1,354E-02	3,68E+08	4,13E+08	1,53E+08	642	1,300E-03	1,239E-03	0,835	2,200E-03	2200
1,538E-02	3,24E+08	3,64E+08	1,36E+08	582	1,137E-03	1,091E-03	0,662	2,500E-03	2500
1,662E-02	3,00E+08	3,37E+08	1,27E+08	549	1,049E-03	1,010E-03	0,576	2,700E-03	2700
1,846E-02	2,70E+08	3,03E+08	1,15E+08	508	9,384E-04	9,089E-04	0,477	3,000E-03	3000
1,908E-02	2,61E+08	2,93E+08	1,12E+08	496	9,063E-04	8,796E-04	0,450	3,100E-03	3100
2,154E-02	2,31E+08	2,60E+08	1,00E+08	456	7,963E-04	7,791E-04	0,363	3,500E-03	3500
2,462E-02	2,02E+08	2,27E+08	8,93E+07	416	6,897E-04	6,817E-04	0,287	4,000E-03	4000
2,769E-02	1,80E+08	2,02E+08	8,06E+07	386	6,068E-04	6,059E-04	0,234	4,500E-03	4500
3,077E-02	1,62E+08	1,82E+08	7,37E+07	361	5,404E-04	5,454E-04	0,197	5,000E-03	5000
3,385E-02	1,47E+08	1,65E+08	6,80E+07	341	4,862E-04	4,958E-04	0,169	5,500E-03	5500
3,655E-02	1,36E+08	1,53E+08	6,38E+07	326	4,460E-04	4,591E-04	0,150	5,940E-03	5940

Tabell D.6: Sprickbredd för plattjocklek 1 m.

$\rho_{p,eff}$	σ_s [Pa]	σ_s [Pa]	$k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})$ [Pa]	$s_{r,max}$ [mm]	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	$0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$	w_k [mm]	$A_{s,min}$ [m ² /m]	$A_{s,min}$ [mm ² /m]
1,634E-02	3,94E+08	4,68E+08	1,29E+08	556	1,694E-03	1,403E-03	0,942	2,656E-03	2656
1,846E-02	3,49E+08	4,14E+08	1,15E+08	508	1,493E-03	1,242E-03	0,759	3,000E-03	3000
2,154E-02	2,99E+08	3,55E+08	1,00E+08	456	1,272E-03	1,064E-03	0,580	3,500E-03	3500
2,462E-02	2,61E+08	3,10E+08	8,93E+07	416	1,106E-03	9,313E-04	0,460	4,000E-03	4000
2,769E-02	2,32E+08	2,76E+08	8,06E+07	386	9,765E-04	8,278E-04	0,377	4,500E-03	4500
3,077E-02	2,09E+08	2,48E+08	7,37E+07	361	8,732E-04	7,450E-04	0,315	5,000E-03	5000
3,385E-02	1,90E+08	2,26E+08	6,80E+07	341	7,887E-04	6,773E-04	0,269	5,500E-03	5500
3,692E-02	1,74E+08	2,07E+08	6,33E+07	324	7,183E-04	6,209E-04	0,233	6,000E-03	6000
4,000E-02	1,61E+08	1,91E+08	5,93E+07	310	6,587E-04	5,731E-04	0,204	6,500E-03	6500
4,308E-02	1,49E+08	1,77E+08	5,59E+07	298	6,076E-04	5,322E-04	0,181	7,000E-03	7000
4,615E-02	1,39E+08	1,66E+08	5,29E+07	287	5,633E-04	4,967E-04	0,162	7,500E-03	7500
4,831E-02	1,33E+08	1,58E+08	5,10E+07	281	5,357E-04	4,745E-04	0,150	7,850E-03	7850

Bilaga E: Materialmodell CDP

Beräkningar av tryckkurvan och dragkurvan baseras på relationerna och figurerna i avsnitt 4.2.2 och 4.2.3.

