

**Tvångskrafter, rörelsefogar
och minimiarmering -
*Vad blir effekten av nya
generationen av Eurokoder?***

Love Henningsen

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2025

Rapport TVBK - 5306

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Division of Structural Engineering
Faculty of Engineering, LTH
P.O. Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Tvångskrafter, rörelsefogar och minimiarmering. Vad blir effekten av nya generationen av Eurokoder?

Restraint forces, movement joints and minimum reinforcement. What is the impact of the new generation of Eurocodes?

Love Henningsen
2025

Rapport TVBK-5306
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK/25/5306-SE

Examensarbete
Handledare: Miklós Molnár
Maj 2025

Abstract

Tunnel structures play an important role in Sweden's infrastructure. At shallow depths, a common construction method is the so-called "Cut-and-Cover" tunnel, where the tunnel placement is excavated, cast in concrete on-site, and then backfilled. Such tunnels are typically subjected to constant water pressure, which yields high demands on crack control.

Cracking in elongated concrete structures often results from restraint effects. These arise when imposed deformations, for example due to temperature variations or shrinkage, are prevented by surrounding soil or adjacent structural elements. If the resulting stresses exceed the tensile strength of the concrete, cracking occurs. Since restraint forces increase with the length of the structure, tunnels are commonly divided into shorter segments, referred to as monoliths, with expansion joints in between to allow for controlled movement.

The aim of this thesis has been to investigate the possible monolith length in Cut-and-Cover tunnels with respect to crack width limitations, as specified in the new generation of Eurocode 2 (SS-EN-1992-1-1:2023). In the previous version of the code, monolith lengths could be determined using simplified rules of thumb, which have now been replaced by a requirement for calculation-based verification that includes restraint effects.

The thesis begins with a literature review followed by hand calculations based on the new Eurocode 2 and the Swedish Transport Administration's infrastructure regulations. The literature review focuses primarily on friction between the tunnel structure and the backfill of crushed aggregate, as this is not extensively covered in current design standards. Two main methods for reducing friction were identified: the use of a leveling layer of concrete above the friction soil, and the application of a sliding layer consisting of plastic sheeting combined with a thin layer of sand. The reviewed experimental studies indicate potential for reducing the coefficient of friction, although all tests were performed at a much smaller scale than actual tunnel structures.

The analytical part included a parametric study where the wall height position, friction coefficient, reinforcement quantity, and bar diameter were varied. The results indicate that for the studied geometry and concrete quality, longer monoliths are possible compared to the previous rule of thumb. The minimum reinforcement requirement has also been lowered in the new generation of Eurocode 2. Furthermore, the results show that crack width decreases over the wall height, and that an increased amount of reinforcement allows for longer monoliths. However, larger bar diameters result in wider cracks, suggesting that a higher number of thinner bars or multiple reinforcement layers is preferable.

Friction was found to be the most critical factor affecting cracking, and reduction of the friction led to significant improvements.

In conclusion, the study shows that the previous rule of thumb regarding monolith length was conservative and that longer segments are possible if crack control is performed in accordance with the new Eurocode, especially in combination with optimized reinforcement strategies and friction-reducing measures.

Sammanfattning

Tunnelkonstruktioner är ett viktigt inslag i Sveriges infrastruktur. Vid grundare anläggningsdjup är ett vanligt utförande så kallade Cut-and-Cover-tunnlar, där tunnelns sträckning schaktas ut och tunnelkonstruktionen gjuts i betong innan återfyllning sker. Tunnelkonstruktioner utsätts vanligtvis för ett konstant vattentryck, vilket ställer höga krav på sprickkontroll.

Sprickbildning i långsträckta betongkonstruktioner uppstår ofta som följd av tvångslaster. Dessa uppstår när påtvingade deformationer, till exempel från temperaturvariationer eller krympning, hindras av omgivande jord eller angränsande konstruktionsdelar. Överstiger spänningarna betongens dragkapacitet, bildas sprickor. Eftersom tvånget ökar med längden hos konstruktionen uppstår ett behov av att dela tunneln i kortare segment, kallade monoliter, med rörelsefogar mellan sig.

Syftet med examensarbetet har varit att undersöka möjlig monolitlängd för Cut-and-Cover-tunnlar med avseende på sprickviddskrav enligt den andra generationen av Eurokod 2 (SS-EN-1992-1-1:2023). Första generationen av Eurokod 2 (2005) tillät dimensionering utifrån tumregler, vilket nu har ersatts av krav på verifiering genom beräkning, där tvång beaktas.

Examensarbetet inleds med en litteraturstudie följt av handberäkningar enligt andra generationens Eurokod 2 (2023), och Trafikverkets infrastruktursregelverk. Litteraturstudien fokuserar på friktion mellan konstruktion och återfyllnad av makadam, då detta inte behandlas utförligt i normerna. Två huvudsakliga metoder för minskning av friktion identifierades: införande av avjämningslager i grovbetong respektive glidskikt bestående av plastfolie i kombination med sand. De experimentella resultaten i litteraturstudien visar potential att reducera friktionskoefficienten, även om samtliga utförts i mindre skala än verkliga tunnelkonstruktioner.

I beräkningsdelen utfördes en parameterstudie där höjdläget i väggen, friktionskoefficient samt armeringsmängd- och diameter varierades. Resultaten visar att för aktuell geometri och betongkvalitet är det möjligt att förlänga monoliten jämfört med tidigare tumregel. Även kravet på minimiarmering har sänkts jämfört med första generationen av Eurokod 2 (2005). Vidare visar resultaten att sprickvidden minskar över vägghöjden, och att ökad armeringsmängd tillåter längre monoliter. Grövre armeringsdiameter ger dock större sprickvidd, vilket visar att fler tunna stänger eller flera armeringslager är att föredra.

Friktionen visar sig dock vara den starkast styrande faktorn bakom sprickbildning, och reduktion av friktionen ger en tydlig förbättring.

Sammanfattningsvis visar arbetet att tidigare den tidigare tumregeln gällande monolitlängd varit konservativ, och att längre monoliter är möjliga om sprickkontrollen sker utifrån andra generationen av Eurokod 2 (2023), särskilt i kombination med optimerat armeringsutförande och friktionsreducerande åtgärder.

Förord

Detta examensarbete markerar avslutningen på min civilingenjörsexamen inom Väg- och Vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola. Ämnet föreslogs av Michel Lompar på COWI, där arbetet även genomförts.

Jag vill rikta ett stort tack till min handledare Miklós Molnár för god vägledning under examensarbetet, men även för stöd och uppmuntran genom större delen av utbildningen. Ett särskilt varmt tack riktas till Michel Lompar för sitt exceptionella engagemang, driv och ständiga hjälp under arbetets gång – ditt bidrag har varit avgörande för att detta examensarbete kunnat genomföras.

Tack även till hela Heavy Civil-avdelningen på COWI i Malmö för en inspirerande och välkomnande miljö under våren. Slutligen vill jag tacka min familj för allt stöd under utbildningen, och mina vänner för en fantastisk studietid.

Lund, maj 2025

Love Henningsen

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
1.1	Mål och syfte	2
1.2	Metod	3
1.3	Avgränsningar	3
1.4	Disposition	4
2	Teori	5
2.1	Betongs egenskaper	5
2.1.1	Hydratation	5
2.1.2	Krympning	7
2.1.3	Krypning	9
2.1.4	Spricktyper	11
2.2	Grundläggande teori för tvångskrafter	12
2.2.1	Inre tvång	14
2.2.2	Yttre tvång	14
2.3	Temperaturskillnad mellan element	19
2.4	Krympningsskillnad mellan element gjutna vid olika tidpunkter	21
2.5	Friktionskrafter orsakade av jämn temperaturrelse samt jämn krympning	22
3	Litteraturstudie	25
3.1	Bakgrund	25
3.2	Resultat	27
3.2.1	Glidlager med plastfolie	27
3.2.2	Glidlager med plastfilm och sand	29
3.2.3	Friktion mellan två betongytter	32
3.2.4	Glidlager med plastfilm och smörjmedel	32
3.3	Slutsats	33
4	Beräkningsförutsättningar	35
4.1	Geometri	35
4.2	Materialparametrar	36
4.3	Krytpal	36
4.4	Krympning	36
4.5	Temperatur	37
4.6	Jordtryckskoefficient	40
4.7	Jordtryck	40
4.8	Tvång	41
4.9	Minimiarmering i väggar	42
4.10	Sprickinducerande töjning från tvång	42
4.11	Friktion	43

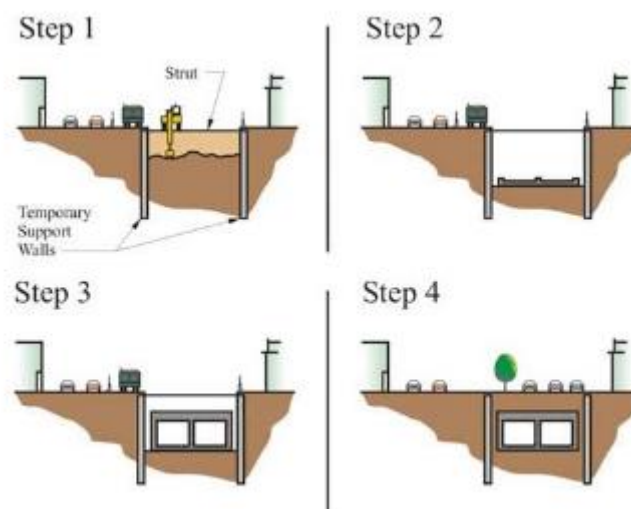
4.12	Beräkning av sprickvidd	47
4.13	Beräkning av erforderlig armeringsarea för begränsning av sprickvidd	48
5	Resultat och analys.....	49
5.1	Kontroll vid olika höjder i väggen	49
5.2	Friktionskoefficientens inverkan	56
5.3	Inverkan av armeringsdiameter respektive armeringsinnehåll	61
5.3.1	Varierat centrumavstånd.....	62
5.3.2	Varierad armeringsarea.....	67
6	Diskussion	71
6.1	Materialoptimering	71
6.2	Armering	71
6.3	Friktion.....	73
6.4	Förenklningar och antaganden.....	74
7	Slutsats	75
7.1	Möjlig monolitlängd med minimiarmering	75
7.2	Effekt av armeringsutförande	75
7.3	Friktionens inverkan och reducering	76
8	Litteratur	77
	Bilaga A - Beräkningar	80

1 Inledning

Tunnelkonstruktioner är ett viktigt inslag i Sveriges infrastruktur, särskilt för järnvägsnätet där topografin ofta kräver att spåret går under jord. Trafikverket förvaltar idag 285 tunnelkonstruktioner, varav 178 är järnvägstunnlar [1]. Det sker just nu stora satsningar på utbyggnad av Sveriges infrastruktur, särskilt med avseende på järnvägsnätet som är hårt belastat. Ett av de stora projekt som Trafikverket just nu driver är Västlänken där 8 km järnväg för pendel- och regiontåg byggs, varav 6 km går i tunnel under centrala Göteborg [2].

Tunnelkonstruktioner utförs vanligtvis antingen som en borrarad tunnel där det omgivande berget utgör det bärande systemet, eller som en nedgrävd betongkonstruktion kallad Cut-and-Cover-tunnel. Västlänken består av båda delar, där den sistnämnda är särskilt fördelaktig vid grundare anläggningsdjup.

Ett vanligt utförande av en Cut-and-Cover-tunnel illustreras i Figur 1–1. Arbetsgången inleds med att bygga stödkonstruktion längs tunnelsträckan, följt av schaktning. Därefter gjuts bottenplattan, och i ett senare skede väggar och takplatta, ofta i ett sammanhängande gjutmoment. När tunnelkonstruktionen är färdig återfylls schakten [3].



Figur 1-1 Stegvis utförande av Cut-and-Cover-tunnel [3, Fig. 5-2a]

En viktig aspekt för Cut-and-Cover-tunnlar är att stora krav ställs på deras vattentätethet. Detta definieras som en projektspecifik täthetsklass i Eurokod 2, som för underjordiska betongkonstruktioner vanligtvis ger en största tillåtna sprickvidd på 0,2 mm. I vissa fall kan rådande exponeringsklasser medföra ännu strängare begränsningar för att säkerställa skydd mot korrosion av armeringen, exempelvis där vägsalt eller kemiskt aggressivt vatten förekommer.

Det är dock inte enbart armeringskorrosion som är risken med vattenläckage i dessa tunnelkonstruktioner. Ett skräckexempel är en tunnelbanelinje i Nanjing, Kina, utförd som Cut-and-Cover-teknik där ojämn sättning av tunneln orsakade oväntade sprickor. Sprickorna ledde till inläckage som sänkte grundvattennivån runt tunneln, vilket påskyndade sättningen ytterligare. Detta skapade en ond cykel där sättningen gav större sprickor som i sin tur gav större sättning, och på fyra år uppträdde en lokal sättning på 120 mm, och en sprickvidd på 0,5 mm [4]. Denna typ av problematik visar vikten av noggrann sprickkontroll i betongkonstruktioner som utsätts för permanent vattentryck, vilket regelverk som Eurokod 2 och Trafikverkets TRVINFRA försöker säkerställa.

Det som främst orsakar sprickbildning i betongtunnlar är att konstruktionen förhindras från att röra sig fritt till följd av temperaturförändringar och krympning. Dessa mothållna rörelser skapar tvångslaster som kan leda till sprickor, särskilt i långsträckta konstruktioner. Detta medför att tunnlar ofta behöver delas upp i kortare segment (kallade monoliter) med expansionsleder mellan sig, vilket fördelar det totala rörelsebehovet på kortare, oberoende monoliter. Utförandet av expansionsleder är både dyrt och tekniskt krävande, vilket medför en avvägning mellan monolitlängd och antal expansionsleder.

Bakgrunden till detta examensarbete är att andra generationen av Eurokod 2, SS-EN-1992-1-1:2023, med reviderade krav för hantering av tvångslaster är på väg att införas. I den andra generationen av Eurokoden har ett tidigare villkor gällande rörelsefogar tagits bort. Detta villkor innebar att om rörelsefogar placerades med ett maximalt avstånd om 5 m eller 1,5 gånger vägghöjden, så kunde minimiarmering användas för att uppfylla sprickviddskraven. När detta villkor nu tas bort uppstår osäkerheter kring vilka krav som gäller för sprickkontroll vid olika monolitlängder.

Utöver reviderade krav för hantering av tvångslaster medför den andra generationen av Eurokod 2, SS-EN-1992-1-1:2023, omfattande ändringar av innehållet gällande dimensionering av betongkonstruktioner mot första generationen, SS-EN-1992-1-1:2005.

1.1 Mål och syfte

Syftet med detta examensarbete är att utifrån rådande regelverk från Trafikverket och andra generationen av Eurokod 2 (2023) undersöka hur tvångslaster beaktas, och hur man dimensionerar Cut-and-Cover-tunnlar utifrån detta. Särskilt fokus ligger på att undersöka vilken monolitlängd som kan tillämpas, utan att överskrida sprickviddskraven.