E.1 Tryckkurva

De inelastiska töjningarna beräknas enligt avsnitt 4.1.1 för 11 olika punkter. Eftersom beräkningsmetodiken är identiska presenteras dock endast uträkningarna för 2 punkter i hårdningsfas och 1 punkt i mjukningsfas. Fullständig tabell över flytspänningar och de korresponderade töjningarna har presenterats i Tabell 6.2.

Vid maximal tryckhållfasthet 43 MPa har töjningen definierats som 0.002, vilket innebär att töjningarna innan maximal tryckhållfasthet har uppnåtts är mindre än 0.002 och töjningarna efter att maximal tryckhållfasthet har uppnåtts är större än 0.002.

Hårdningsfas

Fram tills 40 % av tryckhållfastheten är den elastiska töjningen lika med den totala töjningen.

$$\sigma_{c1} = 0.4 \cdot 43 = 17.2 \text{ MPa}$$

$$250000\varepsilon_c^2 + (-1000)\varepsilon_c + \frac{17.2}{43} = 0$$

$$\varepsilon_c \in \{0.003349, 0.000451\}$$

Total töjning blir $\varepsilon_c = \varepsilon_e = 0.000451$

Eftersom arbetskurvan är linjär så är $\varepsilon_c^{in} = 0$

$$\sigma_{c2} = 25 \text{ MPa}$$

$$250000\varepsilon_c^2 + (-1000)\varepsilon_c + \frac{25}{43} = 0$$

$$\varepsilon_c \in \{0.003294, 0.000706\}$$

Total töjning blir $\varepsilon_c = 0.000706$

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^e = 0.000706 - 0.000451 = 0.000255$$

Mjukningsfas

$$250000\varepsilon_c^2 + (-1000)\varepsilon_c + \frac{\sigma_c}{43} = 0$$

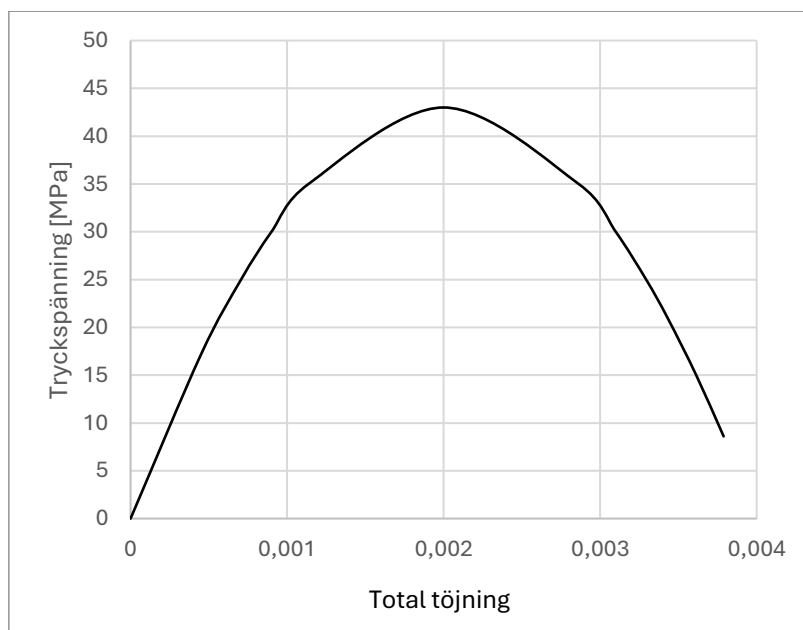
$$\sigma_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c \in \{0.001137, 0.002863\}$$

$$\varepsilon_c = 0.002863$$

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^e = 0.002863 - 0.000451 = 0.002412$$

Tryckkurvan utifrån den beräknade töjning och flytspänningen kan ses i Figur E.1.