Frågeställningar som undersöks utöver det övergripande målet gällande möjlig monolitlängd är följande:

- Vilken minimiarmering erfordras och vilken monolitlängd motsvarar denna armeringsmängd?
- Finns det möjlighet att minska friktionen mellan tunnel och omgivande fyllning?
- Hur påverkar armeringens utförande monolitlängden?

1.2 Metod

Examensarbetet består av två huvudsakliga metoddelar: en litteraturstudie och analytiska handberäkningar.

Litteraturstudien syftar till att undersöka friktion mellan betong och omgivande jordmaterial, med särskilt fokus på möjligheter att minska friktionen vid Cut-and-Cover-tunnlar. Denna aspekt är särskilt då friktion motverkar betongens rörelser och därmed kan leda till sprickbildning, och är något som inte behandlas utförligt i rådande regelverk.

Den analytiska delen består av handberäkningar utförda i Mathcad Prime, där parametrar som monolitlängd, friktionskoefficient, armeringsmängd och armeringsdiameter varieras. Beräkningarna genomförs enligt nya Eurokod 2 (SS-EN-1992-1-1:2023) och Trafikverkets infrastruktursregelverk. Syftet är att undersöka hur olika parametrar påverkar sprickvidden och därmed möjlig monolitlängd. Resultaten möjliggör en jämförelse med tidigare tumregler och visar vilka förutsättningar som krävs för att uppnå längre monoliter, utan att överskrida sprickviddskraven.

1.3 Avgränsningar

För att avgränsa omfattningen av beräkningarna och möjliggöra en fokuserad analys där undersökta parametrar jämförs har följande förenklingar gjorts:

- Tunneltvärsnittets geometri hålls konstant till dimensioner som motsvarar ett verkligt fall, och enbart längden på monoliten varieras.
- Trafiklast och brottgränsstadiet undersöks inte.
- Grundvattennivån antas vara belägen under tunneln, vilket medför att inverkan av hydrauliskt upplyft och grundvattentryck ej beaktas.
- Vid beaktning av krympningsskillnad hålls tiden mellan gjutning av bottenplatta och väggar konstant till 1 år.
- Vid beaktning av friktion används samma friktionskoefficient för samtliga konstruktionselement.
- Tidiga termiska sprickor bortses från.
- Olika materialval undersöks inte, och samtliga beräkningar är utförda med samma egenskaper hos betong och armering.

1.4 Disposition

Examensarbetet är uppbyggt enligt följande struktur:

- **Kapitel 2 – Teori:** Redogör relevanta betongegenskaper, uppkomsten av tvångslaster samt teorin bakom sprickbildning och friktion.
- **Kapitel 3 – Litteraturstudie:** Sammanfattar tidigare forskning och experimentella studier kring friktion mellan betong och jord, samt möjliga åtgärder för att minska friktionen.
- **Kapitel 4 – Beräkningsförutsättningar:** Beskriver den valda geometrin, materialdata och förenklingar som ligger till grund för beräkningarna.
- **Kapitel 5 – Resultat:** Redovisar resultaten från handberäkningarna och parameterstudien i form av diagram och observationer.
- **Kapitel 6 – Diskussion:** Analyserar och tolkar resultaten med koppling till teori, litteratur och regelverk.
- **Kapitel 7 – Slutsats:** Sammanfattar de viktigaste slutsatserna och besvarar rapportens frågeställningar.

2 Teori

Kapitel 2 presenterar den teoretiska bakgrunden till sprickbildning i betongkonstruktioner med fokus på materialegenskaper, tvångslaster och friktion. Här förklaras hur temperaturvariationer, krympning och yttre begränsningar skapar spänningar som kan orsaka sprickor i Cut-and-Cover-tunnlar, samt hur dessa fenomen beaktas vid dimensionering enligt Eurokod 2 (2023) och andra skrifter som CIRIA 766.

2.1 Betongs egenskaper

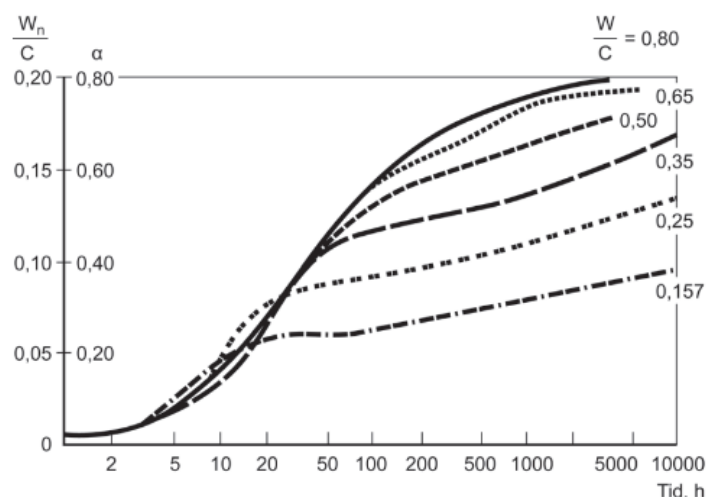
Betong i sin enklaste form består av cement, vatten och ballast. Cementen är bindemedlet som vid reaktion med vattnet får betongen att hårdna och har stor inverkan på betongens egenskaper [5]. Ballasten är idag oftast bestående av krossat berg och sand i olika fraktioner och utgör i normalfallet cirka 65–75 volymprocent [6]. Att betongen är ett kompositmaterial som härdar efter att vatten och cement reagerar leder till ett flertal viktiga aspekter som behöver beaktas vid dimensionering.

Betongens främsta egenskaper är dess formbarhet och stora tryckhållfasthet, medan svagheter är den låga draghållfastheten och dess stora krypning och krympning. Den vanligast förekommande åtgärden mot den låga draghållfastheten är armering av stålstänger.

Tryckhållfastheten utvecklas över tid efter härdning och mäts oftast som hållfastheten efter 28 dagar, benämnt normaltidsåldern. Denna bestäms genom enaxiell tryckprovning av cylindrar och kuber som i Eurokod ger standardiserade tryckhållfasthetsklasser [7]. Dessa skrivs som exempelvis C35/45 där värdena är tryckhållfastheten för provkroppar av cylindrar respektive kuber mätt i MPa. Det finns inget linjärt samband mellan tryck- och draghållfasthet i betong, men draghållfastheten hos normala betongsammansättningar har en storlek omkring 1,5 till 3,5 MPa, vilket motsvarar omkring 10% av tryckhållfastheten.

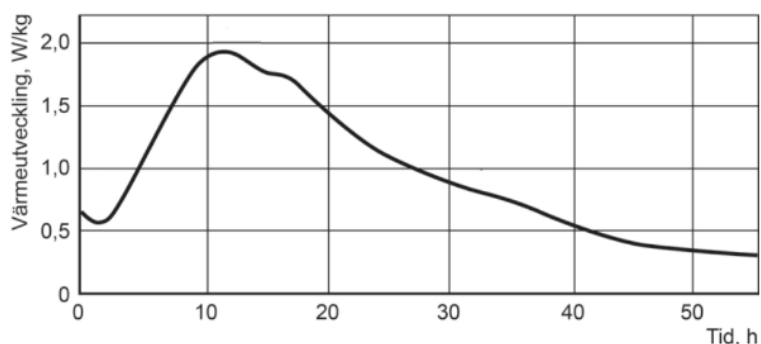
2.1.1 Hydratation

Reaktionen mellan cement och vatten kallas hydratation och är en exotermisk kemisk reaktion som genererar värme och börjar direkt vid blandningen [8]. Det är denna kemiska process som får betongen att hårdna och utveckla sin hållfasthet. Hydratationsprocessen fortsätter så länge det finns tillgängligt vatten i betongen, eller mycket hög luftfuktighet i omgivningen, men understiger den relativa fuktigheten 75–80% stannar reaktionen. Hastigheten på processen beror främst av temperatur, (där referenstemperaturen är 20°C), och högre temperaturer ger en snabbare hydratation medan lägre ger långsammare. Processen avstannar helt om temperaturen sjunker till -10°C [9]. Utvecklingen av hydratationsgraden α visas som en funktion av tiden för olika vattencementtal (W/C) i Figur 2-1.



Figur 2-1 Hydratationsgrad över tid för olika vattencementtal [5, fig. 9.5:4]

Temperaturen i betongen ökar som följd av hydratationen, där maximal värmeutveckling ofta sker mellan 10 och 20 timmar efter reaktionen startat. Detta beror främst på mängden vatten i förhållande till cement, benämnt vattencementtal (vct) och cementtyp. Efter den högsta temperaturen är uppnådd avtar värmen tills betongen hamnar i termisk jämvikt med omgivande lufttemperatur [5]. Värmeutvecklingen under de första dygna efter gjutning för typiskt portlandcement visas i Figur 2-2.



Figur 2-2 Värmeutveckling för typiskt portlandcement vid 20°C [5 Betonghandbok del 1, fig. 2.7:6]

Värmeutvecklingen leder till en expansion av betongen som kan orsaka sprickbildning av de spänningar som uppstår när den sedan avsvälvar och kontraherar [10]. Detta kan dock förebyggas genom att använda cementtyper med lägre värmeutveckling eller kylning av betongen efter gjutning och kommer därför inte vara en parameter som undersöks närmre i detta arbete.

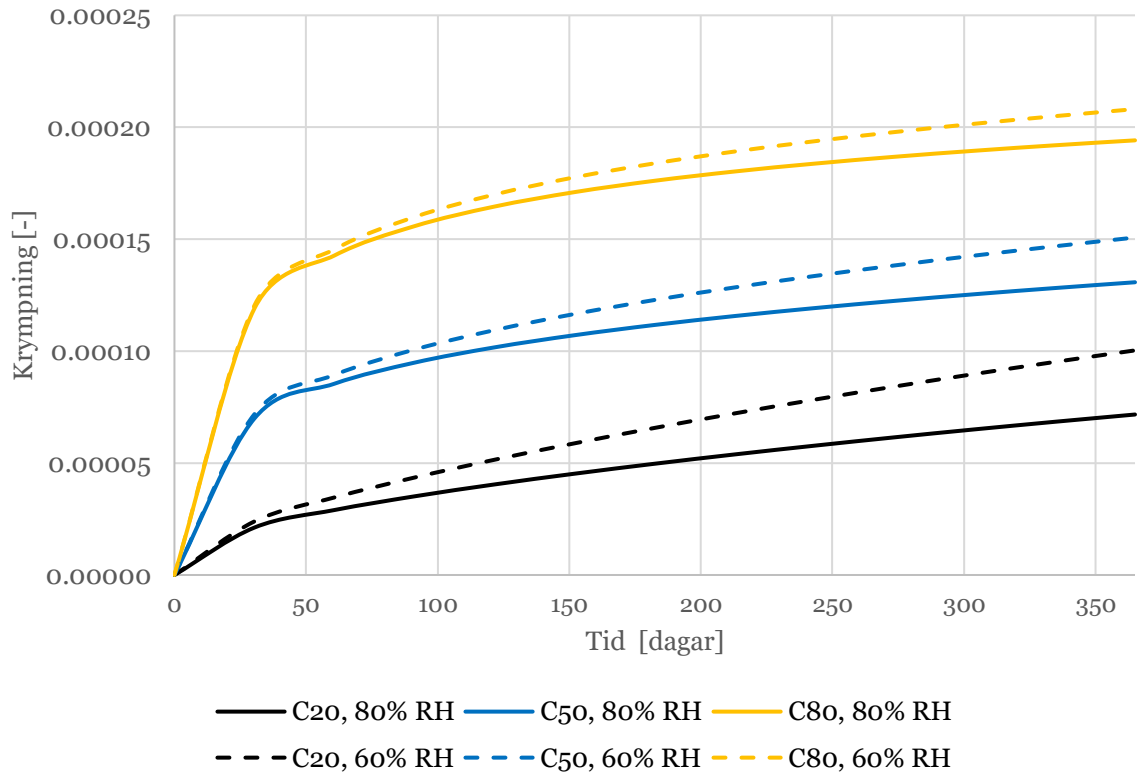
2.1.2 Krympning

En annan viktig egenskap hos betong som byggnadsmaterial är krympning, en volymminskning av betongen som börjar under härdningen, och utvecklas innan den efter lång tid når ett slutligt värde. Krympningen beror av två komponenter; fuktutbytet mellan betong och omgivningen, (uttorkningskrympning), och av volymminskning från hydrationsprocessen, (autogen krympning) [7].

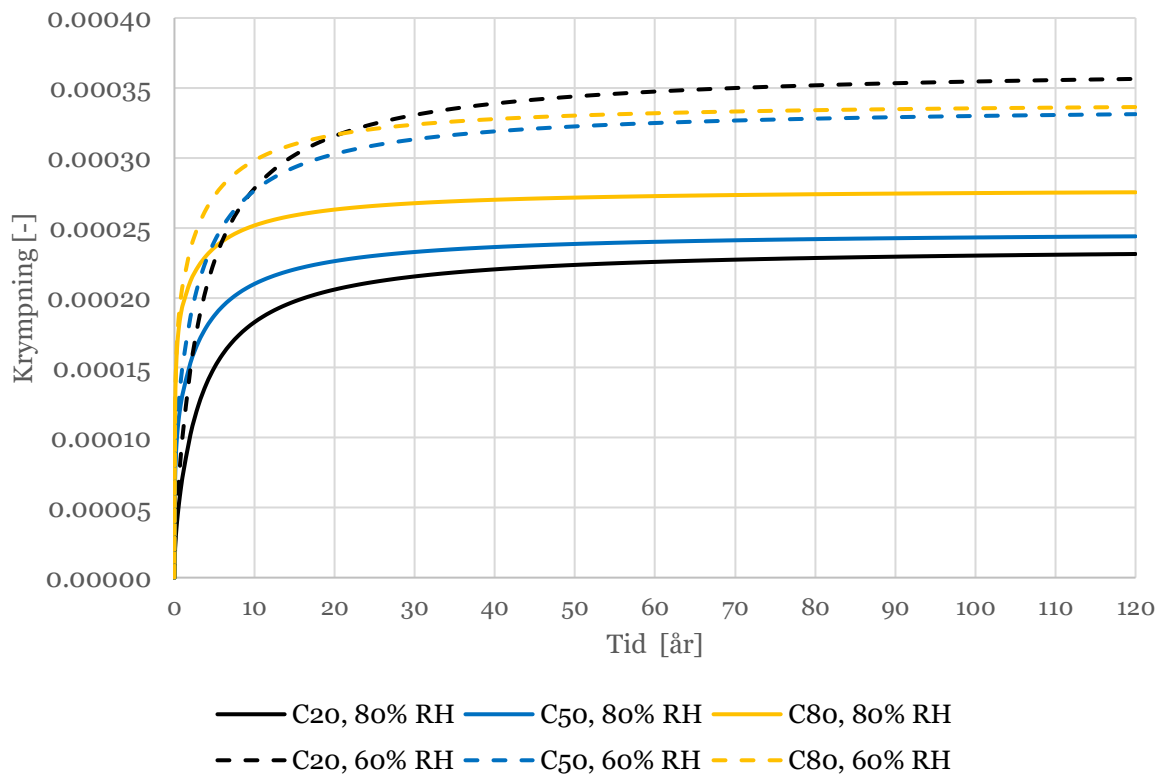
Då uttorkningskrympningen beror av fuktutbytet mot omgivningen kan denna process leda till både krympning och svällning av betongen, men krympning är det absolut vanligast förekommande fenomenet. I vanliga betongsammansättningar kommer en del av vattnet inte reagera med cementen och lagras i den härdade betongens porsystem. Beroende av luftfuktigheten i omgivningen kommer då det obundna vattnet att avdunsta, vilket leder till en volymminskning. Denna process är långsam eftersom permeabiliteten i betong är låg. Hastigheten påverkas även av omgivningens luftfuktighet, av konstruktionens tjocklek, och om någon av ytorna är förhindrad att avge fukt [9]. Ett exempel på ett sådant fall är om en platta gjuts på en plastfilm eller plåt, vilket förhindrar uttorkning nedåt.

Autogen krympning beaktas oftast vid låga vct. Ett lågt vct medför att större del av vattnet i betongen deltar i hydrationsprocessen, vilket också ger ett tätare porsystem. Detta leder i sin tur till långsammare fuktrörelser och mindre vattenavgång från ytan, och den autogena krympningen blir därav avgörande för dessa fall [7]. Generellt når autogen krympning sitt slutliga värde efter mycket kortare tid än uttorkningskrympning, vilket är viktigt att beakta för tidig sprickbildning om inga åtgärder för att motverka denna utförs [9]. Eftersom hydratationen är drivkraften bakom den autogena krympningen kan hastigheten sänkas genom att minimera den tidiga värmeutvecklingen i betongen med samma metoder som nämndes i avsnitt 2.1.1 ovan [5]. Av denna anledning kommer den autogena krympningens effekt på tidig sprickbildning inte beaktas närmre i detta arbete.

Krympningens storlek beroende på vct och omgivande luftfuktighet visas över kort- och lång tid i Figur 2–3 och 2–4, där C20 och C80 har högst- respektive lägst vct. Kurvorna visar att för lågt vct sker krympningen snabbare vid tidig ålder som följd av den större autogena krympningen. Det framgår även från figurerna att lägre relativ fuktighet i omgivningen ger en större krympning som följd av det större fuktutbytet. Krympningen för samtliga kurvor är beräknad enligt Eurokod 2 (2023) och plottad för olika tidpunkter.



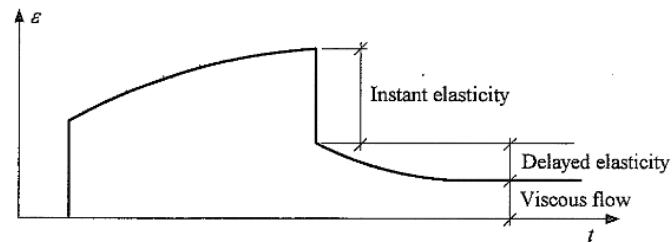
Figur 2-3 Krympning under första året efter gjutning för olika hållfasthetsklasser (C) och relativ luftfuktighet i omgivningen (RH) [Eurokod 2 (2023), Bilaga B.6]



Figur 2-4 Krympning under 120 år efter gjutning för olika hållfasthetsklasser (C) och relativ luftfuktighet i omgivningen (RH) [Eurokod 2 (2023), Bilaga B.6]

2.1.3 Krypning

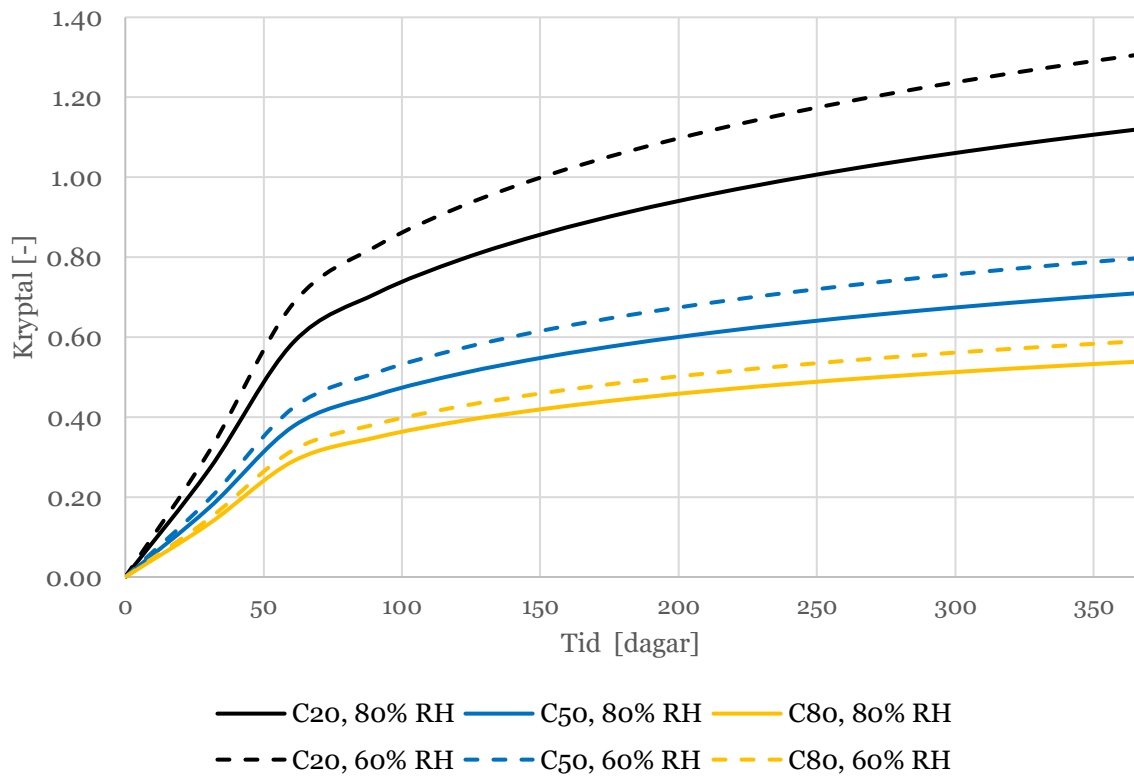
Vid belastning deformeras betong elastiskt, och om belastningen är varaktig över lång tid tillkommer även krypdeformationer. Detta illustreras i Figur 2-5 där en elastisk töjning uppstår direkt vid belastning, medan övrig tillkommande töjning över tid är kryptöjningen.



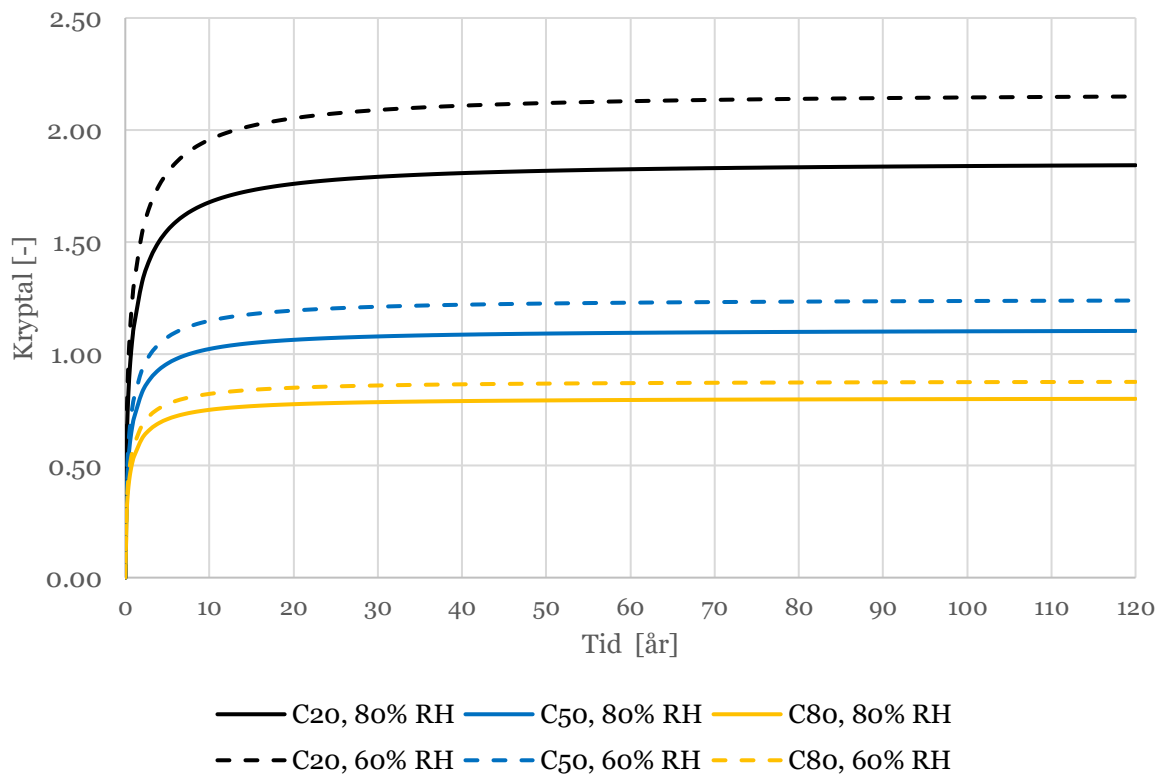
Figur 2-5 Spänning-töjningsförhållande vid på- och avlastning [9, fig. 6.11]

Likt krympningen når krypningen ett största värde efter lång tid som bland annat beror av betongens sammansättning, den omgivande luftfuktigheten och elementets storlek. Detta medför att krypningen precis som krympningen delas upp i en grundkrypning som främst beror av hållfasthetsklassen och cementtypen, och en uttorkningskrypning. Storleken av krypningen beror till stor del av om betongen belastas innan eller efter den torkat ut [7].

Krypningen är viktig att beakta eftersom den över tid reducerar de spänningar som uppstår från förhindrad krympning och andra tvångslaster [9]. Detta görs genom att beräkna kryptalet för en viss tid som sedan används för att reducera krympningen vid samma tid. Kryptalets utveckling över kort- och lång tid redovisas i Figur 2-6 och 2-7 för samma betongklasser och relativa fuktigheter som i Figur 2-3 och 2-4. Kurvorna visar att lågt vct medför mindre krypning, och att lägre relativ fuktighet i omgivningen leder till något större krypning.



Figur 2-6 Kryptalets utveckling under första året efter gjutning för olika hållfasthetsklasser (C) och relativ luftfuktighet i omgivningen (RH) [Eurokod 2 (2023), Bilaga B.5]

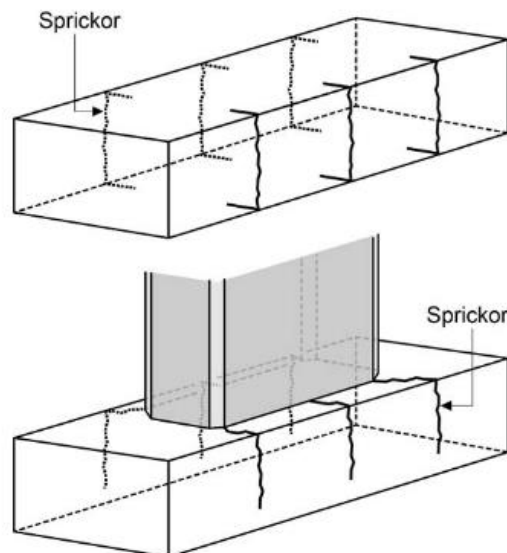


Figur 2-7 Kryptalets utveckling under 120 år efter gjutning för olika hållfasthetsklasser (C) och relativ luftfuktighet i omgivningen (RH) [Eurokod 2 (2023), Bilaga B.5]

2.1.4 Termiska sprickor

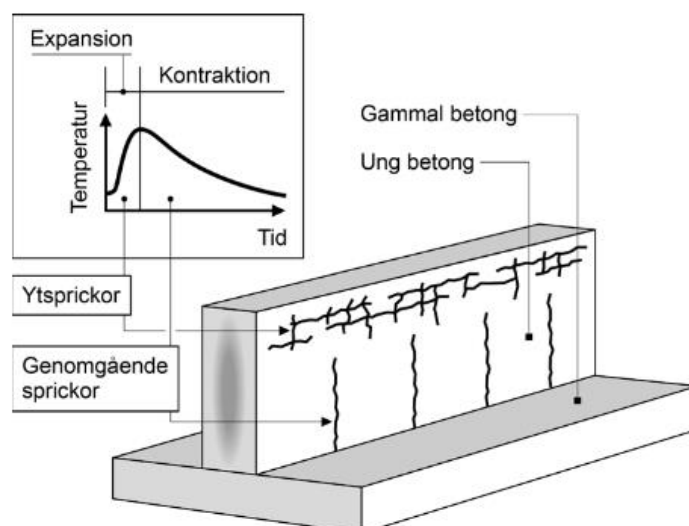
Betongs draghållfasthet är låg och sprickor uppstår så fort den överskrids, därav behovet av armering för att minimera sprickvidden. Det viktiga är att redan i designstadiet utreda vilka sprickor som kan uppstå, och säkerställa att de inte kommer påverka bärförmågan eller funktionaliteten negativt [11].

Fenomen i de tidigare kapitlen kan leda till olika typer av sprickbildning som är viktiga att särskilja då de medför olika risker. Den tidiga värmeutveckling som sker av hydratationen kan leda till ytsprickor när elementets centrala delar har högre temperatur än ytorna där omgivningen kyler ner elementet. Detta kan även orsaka genomgående sprickor om temperaturskillnaden är stor, eller i intilliggande element som följd av skillnad i rörelse mellan elementen [10]. Som tidigare nämnts, kan sprickbildning i viss utsträckning förebyggas genom att minimera temperaturutvecklingen.



Figur 2-8 Genomgående sprickor från temperaturskillnad i tvärsnittet (övre figur) och i anslutande element från expansion av det nygjutna elementet (nedre figur) [7, fig. 19.7:4]

Under avsvalningsfasen och i senare skede som följd av krympning och temperaturvariation kan genomgående sprickor uppstå när rörelsen i betongen är mothållen av kringliggande element. Det är dessa genomgående sprickor som är mest kritiska då vatten kan tränga in i konstruktionen och korrodera armeringen [10].