Figur E.1: Betongens beteende i tryck

E.2 Dragkurva

Den bilinjära kurvan i Figur 4.7 användes för att bestämma förhållandet mellan flytspänning och fiktiv sprickbredd för 11 punkter. I beräkningen nedan har 4 uträkningar redovisats.

Fullständig tabell med samtliga punkter för flytspänning och motsvarande fiktiv sprickbredd har presenterats i Tabell 6.3.

Brottenergin beräknades enligt nedan:

$$G_f = 73 \cdot 43^{0.18} = 144 \text{ N/m}$$

$$\sigma_{t1} = 0.2 \cdot 3.2 = 0.64 \text{ MPa}$$

$$w_1 = \frac{144}{3.2 \cdot 10^6} = 45 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$w_c = 5 \cdot \frac{144}{3.2 \cdot 10^6} = 225 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Lutningarna för kurvans vänstra del beräknas enligt:

$$k_1 = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{f_{ctm} - \sigma_{0.2}}{0 - w_1} = \frac{(3.2 - 0.64) \cdot 10^6}{0 - 45 \cdot 10^{-6}} = -5.69 \cdot 10^{10}$$

För flytspänning $\sigma_t = 2.56 \text{ MPa}$

$$w = -\frac{(2.56 - 3.2) \cdot 10^6}{5.69 \cdot 10^{10}} = 1.10 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

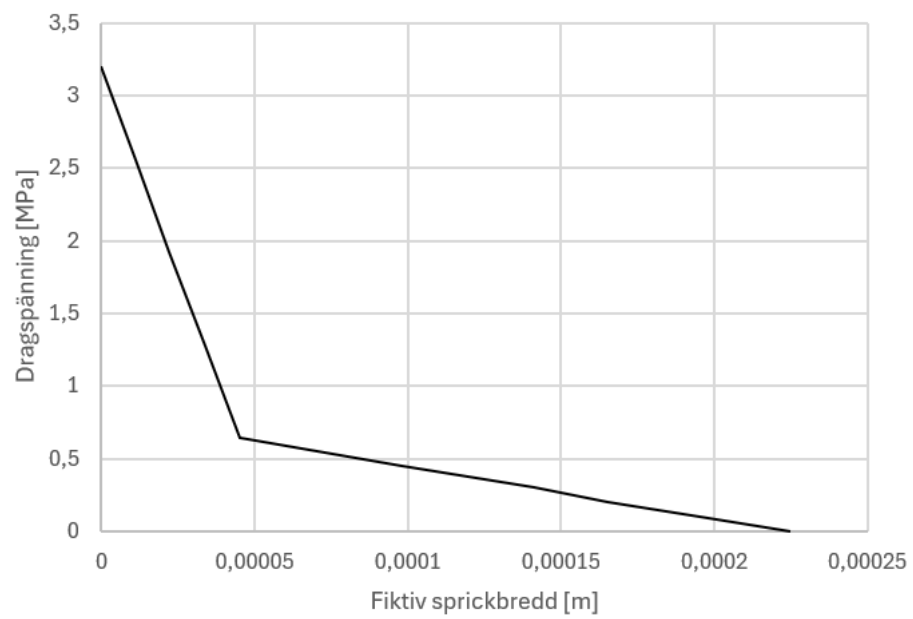
Lutningen för kurvans högra del beräknas enligt:

$$k_2 = \frac{f_{ctm} - \sigma_{0.2}}{w - w_1} = \frac{0.64 \cdot 10^6 - 0}{(45 - 225) \cdot 10^{-6}} = -3.56 \cdot 10^9$$

För flytspänning $\sigma_t = 0.45 \text{ MPa}$

$$w = -\frac{(0.45 - 0.64) \cdot 10^6}{3.56 \cdot 10^9} + 45 \cdot 10^{-6} = 9.8 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Dragkurvan utifrån flytspänning och fiktiv sprickbredd kan ses i Figur E.2.



Figur E.2: Betongens beteende i drag.