Figur 2-9 Ytsprickor från expansionsfasen och genomgående sprickor från kontraktionsfasen hos en nygjuten, mothållen vägg [7, fig. 19.7:3]

2.2 Tvång enligt Eurokod och andra regelverk

I inledningen av Eurokod 2 (2023) beskrivs de krav som skall beaktas vid dimensionering av betongkonstruktioner. Det främsta kravet som är grunden till detta arbete är att effekter som uppstår av fasthållna, påtvingade deformationer bör kvantifieras och beaktas vid verifiering i bruksgränstillståndet [12]. Dessa effekter kan generellt bortses från vid dimensionering i brottgränstillståndet då seghet och rotationskapacitet förutsätts vara tillräckliga [13].

Tvångslaster är därav primärt ett fenomen för bruksgränstillståndet i konstruktioner. I inledningen sägs det även att effekter av krypning och krympning ska beaktas noggrant för konstruktioner med en livslängd på över 50 år, och Bilaga B i Eurokod 2 (2023) ska användas för detta [12].

Vid beaktning av tvångslaster är det viktigt att skilja på olika typer av töjning som en konstruktion utsätts för. Spänningsberoende töjning är det vanligast beaktade fenomenet där ett element utsätts för belastning och därav spänningar. Dessa spänningar ger direkt en elastisk töjning, och vid bestående last även krypdeformation som beskrivs i avsnitt 2.1.3. Den elastiska töjningen respektive kryptöjningen kan uttryckas enligt följande [12]:

$$\varepsilon_{c,el} = \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (2.2)$$

där

σ_c är spänningen i betongen [MPa]

$E_{c,28}$ är betongens elasticitetsmodul vid 28 dagars ålder [GPa]

$\varphi(t, t_0)$ är kryptalet vid tiden t och med pålastning vid tiden t_0 [-]

Den typ av töjning som ligger till grund för tvångslaster är spänningsoberoende töjning. Detta orsakas av betongens krympning, samt av termisk töjning som beror av längdutvidgningskoefficienten och temperaturändring i betongen.

Längdutvidgningskoefficientens storlek beror till stor del av vilken typ av aggregat som används i betongen, där storleksordningen kan variera från $9 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ för granit, upp till $13 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ för kvartsit [9]. I Eurokod 2 (2023) tillåts dock att använda en längdutvidgningskoefficient på $10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ om inga noggrannare mätningar utförts [12]. Krymptöjningen respektive den termiska töjningen kan uttryckas enligt följande:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t - t_s) \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_T = \alpha_{c,Th} \cdot \Delta T \quad (2.4)$$

där

$\varepsilon_{cbs}(t)$ är den autogena krympningen vid tiden t i dagar [-]

$\varepsilon_{cds}(t - t_s)$ är uttorkningskrympningen vid tiden t , där t_s är betongens ålder i dagar vid uttorkningens start [-]

$\alpha_{c,Th}$ är betongens längdutvidgningskoefficient [$^\circ\text{C}^{-1}$]

ΔT är temperaturändringen [$^\circ\text{C}$]

Dessa töjningar ger upphov till rörelser i betongen, och får detta ske fritt uppstår inga spänningar. Detta är dock ett idealt fall då armerade betongkonstruktioner till sin natur alltid har någon form av mothåll som förhindrar den inducerade rörelsen, och då orsakar spänningar. Graden av detta mothåll är det som kallas tvångsfaktor, där ett värde på 0 innebär helt fri rörelse, och 1 helt förhindrad. Tvångsfaktorn brukar betecknas R och definieras enligt följande [7]:

$$R = \frac{\Delta\varepsilon^0 - \Delta\varepsilon}{\Delta\varepsilon^0} \quad (2.5)$$

där

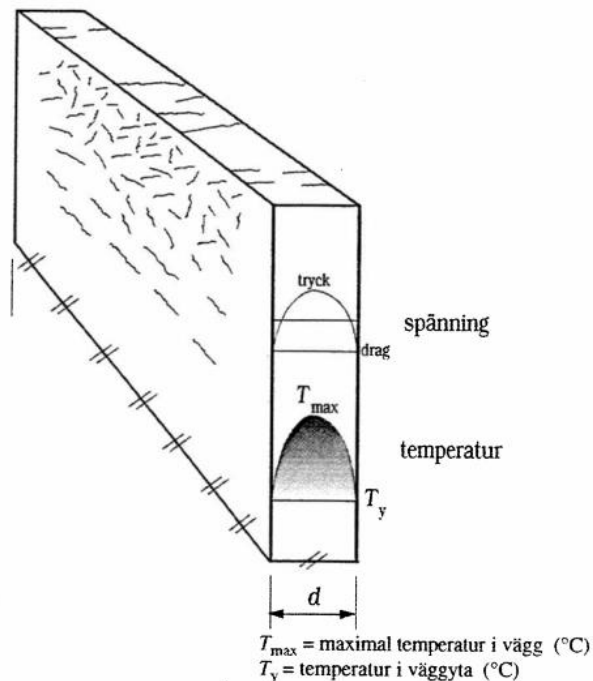
$\Delta\varepsilon^0$ är den fria töjningsändringen [-]

$\Delta\varepsilon$ är den aktuella töjningsändringen [-]

Tvångsfaktorn är ofta komplicerad att bestämma då det både finns olika tvångssituationer beroende på hur konstruktionen ser ut, samt att storleken av tvånget beror av många faktorer. Av denna anledning brukar man skilja på det som kallas inre- och yttre tvång [9].

2.2.1 Inre tvång

Om tvärsnittet i ett element är utsatt för olika spänningsoberoende töjningar kan dessa motverka varandras fria töjning, vilket resulterar i ett inre tvång. Några exempel på detta är de tidigare nämnda fallen med icke-linjär temperaturfördelning under hydratationsprocessen, samt ojämn krympning som följd av olika klimatförhållanden på tvärsnittets sidor. Den icke-linjära fördelningen av fukt eller temperatur ger en gradient över tvärsnittet som behöver balansera varandra genom interna spänningar [9].



Figur 2-10 Spänningsfördelning orsakad av temperaturgradient i en vägg [14, fig. B6.1]

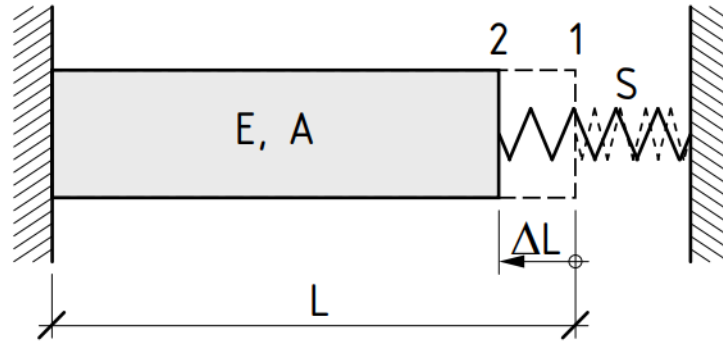
Ett annat fall av inre tvång uppträder som följd av att betongens krympning delvis blir förhindrad av vidhäftningen med armeringen, som inte krymper. Detta resulterar i dragspänningar i betongen som kan bli stora om armeringsinnehållet i tvärsnittet är högt, och medför därmed risk för sprickbildning [9]. Detta fall beaktas enbart för krympning och inte temperaturförändring då armering och betong kan förutsättas ha samma längdutvidgningskoefficient [12].

2.2.2 Yttre tvång

Yttre tvång uppstår när den fria töjningen hos ett element blir begränsad av yttre faktorer, som i gjutfogen mellan konstruktioner, angränsande konstruktionselement, eller friktion från mark, berg och fyllnadsmassor [10]. Beroende på vad som angränsar till elementet och hur det är placerat kan ett antal olika tvångssituationer uppstå. Dessa är viktiga att beakta då de resulterar i olika definitioner av tvångsfaktorn [7].

2.2.2.1 Enaxiellt ändtvång

Det enklaste fallet att kvantifiera är enaxiellt ändtvång som uppstår när ett element gjuts mellan två befintliga element. Typiska exempel på sådana konstruktioner är upphängda plattor som gjuts mellan två styva väggar, och pelare [11]. Enaxiellt ändtvång innebär att tvånget enbart beaktas i en riktning, där tvångsgradens storlek beror av upplagens styvhet [10]. En modell av detta presenteras i Figur 2–11.



Figur 2-11 Principiell modell av enaxiellt tvång där mothållet utgörs av en fjäder med styvheten S [10, fig. 4.1]

För fallet med enaxiellt ändtvång är det inte ovanligt att använda en tvångsfaktor på 1 om elementet gjuts mellan två styva konstruktioner. Om upplagen inte är helt oeftergivliga och dess styvhet är känd kan tvångsfaktorn uttryckas enligt följande [7]:

$$R = \frac{1}{1 + \frac{EA}{L} \cdot \frac{1}{S}} \quad (2.6)$$

där

E är elementets elasticitetsmodul [MPa]

A är elementets tvärsnittsarea [m²]

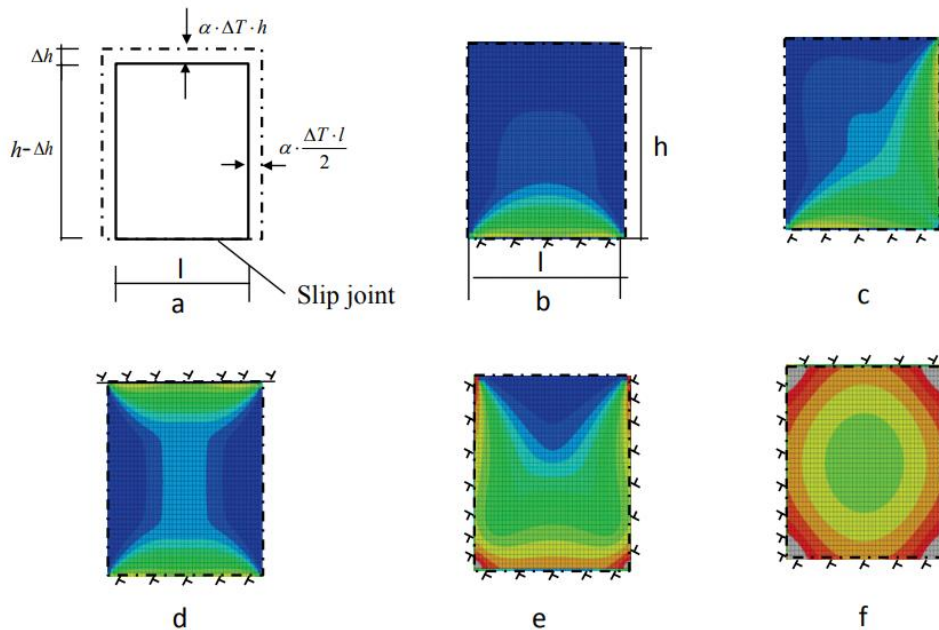
L är elementets längd [m]

S är upplagens styvhet [N/m]

2.2.2.2 Randtvång

I fallet med enaxiellt ändtvång är tvånget lika stort i den horisontella riktningen över hela tvärsnittet. Det andra vanliga tvångsfallet definieras som ett mothåll längs en eller flera ränder längs elementets sidor. Tvångsgraden beror utöver antal mothållna ytor på geometri- och styvhetsförhållande mellan det nygjutna och begränsande elementet, och att andra randvillkor som underlagets styvhet och bäddmodul påverkar hela konstruktionens möjlighet att röra sig [10]. Detta leder till en varierad tvångsgrad i elementet, vilket gör modelleringen mer

avancerad än för enaxiellt randtvång. Tvångets fördelning som följd av antalet mothållna ränder visas principiellt i Figur 2–12.



Figur 2-12 Fördelning av tvång i ett element med olika antal oeftergivliga ränder. Tvångsfaktorn varierar från 0 (blå färg) till 1 (röd färg) [15, fig. 2.7]

För detta arbete är det primärt fall b) i Figur 2–12 som kommer studeras, vilket beror på att tunnelsektioner ofta gjuts på en grundplatta som ger den undre mothållande randen. All analys i detta avsnitt utgår från att vägg och bottenplatta är sammankopplade. Om väggen tillåts att släppa från bottenplattan minskar tvånget nära väggens ändar. Hur tvångsfaktorn bestäms för detta fall är som tidigare nämnt mer avancerat att definiera än för det enaxiella, och flera olika metoder finns presenterade i litteraturen.

Tvångsfaktorn i gjutfogen mellan grundplatta och en nygjuten vägg kan enligt [11] definieras som följande:

$$R_{fog} = \frac{1}{1 + \frac{A_{vägg}}{A_{platta}} \cdot \frac{E_{vägg}}{E_{platta}}} \quad (2.7)$$

där

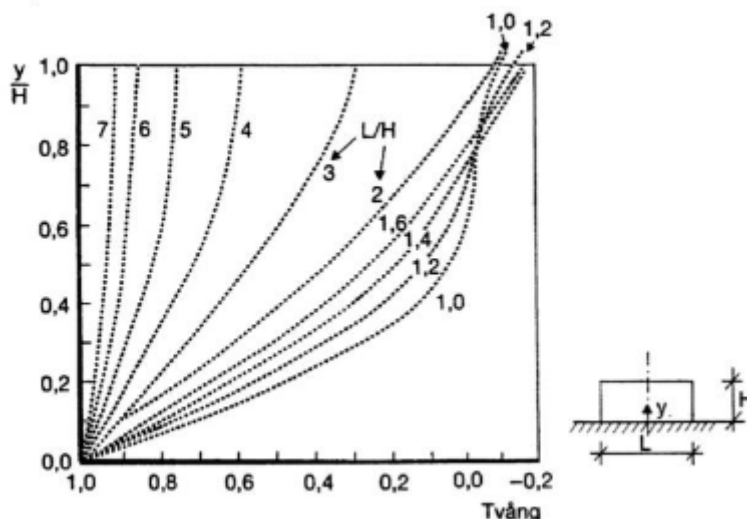
$\frac{A_{vägg}}{A_{platta}}$ är förhållandet mellan den nya- och befintliga elementets tvärsnittsarea, och definieras som $\frac{b_{vägg}}{h_{platta}}$ för en vägg gjuten på plattans kant, och $\frac{b_{vägg}}{2 \cdot h_{platta}}$ för en vägg gjuten långt från plattans kant

$$\frac{E_{vagg}}{E_{platta}}$$

är förhållandet mellan den nya- och befintliga elementets styvhet, och kan antas ligga mellan 0,7 och 0,8 tidigt efter gjutning, och vara lika med 1 vid långsiktig bedömning

Tvångsfaktorn i gjutfogen justeras sedan med avseende på höjden i väggen eftersom tvånget avtar med avståndet från gjutfogen. Tvångsfaktorn bör generellt tas som det värde där den maximala sprickvidden uppträder, vilket inte är i själva gjutfogen för fallet med randtvång. Detta beror på att det mothållande elementet kommer förhindra sprickorna från att utvidgas om inte gjutfogen går till brott före sprickornas uppkomst. Med ökande avstånd från gjutfogen avtar tvångets mothållande verkan på spricköppningen, vilket tillåter sprickan att öppnas mer. Störst sprickvidd har visats uppstå vid en höjd på ca 10% av ett elements längd [11].

Hur tvånget fördelas över höjden är högst beroende av förhållandet mellan höjd och längd hos elementet. Emborg et al. [14] tog fram Figur 2–13 som visar hur tvånget för en vägg på helt oeftergivlig grund avtar med höjden för ett antal L/H-förhållanden. Resultatet visar hur ökande förhållande mellan längd och höjd snabbt ger stor tvångsfaktor över stora delar av väggens höjd.



Figur 2-13 Grad av tvång i vägg som funktion av höjdläget y , för olika förhållanden mellan väggens längd, L , och höjd, H [14, fig. A4.3].

Grafen i Figur 2–13 från Emborg et al. [14] har sedan använts av CIRIA [11] för att genom kurvanpassning ta fram följande formel som beräknar det relativa tvånget vid en specifik höjd, utifrån förhållandet mellan elementets längd och höjd, som multipliceras med tvångsfaktorn i gjutfogen [11]:

$$R = R_{fog} \left[\left(1,372 \left(\frac{h}{L} \right)^2 - 2,543 \left(\frac{h}{L} \right) + 1 \right) + 0,044 \left(\left(\frac{L}{H} \right) - 1,969 \right) \left(\frac{h}{H} \right)^{1,349} \right] \quad (2.8)$$

där

R_j	är tvångsfaktorn i gjutfogen [-]
L	är väggens längd [m]
H	är väggens höjd [m]
h	är den undersökta höjden från gjutfogen [m]

Dessa ekvationer tar ej hänsyn till krypningen i betongen, vilket sedan görs genom att införa en reduktionsfaktor, K_c . Detta ger slutligen följande ekvation för det axiella tvånget [11]:

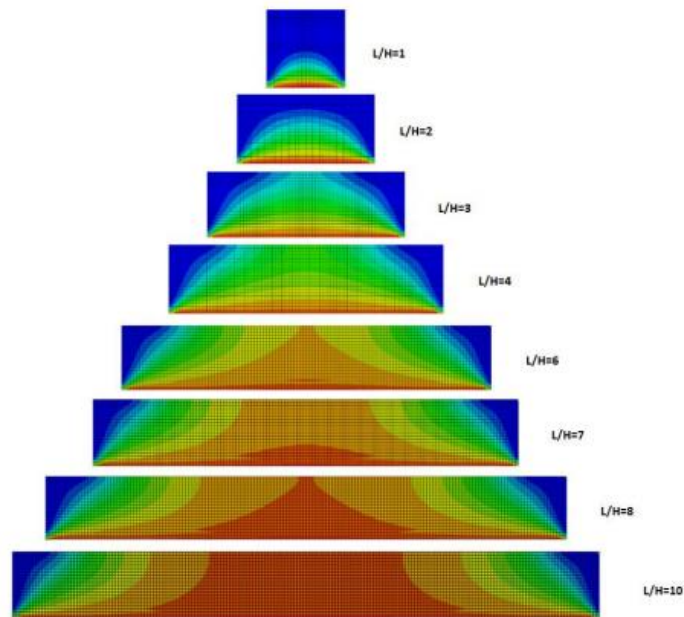
$$R_{ax} = R \cdot K_c \quad (2.9)$$

där

R	är tvångsfaktorn utan hänsyn till krypning enligt ekvation 2.8
K_c	är en reduktionsfaktor med hänsyn till krypning. 0,65 vid tidig ålder och 0,5 efter lång tid

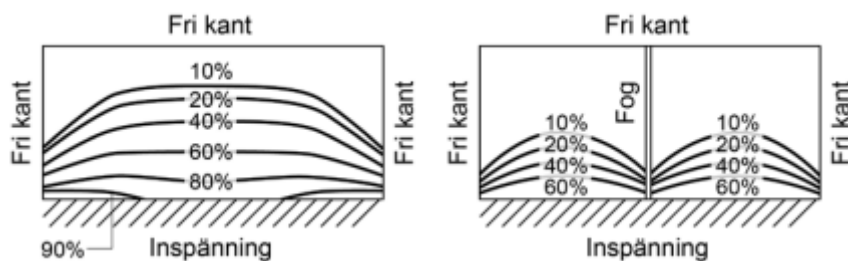
Storleken på tvångsfaktorn, R , utan hänsyn till krypning med ovanstående ekvationer ligger realistiskt mellan 0,4 och 0,7 medan reduktionsfaktorn, K_c , med avseende på krypning ligger mellan 0,5 och 0,65 [11]. Eurokod 2 (2023) tillåter ett förenklat värde på 0,5 för axiellt randtvång, R_{ax} , med hänsyn till krypning [12]. Den förenklade tvångsfaktorn i SS-EN-1992-1-1:2023 kan alltså i vissa fall ge ett avsevärt mycket högre värde jämfört med metoden från CIRIA när krypning beaktas.

Tvångsfaktorns utbredning över höjden som följd av ökande förhållande mellan längd och höjd illustreras i Figur 2–14. Det blir tydligt att för långsträckta element kommer metodiken att undersöka tvånget vid en specifik höjd inte längre vara relevant då sprickbildningen kan ske över hela tvärsnittet.



Figur 2-14 Illustration av tvångets fördelning över höjden för olika längd-höjdförhållanden. Ju rödare färg, desto mer tvång [16, fig. 5.2].

Långsträckta konstruktioner som tunnlar behöver därför delas upp i kortare segment, ofta kallade monoliter, för att reducera spänningarna som uppträder till följd av tvånget. Effekten av en sådan uppdelning illustreras i Figur 2-15.



Figur 2-15 Tvångets fördelning för en vägg med- och utan expansionsfog [7, fig. 19.8:2]

För att göra analysen av tvångskrafterna i monoliter mer hanterbar är det nödvändigt att dela upp uppkomsten av tvång i olika fall. Dessa redovisas i följande avsnitt.

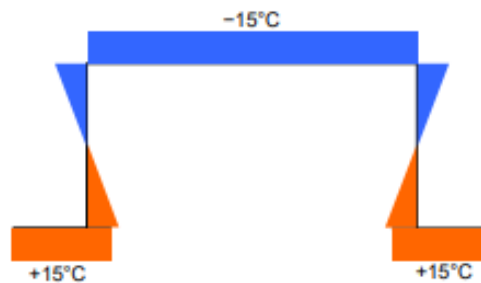
2.3 Temperaturskillnad mellan element

Som tidigare nämnt, kan temperaturskillnader i ett element från exempelvis hydrationsprocessen orsaka tvång, men är något som kan minimeras genom både materialval och åtgärder under utförandet. Ett annat tvångsinducerande fenomen kan uppstå när olika delar av en konstruktion utsätts för olika temperaturer från omgivningen.

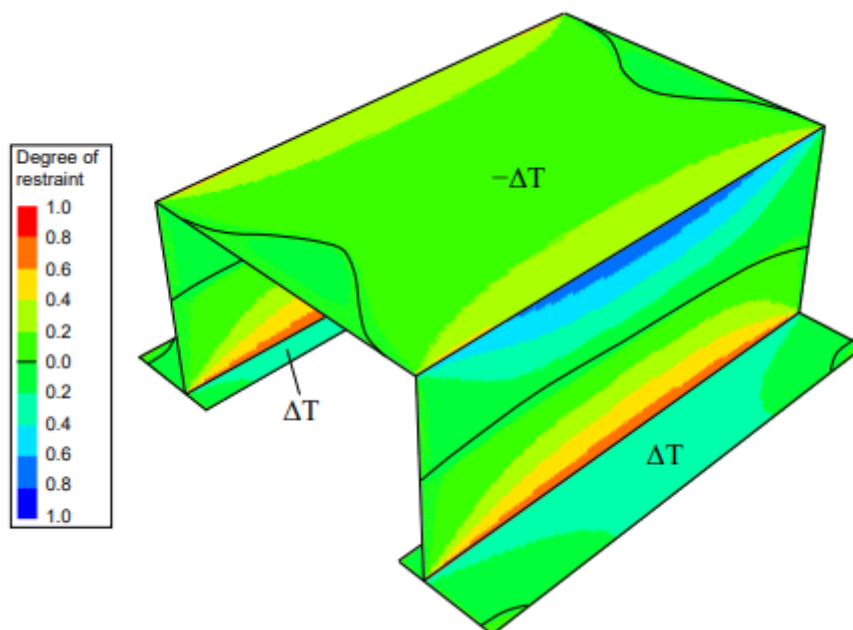
Gottsäter [17] undersökte detta fenomen för plattramsbroar, vilka konstruktionsmässigt kan likställas med Cut-and-Cover-tunnlar. Broplattan påverkas av både uppvärmning genom solens strålningenergi och avkylning genom värmestrålning mot himlen, vilket kan leda till snabba temperaturförändringar i förhållande till bottenplattan. Samma temperaturlaster kan uppträda för en tunnelkonstruktion innan schakten återfylls, vilket gör Gottsätters undersökning särskilt relevant för analysen under det tidiga skedet av en tunnels livstid.

Den stora skillnaden mellan Gottsätters undersökning om plattrambroar och fallet för en tunnel ligger i den temperaturvariation som kan uppträda efter återfyllnad. För en nedgrävd tunnel kommer temperaturvariationen från omgivande fyllnadsmaterial ske långsammare, samtidigt som lufttemperaturen i tunneln varierar enhetligt. Detta kommer resultera i lägre temperaturvariationer mellan elementen, och således ge lägre inverkan på tvånget senare under livstiden.

Uppkomsten av tvång i en plattrambro som följd av temperaturskillnad mellan broplatta och bottenplatta illustreras i figurerna 2-16 och 2-17.



Figur 2-16 Temperaturvariationen i en plattrambros tvärsnitt [17, fig. 3.7]



Figur 2-17 Fördelning av tvång i en plattrambro som följd av temperaturvariation mellan broplatta och bottenplatta [17, fig. 3.3]

I Eurokod 1 del 5 (2003) [18] finns ett nationellt tillägg för skillnad i temperatur mellan bärverksdelar där det rekommenderade värdet är 15°C om ingen noggrannare analys utförs. Gottsäter [17] utförde mätningar av temperaturen i bärverksdelar på plattramsbroar på flera platser i Sverige och drog slutsatsen att en skillnad på 15°C var större än de uppmätta temperaturskillnaderna för ett kvasi-permanent lastfall. Det föreskrivna värdet i Eurokod 1 del 5 (2003) är således konservativt sett till sprickriskberäkningar, men kräver inga noggranna mätningar. Detta fall kan då bli dimensionerande innan återfyllnad sker, men är inte lika kritiskt under senare delen av tunnelns livstid.

2.4 Krympningsskillnad mellan element gjutna vid olika tidpunkter

Krympningens hastighet är störst tidigt efter gjutning och avtar med tiden, vilket visades i Figur 2-3 och 2-4. Detta resulterar i att när element gjuts vid olika tidpunkter kommer de ha hunnit krympa olika mycket. Effekten av detta blir att det nygjutna elementets hastigare krympning motverkas av det äldre elementet, och ett tvång uppstår.

Detta fenomen uppträder framför allt vid införande av gjutetapper i tunnelmonoliter, vilket är ett praktiskt krav för själva utförandet vid gjutning av monoliterna. Som tidigare visats spelar antalet mothållna ränder stor roll för tvångets utbredning, och är därför viktigt att beakta vid införandet av gjutetapper. Generellt bör etapperna utföras så att högst två ränder blir mothållna, genom att etapperna gjuts sekventiellt intill varandra för att uppnå fall c) i Figur 2-12 [15].

Den andra åtgärden för att minimera tvånget som följd av krympningsskillnad är att minimera tiden mellan gjutetapperna för att få så liten krympningsskillnad som möjligt. Det ideala fallet

är att gjuta nästa etapp medan den föregående fortfarande är varm, vilket får autogen- och temperaturkrympning att i stort sett sammanfalla för de båda sekvenserna så de kontraherar enhetligt [15].

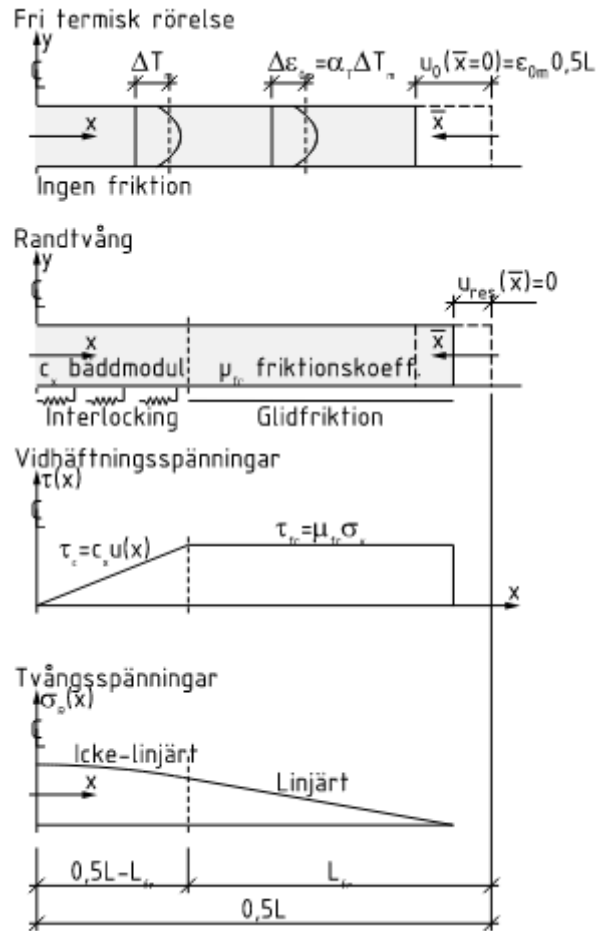
Krympningsskillnaden går att räkna om till en ekvivalent temperaturlast, och tvångskrafterna kan således behandlas på samma sätt som fallet med temperaturskillnad mellan element.

2.5 Friktionskrafter orsakade av jämn temperaturrelse samt jämn krympning

Det tredje fallet att beakta sker när tunnelsegmentet utsätts för en jämn temperaturökning eller sänkning, och då expanderar eller kontraherar jämnt över alla konstruktionsdelar. Det värsta fallet uppträder vid kontraktion som följd av temperatursänkning under den kallare delen av året, tillsammans med den krympning som sker i betongen. Detta ger en samverkande kontraktion av tunnelsegmentet som blir mothållen av underlaget och motfyllningen vid sidorna, vilket resulterar i ett axiellt tvång på grund av friktionen.

Om åtgärder vidtas för att minimera den tidiga sprickbildningen från hydratationsprocessen kommer det fortfarande uppstå residualspänningar i tvärsnittet då den initiala krympningens inverkan inte helt går att förhindra. Detta medför att de spänningar som uppstår från senare temperaturrelser och den fortsatta krympningen kan leda till att draghållfastheten överskrids och att sprickbildning kan ske under hela livstiden. Fallet med axiellt tvång pga. friktion kan således bli kritiskt för långa gjutna sektioner [10]. Av denna anledning kommer fenomenet undersökas mer detaljerat.

Hur tvång, friktion- samt tvångsspänningar principiellt uppträder för en bottenplatta som följd av en temperaturändring visas schematiskt enligt [19], se Figur 2-18:



Figur 2-18 Modell av tvång pga. friktion mot undergrund som följd av termisk rörelse [19, fig. 6.11]

Hur stora dessa spänningar blir beror som visas i [19] av jordmaterialets kohesion och friktionskoefficient samt spänningstillståndet i jordmaterialet. Underlag och fyllnadsmaterial ska utgöras av packat friktionsmaterial som krossat aggregat enligt [20], vilket medför att spänningstillståndet som bestäms av materialets tunghet, grundläggningens djup och grundvattennivån inte går att påverka.

För att minimera tvångsspänningarna från friktionen är det alltså främst åtgärder för att reducera själva friktionskoefficienten och vidhäftningen mellan tunnel och jordmaterial som kan undersökas vidare. De regelverk som idag används för dimensionering av geotekniska konstruktioner som tunnlar innehåller i stort sett ingen information om hur friktion ska beaktas, vilket leder till följande litteraturstudie om friktionskoefficient och vidhäftning mellan friktionsjord och betongelement.

3 Litteraturstudie

Kapitel 3 redovisar en litteraturstudie kring friktion mellan betongkonstruktioner och omgivande jordmaterial. Fokus ligger på att identifiera friktionskoefficienter och undersöka olika metoder för att minska friktionen, vilket är avgörande för att begränsa sprickbildning i tunnelkonstruktioner.

3.1 Bakgrund

I avsnitt 2.5 redovisades hur tvångsspänningar från friktion beror av olika parametrar, där friktionskoefficient och vidhäftning är de som vidare undersöks. Friktionskoefficienten definieras som förhållandet mellan friktionskraft och normalkraft, alternativt som vilken lutning som krävs för att ett objekt ska börja glida mot underlaget [21], se ekvation 3.1.

$$\mu = \tan(\varphi) = \frac{F}{N} \quad (3.1)$$

där

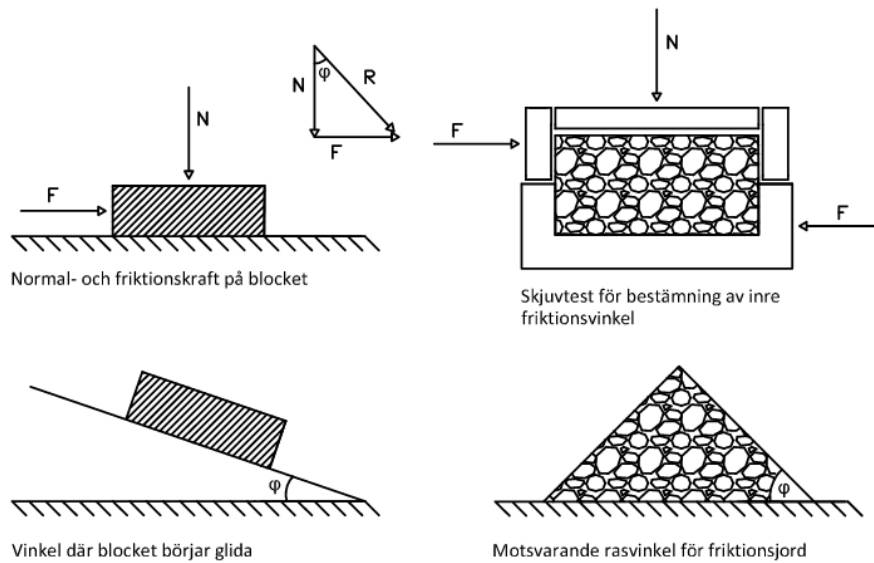
μ är friktionskoefficienten [-]

φ är friktionsvinkeln [°]

F är den tangentiella friktionskraften under elementet [N]

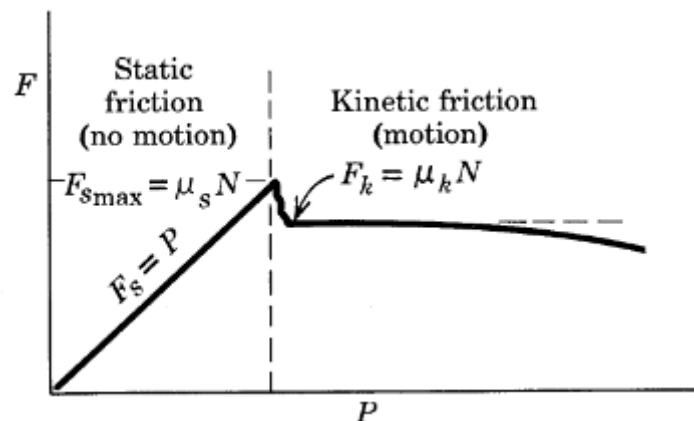
N är normalkraften på elementet [N]

Det Trafikverket anger gällande friktion ger i stort sett ingen information om hur detta ska beaktas, utan lyder enbart som följande: “*Friktions- och tvångskrafter orsakade av temperaturändringar ska bestämmas med hänsyn till konstruktionens utformning*” [22]. Utöver detta ger Trafikverket enbart information om att friktionsvinkeln för fast lagrat krossmaterial är 45° [22], men detta avser den inre friktionsvinkeln - det vinkelmått som beskriver jordens motstånd mot skjuvning till följd av friktionskrafter mellan partiklarna [23]. Hur de båda vinklarnas definitioner skiljer sig visas i Figur 3–1.



Figur 3-1 Skillnad mellan inre friktionsvinkeln och friktionsvinkeln mellan två material

En generell friktionskurva presenteras i Figur 3–2 där det visas att friktionskoefficienten är som störst innan ett objekt börjar glida. När tvånget beaktas som följd av friktion bör därför den statiska friktionskoefficienten användas då den ger upphov till de största spänningarna [24].



Figur 3-2 Friktionskurva för ett objekt mot dess underlag. Friktionskraft, F , på den vertikala axeln och påförd kraft, P , på den horisontella axeln [21, fig. 3.1]

Fenomenet av intresse är således friktionen mellan friktionsjord som underlag och tunnelementen i betong som glidande objekt. Den information som finns gällande friktion enligt exempelvis *Betonghandbok Material. Del 2* [7] berör primärt halkrisk när betong används som vägbana eller golv, och är därför inte intressant i detta fall. Målet med litteraturstudien är således att undersöka värden för den statiska friktionskoefficienten mellan

betong och krossat jordmaterial, samt att identifiera metoder för att minska friktionen mellan betongen och jorden, och därigenom reducera spänningarna i betongen.

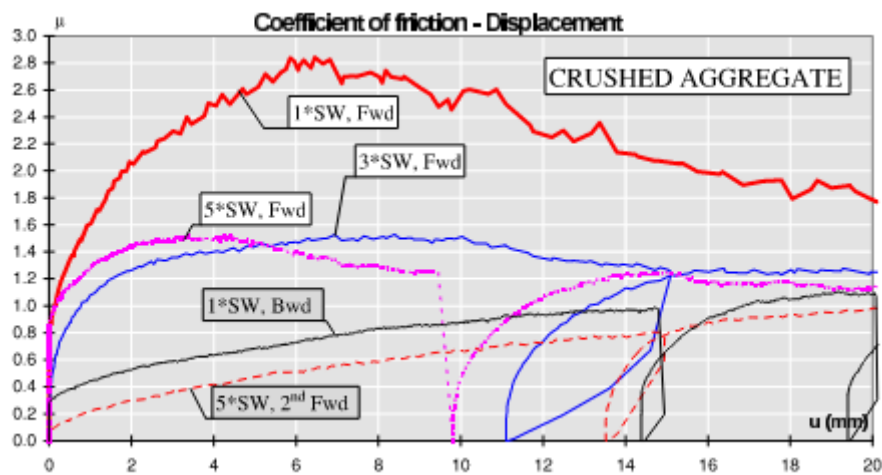
3.2 Resultat

3.2.1 Glidlager med plastfolie

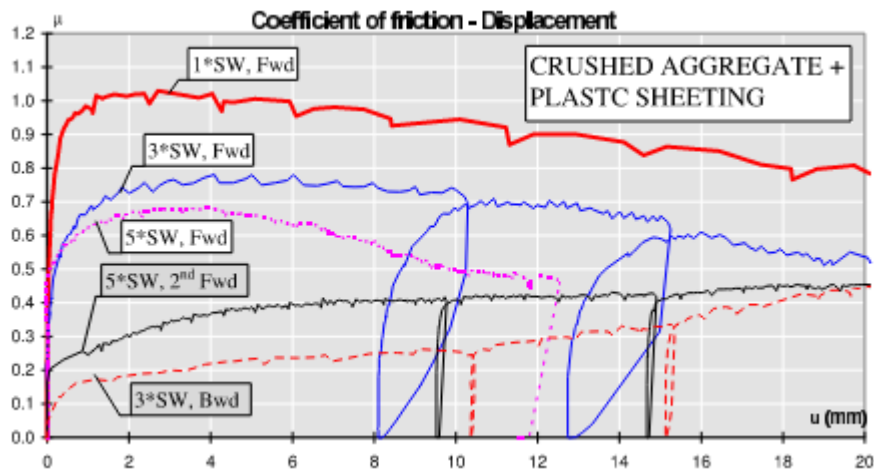
Pettersson (1997) [21] undersökte i ett forskningsprojekt spänningar i betongkonstruktioner orsakade av tvång från underlaget. Undersökningen beaktade temperaturinducerade rörelser i betongplattor, där FE-modellering användes för att beräkna spänningarna över plattornas tvärsnitt. För att skapa realistiska upplagsvillkor i FE-modellerna utfördes experimentella tester i laboratorium. Målet med försöken var att bestämma friktionskoefficienten för olika underlag, och vilka parametrar som påverkade dess storlek.

Laboratorieförsöken utfördes genom att skjuta betongplattor horisontellt fram- och tillbaka med en hydraulisk press mot underlagen. Plattorna gjöts på plats mot sand med graderingen 0,2/2 mm, eller makadam med graderingen 11/16 mm, och för båda underlagen testades även effekten av en plastfilm placerad mellan platta och underlag. Försöken utfördes med varierande normalkraft genom att placera flera plattor ovanpå varandra.

Resultaten från försöken med krossat aggregat, med och utan plastfilm, visas som friktionskurvor i Figur 3–3 och 3–4. SW betecknar normalkraften i form av plattans egentyngd, Fwd och Bwd avser förskjutningen framåt respektive bakåt.

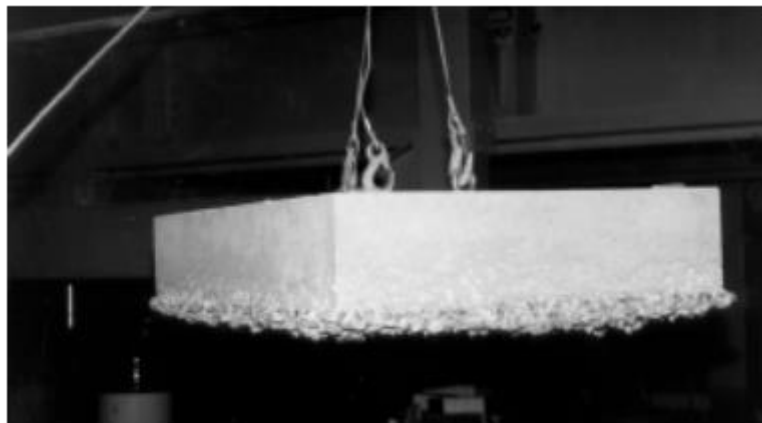


Figur 3-3 Friktionskurva för platta gjuten på krossat aggregat [21, fig. 3.12]



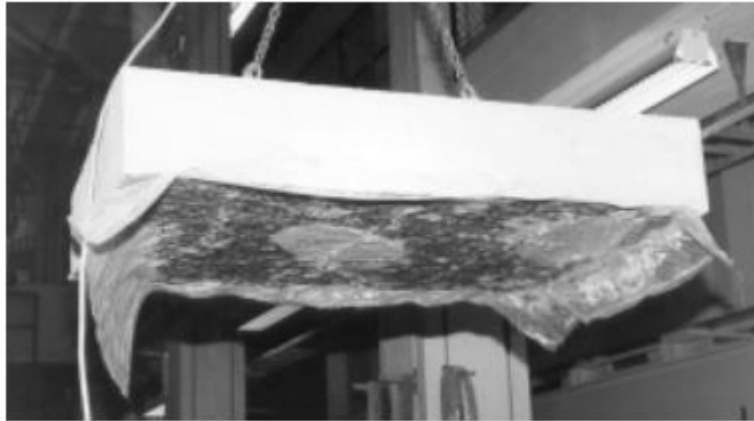
Figur 3-4 Friktionskurva för platta gjuten på krossat aggregat med plastfilm [21, fig. 3.13]

Graferna visar tydligt hur friktionskoefficienten reduceras avsevärt vid införandet av en plastfilm mellan materialen. Detta kan förklaras av att betongen vid gjutning tränger ner i underlagets hålrum, vilket skapar en förankring mellan betong och underlag efter härdning [7]. Denna mekaniska vidhäftning medför att underlagets partiklar måste omfördelas avsevärt för att en rörelse ska kunna ske, vilket kräver en stor skjuvkraft om underlaget är hårt packat. Detta karakteriseras av att ingen tydlig glidyta uppträder mellan betong och underlag, vilket visas på den skrovliga ytan hos betongen i Figur 3-5.



Figur 3-5 Plattans botten efter gjutning direkt på krossat aggregat [21, fig. 3.14b]

När en plastfilm placeras på underlaget innan gjutning förhindrar filmen betongen från att tränga ner i underlaget, och ingen mekanisk vidhäftning kan ske mellan betong och underlag. Detta ger upphov till en slät glidyta som kräver avsevärt mindre omfördelning av partiklarna i jorden innan glidning uppstår. Plattans undersida vid gjutning mot en plastfilm visas i Figur 3-6, där skillnaden på ytorna tydliggörs.



Figur 3-6 Plattans botten efter gjutning mot en plastfilm [21, fig. 3.14c]

Graferna i Figur 3-3 och 3-4 visar även att ökad normalkraft resulterar i reducerad friktionskoefficient både med- och utan plastfilm. Detta kan bero på två olika fenomen som uppträder vid ökad normalkraft; det första att grövre partiklar i glidzonen nöts av, vilket resulterar i en slätare yta med lägre friktion. Det andra fenomenet uppträder vid hårt packade friktionsjordar där en ökad normalkraft förhindrar utvidgningen av jorden som sker till följd av skjuvning, vilket reducerar den interna friktionsvinkeln [25].

3.2.2 Glidlager med plastfilm och sand

Han et al [26] utförde en studie om betongvägar där vägplattorna förspändes för att tillåta längre element, vilket minskar antalet fogar i vägen. Längre plattor blir mer påverkade av temperaturinducerade spänningar, och studien undersökte möjliga lösningar på glidlager mellan platta och underlag för att reducera friktionen mellan dessa. Dessa glidlager testades experimentellt med samma slags skjuttester som i Pettersson [21] för att mäta friktionskoefficienten.

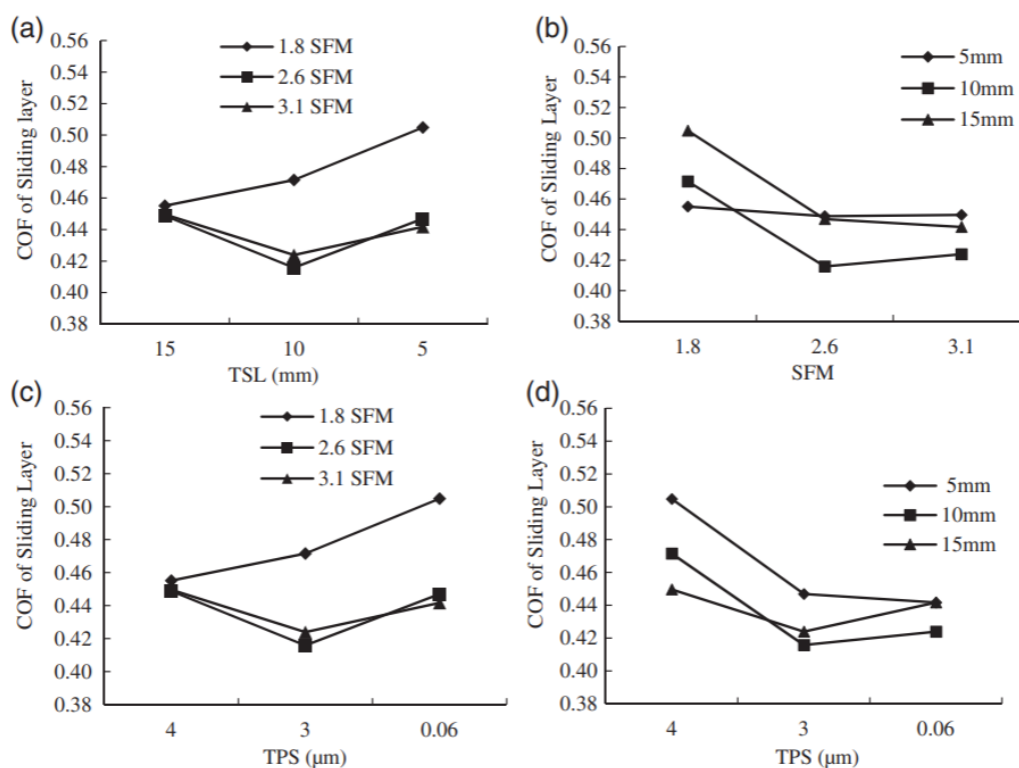
Den typ av glidlager som undersöktes i [26] bestod av sand samt plastfilm av polyeten. Två olika utföranden av detta testades; plastfilm över ett sandlager, och ett sandlager mellan två plastfilmer. Sandens finhetsmodul och lagertjocklek samt plastfilmens tjocklek varierades för att bestämma vilka parametrar som påverkade den statistiska friktionskoefficienten.

Finhetsmodul, eller engelskans "*fineness modulus*" (FM) är ett mått som beskriver den genomsnittliga kornstorleken i en friktionsjord. Det beräknas genom att summera andelen material som fastnar på en uppsättning siktar och dela summan med 100. Ett högre FM betyder grövre material, medan ett lägre betyder finare material.

En faktor i denna studie som skiljer sig från det sökta resultatet i litteraturstudien är att författarna ville uppnå en så låg friktionskoefficient som möjligt tidigt efter gjutning, men att den över tid skulle öka för att låta friktionen motverka de temperaturinducerade rörelserna från omgivningen. Detta uppnåddes genom att även utföra tester där cement tillsattes i sanden och över tid härdar genom fuktupptagning från marken, vilket gör sandbädden styvare och höjer friktionskoefficienten. Även cementhalten i sanden varierades i dessa försök.

En annan parameter som undersöktes var hastigheten på skjutproverna, från 1 mm/min till 10 mm/min. Den lägsta hastigheten valdes som dimensionerande av författarna då deformationen från temperaturändring sker mycket långsamt. Resultatet av försöken visade att de värden på parametrarna som gav optimalt glidskikt och då lägst friktionskoefficient skulle vara ett 10 mm sandskikt med medelhög finhetsmodul, och plastfilm med en tjocklek på 3 μm . Sandbädd mellan två plastfilmer påvisade också lägre friktionskoefficient än ett lager plastfilm då detta medförde att sanden gav en slags kullagereffekt.

Mätningarna av friktionskoefficienten för de olika parametrarna i glidlagerna redovisas i Figur 3–7, där SFM betecknar sandens finhetsmodul, TSL sandlagrets tjocklek, och TPS plastfilmens tjocklek. Den lägsta statistiska friktionskoefficienten mättes till 0,47 för det tidigare beskrivna glidlagret, vilket kan jämföras med 0,70 för ett initialt test utan glidlager.



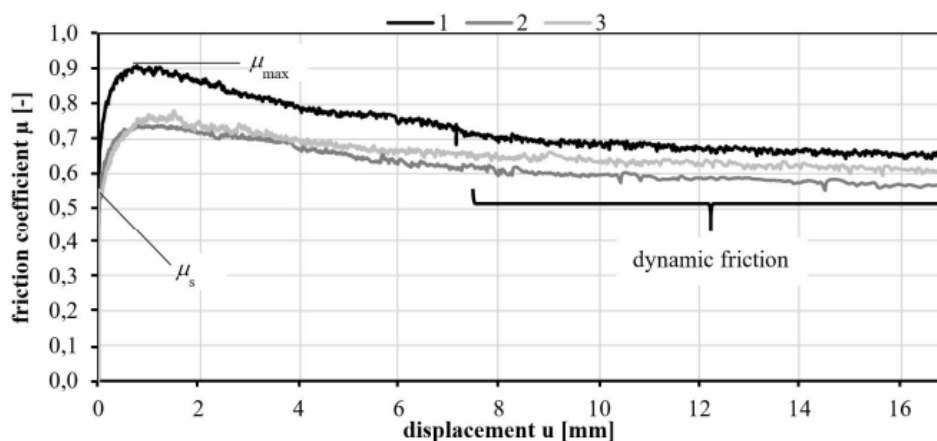
Figur 3- Friktionskoefficienten för glidlager med olika värden på dess parametrar [26, fig. 10]

Holschemacher & Löber [27] genomförde en studie om glidlager för betongplattor gjutna på olika underlag. Författarna beskriver flera olika utföranden på glidlager, bland annat de tidigare metoderna med plastfilm som i [21], samt införandet av ett mindre lager sand under plastfilmen, vilket beskrevs i [26]. De tar även upp alternativ till att använda sand under plastfilm, som smörjmedel eller bitumen. För att förstärka den friktionsreducerande effekten av ett glidlager rekommenderar författarna även att använda en så slät yta på underlaget som möjligt, vilket bäst uppnås genom införandet av ett avjämnat skikt grovbetong gjutet direkt på krossmaterialet.

Holschemacher & Löber [27] belyser att uppmätta värden av friktionskoefficienten mellan betong och friktionsjord varierar kraftigt i undersökt litteratur. De menar att detta kan bero på att det inte finns någon standardiserad mätmetod av friktionskoefficienter, så utförandet i olika experiment kan påverka resultatet, trots att samma glidlager använts. En annan faktor som antas bidra till osäkerheten kring mätningar är den tidigare nämnda effekten av normalkraft på plattan. Om glidytan sker i friktionsjorden snarare än mellan materialen, kommer styvheten i materialet påverka friktionskoefficienten avsevärt, vilket blir extra påtagligt för tunnare plattor. Författarna talar för att ett gränsvärde för effekten av detta uppträder för plattor med en tjocklek under 1 m.

Sammanställningen av Holschemacher & Löbers litteraturstudie [27] av friktionskoefficienter i olika glidlager påvisade att införandet av en plastfilm mellan betong och friktionsjord sänker friktionskoefficienten från 2–3 till ett värde nära 1,0. Flera lager plastfilm ger inte nödvändigtvis bättre resultat än ett lager, däremot ges en ytterligare reduktion av friktionskoefficienten om ett lager sand införs mellan betong och plastfilm. Ännu lägre friktion kan uppnås om ett väl avjämnat lager grovbetong införs ovanpå friktionsjorden tillsammans med någon slags glidlager. Två lager plastfilm gav här en friktionskoefficient på 0,5, och om smörjmedel användes mellan lagren har mätningar gett värden på omkring 0,3.

Holschemacher & Löbers [27] egna experimentella försök utfördes med ett 5 cm sandlager av fin kornstorlek direkt ovanpå osorterad friktionsjord bestående av grus. Ovanpå sandlagret placerades två lager plastfilm för att skapa ett separationslager mellan den gjutna betongplattan och underlaget. Medelvärdet av försökens statistiska friktionskoefficienter blev 0,81, vilket ansågs överensstämma med resultat från andra undersökta tester av liknande glidlager. Den stora skillnaden i resultat mot glidlagret i [26] kan förklaras av att underlaget där bestod av betong med en plastfilm, vilket ger en slätare yta och den nämnda kullagereffekten. Friktionskurvorna från Holschemacher & Löbers [27] utförda experiment redovisas i Figur 3–8 där kurvorna från tre olika försök visas.

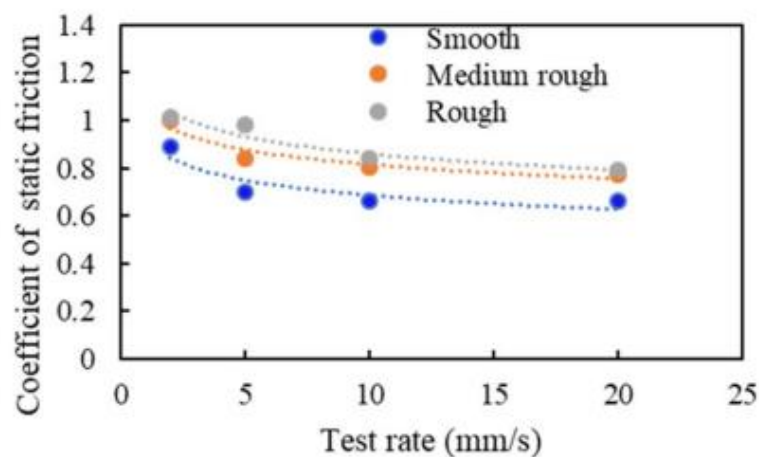


Figur 3–8 Friktionskurvor för betong på glidlager av 5 cm finkornig sand ovan osorterad friktionsjord [27, fig.5]

3.2.3 Friktion mellan två betongytor

Friktionskoefficienten mellan två betongelement undersöktes närmre av Taklas et al [28] där ett större antal betongplattor sköts mot varandra på samma sätt som de tidigare testerna. För att undersöka vilka parametrar som påverkade den statiska friktionskoefficienten utfördes testerna med olika råhet på ytan, samt varierad normalkraft och hastighet på proverna.

Resultaten visade som väntat att slätare yta på betongen gav lägre friktionskoefficient, samt att ökad normalkraft också sänkte friktionskoefficienten. Detta var särskilt påtagligt för testerna med grov yta, där friktionskoefficienten reducerades snabbare över antal förskjutningar som följd av att råheten i ytan slets ned snabbare. Ökad hastighet på testerna gav för alla fall en snabbare slitning på ytorna, och som följd av detta en lägre dynamisk friktionskoefficient. För testerna med släta betongytor varierade den statiska friktionskoefficienten mellan 0,5 och 0,9, och värdena för detta avtog med ökad hastighet och det mest relevanta värdet är således 0,9 för den långsammaste förskjutningen. Den statiska friktionskoefficienten för betongplattor med olika råhet och provhastighet visas i Figur 3–9.



Figur 3–9 Statisk friktionskoefficient för betongplattor med olika råhet som funktion av testets hastighet [28, fig. 16a]

3.2.4 Glidlager med plastfilm och smörjmedel

Tawfiq & Caliendo [29] utförde en något annorlunda undersökning angående negativ friktion på pålar som följd av att jorden runt pålarna sätter sig, och då orsakar en ytterligare nedåtriktad kraft som påverkar pålarnas bärförmåga. Trots att studien handlar om en annan typ av konstruktion är målet med studien även här att hitta metoder för att reducera friktionen mellan ett betongelement och omgivande jordmaterial. De metoder som testades i studiens experimentella försök var även här införandet av ett eller två lager plastfilm runt pålarna av olika tjocklek, och i ett fall med smörjmedel av mineralolja mellan lagren. Resultatet av dessa försök skulle jämföras med en tidigare studie där pålar täckts in med bitumen för att reducera friktionen.

Problemen som hade identifierats med bitumen som friktionsreducerande medel var att särskilt vid grövre kornstorlekar penetrerade partiklar inpackningen, vilket avsevärt ökade friktionen. Bitumens kraftigt temperaturpåverkade egenskaper sågs också som en nackdel då det fanns risk att vid ökade temperaturer rann bitumen av pålarna, vilket gjorde det ännu lättare för grova partiklar att penetrera lagret.

Inga friktionskoefficienter gavs i försöken, men författarna redovisade resultaten som en procentuell reduktion av friktionskoefficienten hos en ej inklädd påle av ren betong. Resultaten visade att införandet av plastfilm runt pålen reducerade friktionen i samtliga fall, och att råheten på pålens yta påverkade friktionen för de tunnare plastfilmerna, där en grövre yta gav större friktion. Införandet av två lager plastfilm reducerade friktionen med 77%, jämfört med 62% för ett lager. När mineralolja applicerades mellan lagerna reducerades friktionen mellan 80 och 98% beroende på omgivande temperatur, där högre temperatur gav större reduktion.

Författarna sammanfattade studien med att använda plastfilm i stället för bitumen var fördelaktigt och förenklade utförandet avsevärt, förutsatt att betongytan på pålarna är slät och plastfilmen slitstark.

3.3 Slutsats

Friktionskoefficienten mellan betong och friktionsjord har undersökts experimentellt i många studier, men spridningen på resultaten är relativt stor, och inget enhetligt värde finns givet i litteratur. Flera parametrar spelar in på friktionskoefficientens storlek; underlagets styvhet, betongytans råhet, rådande normalkraft och var glidyten mellan materialen inträffar. Trots att det är svårt att bestämma ett specifikt värde på friktionskoefficienten är det tydligt från litteraturstudien att det finns flera metoder som reducerar friktionen.

Införandet av ett separationslager av plastfilm mellan krossmaterial och den nygjutna betongen visades i Petterssons [21] tester bryta den mekaniska vidhäftningen vilket ger en tydligare glidyta och ger en avsevärt lägre friktionskoefficient. Utöver detta påvisar flera andra experimentella försök att införandet av ett glidlager kan reducera friktionen ytterligare, även med enkla medel som ett mindre sandlager mellan två plastfilmer, eller direkt mot krossmaterialet. Även ytornas råhet verkar spela stor roll, där slätare ytor ger lägre friktion. Användning av grovbetong på krossmaterial är en bra metod för att reducera underlagets påverkan på friktionen, och tillsammans med ett glidlager kan mycket låga friktionskoefficienter uppnås. I fallet för tunnelkonstruktioner kan det antas att användandet av sand som glidlager är en säkrare metod än oljor och smörjmedel då det är svårare att säkerställa dessas funktion och beständighet över tid.

Majoriteten av nämnda metoder kan primärt användas vid gjutning av bottenplattan då väggarna oftast formgjuts och därav sällan riskerar att få mekanisk vidhäftning till återfyllnaden. Formarna bör däremot vara så släta som möjligt då det visats att råheten inverkar på friktionskoefficienten. Friktionen mot väggarna och takplattan bör dock också kunna reduceras med införandet av någon form av beläggning, som plastfilm eller bitumenintäckning.

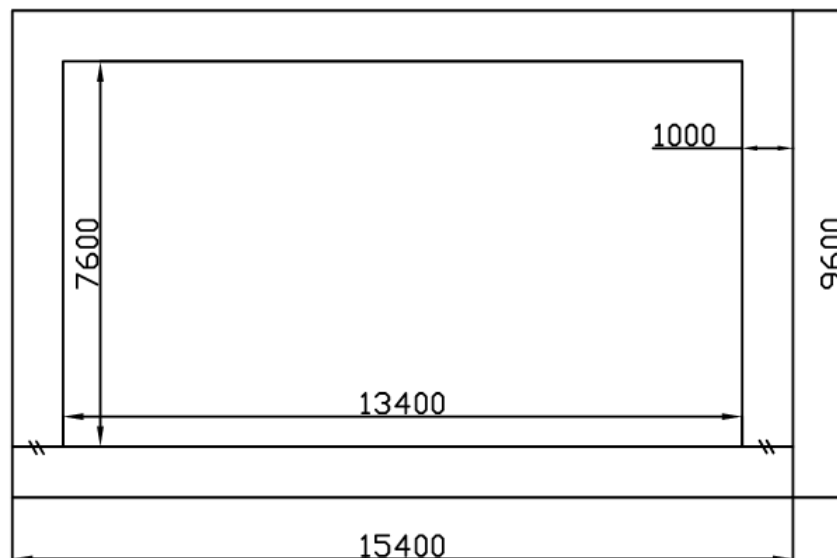
Betonghandbok Material. Del 2 [7] ger en föreslagen friktionskoefficient för betong mot en plastfilm på jämn singelbädd på 0,9 vilket kan ses som ett referensvärde, men lägre friktionskoefficient bör vara möjlig att uppnå om fler av de beskrivna metoderna används. För att säkerställa detta hade dock fler experimentella försök behövt utföras, särskilt med den föreskrivna kornfördelningen enligt AMA-anläggning [20] som innehåller mer grova partiklar än flera av de undersökta experimenten. Fler experiment som undersöker tjockare plastfilmer hade också varit intressant då detta eventuellt hade kunnat ge ett glidlager med större elasticitet, och därigenom mindre vidhäftning, vilket är den primära faktorn som påverkar den statiska friktionskoefficienten.

4 Beräkningsförutsättningar

I detta kapitel ges förklaringar på delar av beräkningarna och de förenklingar som gjorts i respektive avsnitt i Bilaga A. Resultaten redovisas som figurer i Kapitel 5. För att undersöka arbetets frågeställningar och friktionskoefficientens inverkan på sprickvidden har handberäkningar utförts i programvaran Mathcad Prime. Beräkningarna är skapade i form av ett beräkningsark där indata ansätts av användaren och resulterar i olika utdata så som minimiarmering, sprickvidd, och erforderlig armering för att klara sprickviddskraven. Beräkningsarket tillåter att variera olika parametrar för att analysera parametrarnas inverkan på resultaten, utan att behöva göra om beräkningarna. Beräkningarna är utförda enligt Eurokod 1992-1-1:2023 med stöd av Trafikverkets infrastruktursregelverk, CIRIA 766 och tidigare Vägverkets Bro 2004. Samtliga beräkningar med hänvisningar finns redovisade i Bilaga A.

4.1 Geometri

I första delen av Bilaga A definieras tunnelsektionens geometri i form av tvärsnitt och längd. Tvärsnittets geometri grundas i ett verkligt fall med vissa förenklingar, så som att samtliga element har samma tjocklek och täckande betongskikt. Tvärsnittets geometri hålls konstant i samtliga analyser och är inte en undersökt parameter i arbetet. En skiss över tvärsnittets geometri visas i Figur 4-1 där samtliga mått anges i millimeter.



Figur 4-1 Tunneltvärsnittets geometri [mm].

Tunnelsegmentets längd är för de slutliga analyserna definierad som en vektor med längder från 15 till 75 m, med fem meters intervall. Detta ger ett förhållande mellan längd och höjd från ca. 2 till 10. I Bilaga A är längdvektorn satt till en skalär för tydligare utskrifter

4.2 Materialparametrar

Samtliga materialparametrar för betong och armering har bestämts enligt Eurokod 1992-1-1:2023. I beräkningarna har betong med hållfasthetsklass C35 använts. Detta val baseras på Trafikverkets krav på exponeringsklasser i sitt infrastruktursregelverk, där den lägsta tillåtna hållfasthetsklassen för aktuella exponeringsklasser motsvarar C35 i SS-EN-1992-1-1:2023, Bilaga P. Anledningen är att högre exponeringsklasser kräver tätare betong, vilket uppnås genom ett lägre vattencementtal, och därmed en högre hållfasthetsklass. Hållfastheten hos betongen hålls konstant till C35 och är inte en parameter som undersökts vidare.

4.3 Kryptal

Från Vägverkets publikation Bro 2004:56 [30] gällande betongkonstruktioner har ett kryptal för jämn temperaturlast hämtats. I samma föreskrift ges även ett kryptal för permanenta laster, vilket har använts som ett förenklat värde i stället för att beräkna kryptalet enligt Eurokod 2 (2023).

Från Trafikverkets föreskrift TRVINFRA-002227 [31] har kryptal för jord med avseende på permanent- och jämn temperaturlast hämtats. Samtliga kryptal och deras storlek redovisas i tabell 4-1.

Tabell 4-1 Kryptal för olika material och lasttyper

Material	Last	Kryptal (φ)	Referens
Betong	Permanent	2,0	VV Bro 2004:56, avsnitt 42.14
	Jämn temperatur	0,3	
Jord	Permanent	2,0	TRVINFRA-002227, avsnitt 7.1.8.2.1
	Jämn temperatur	0,5	

4.4 Krympning

Betongens krympning beräknas enligt Bilaga B i Eurokod 1992-1-1:2023 med antagandet att normalhårdande betong (N) används. Krympningen beräknas för bottenplattan, väggarna och takplattan separat för att kunna definiera krympningsskillnaden mellan elementen. Som beskrivet i avsnitt 2.1.2 beror krympningens storlek av elementets tjocklek, antal sidor utsatta för uttorkning och den omgivande luftens relativa fuktighet.

Väggarna och takplattan antas ha enkelsidig uttorkning då den höga relativa fuktigheten i omgivande jord vid återfyllnad inte ger upphov till nämnvärd uttorkning. Detta är en viss förenkling då dubbelsidig uttorkning kan ske fram tills det att tunneln återfylls, men beaktas

inte i detta arbete. Enkelsidig uttorkning gäller även för bottenplatta då grunden förhindrar uttorkning nedåt.

Enligt TRVINFRA-00227, avsnitt 7.1.6.1.4 [31] ska den relativa fuktigheten i luft utomhus och i jord ovanför medelvattennivån antas vara 80%. Detta antas gälla för samtliga konstruktionsdelar.

Väggarna och takplattan antas gjutas samtidigt, ett år efter att bottenplattan gjutits. Detta resulterar i att en krympningsskillnad uppstår mellan väggar och bottenplatta. Storleken på krympningsskillnaden bestäms genom att först beräkna storleken på respektive elements krympning efter livslängden på 120 år, samt för bottenplattan vid den tidpunkt väggarna gjuts, dvs 1 år. Krympningsskillnaden mellan de båda elementen kan då uttryckas enligt följande:

$$\Delta\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs.v.120y} - (\varepsilon_{cs.bp.120y} - \varepsilon_{cs.bp.1y}) \quad (4.1)$$

där

$\Delta\varepsilon_{cs}$ är krympningsskillnaden mellan det tidigare och senare gjutna elementet

$\varepsilon_{cs.v.120y}$ är väggens krympning efter 120 år

$\varepsilon_{cs.bp.120y}$ är bottenplattans krympning efter 120 år

$\varepsilon_{cs.bp.1y}$ är bottenplattans krympning efter 1 år

4.5 Temperatur

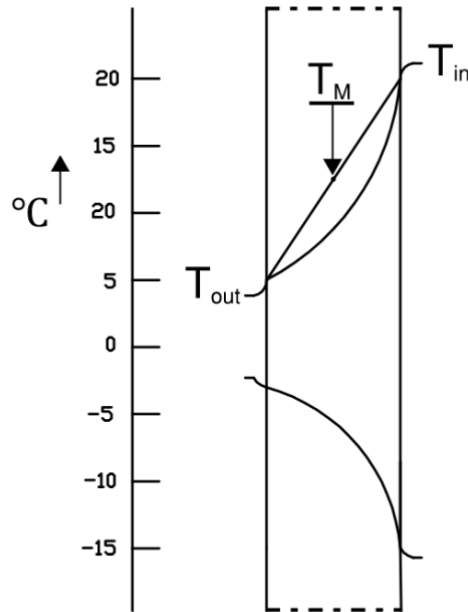
I detta avsnitt definieras samtliga temperaturer som ligger till grund för beräkning av de temperaturrelaterade laster som uppträder. Detta inkluderar jämn temperaturändring som leder till expansion och kontraktion av tunneln, samt temperaturskillnad mellan konstruktionsdelar. Samtliga temperaturer redovisas i tabell 4–2, där värden från TRVINFRA-00233 [32] är valda med hänsyn till klimatzon 2, vilket definieras i Bilaga B i samma regelverk.

Tabell 4-2 Indata i form av temperaturer

	Beteckning	[°C]	Referens
Lägsta temperatur i tunnel	$T_{in.min}$	-15	<i>TRVINFRA-00233, avsnitt 8.3.2.9</i>
Högsta temperatur i tunnel	$T_{in.max}$	+20	
Lägsta temperatur i omgivande jord	$T_{out.min}$	-3	<i>SS-EN-1991-1-5, Tabell 5.3</i>
Högsta temperatur i omgivande jord	$T_{out.max}$	+5	
Inbyggnadstemperatur	T_0	+10	<i>SS-EN-1991-1-5, Bilaga A, A.1 (3)</i>
Temperaturskillnad mellan konstruktionsdelar	ΔT_N	+/-15	<i>SS-EN-1991-1-5, avsnitt 6.1.6</i>

Den jämna temperaturändringen i tunnelns tvärsnitt har i denna beräkning förenklats genom att beräkna medelvärden för den högsta respektive lägsta temperaturen i tunneln och den omgivande jorden. Detta ger en enkel uppskattning av tvärsnittets genomsnittliga temperatur. I verkligheten förändras dock temperaturen i luften betydligt snabbare än i jord, vilket beror på att jord har högre värmekapacitet och termisk tröghet. Det innebär att jorden både dämpar och fördröjer temperaturväxlingar i förhållande till luften. Resultatet blir att temperaturen över tunnelns tvärsnitt inte fördelas linjärt, utan i stället uppstår en tidsberoende temperaturgradient. För att beräkningen ska bli mer noggrann behöver därför även köld- eller värmeperiodens varaktighet beaktas, vilket bortsetts från i detta arbete.

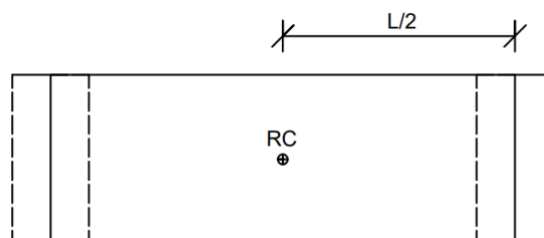
En principiell skiss över temperaturgradienten och det förenklade medelvärdet för temperaturen i väggen redovisas i Figur 4-2. Kurvorna visar hur temperaturgradienten kan se ut vid högsta respektive lägsta temperaturen i jord och luft. Den utstickande delen av gradienten markerar övergången mellan materialen som beror av förhållandet mellan materialens termiska egenskaper. Gradienten kommer då över tid att variera mellan dessa punkter, där variationen sker fortare på väggens högra sida som vetter mot tunnelns insida. Den räta linjen visar hur den antagna högsta medeltemperaturen i väggen bestäms.



Figur 4-2 Principiell modell över temperaturgradient och antagen linjär temperaturfördelning över väggens tjocklek. Högsta och lägsta temperaturer i omgivande jord och luft är markerade på vänster respektive höger sida om väggen.

Medelvärdet av den högsta respektive lägsta temperaturen i tvärsnittet jämförs med inbyggnadstemperaturen för att bestämma temperaturändringen vid kontraktion och expansion. Denna temperaturändring multipliceras med betongens längdutvidgningskoefficient och halva tunnelsegmentets längd (kallat monolit), vilket ger ett mått på ändlägets fria förskjutning i förhållande till monolitens rörelsecentrum.

Rörelsecentrum antas ligga i monolitens mittpunkt. Detta grundar sig på antagandet att återfyllnadens höjd ovan tunneln är konstant längs hela dess längd. En jämn återfyllnad medför ett likformigt vertikalt jordtryck, vilket i sin tur ger en jämnt fördelad friktion längs tunnelns längd. Denna jämnt fördelade friktion ger ett symmetriskt mothåll, vilket gör att rörelsecentrumet, den punkt som förskjutningen sker kring, hamnar i tunnelmonolitens mitt. En principiell skiss av monoliten med rörelsecentrums läge redovisas i Figur 4-3, där de streckade linjerna visar ändlägets möjliga förskjutning från temperaturinducerad expansion och kontraktion.



Figur 4-3 Skiss över monoliten med rörelsecentrum och dess möjliga förskjutning av ändläget markerat.

4.6 Jordtryckskoefficient

Dimensionering ska utföras för vilojordtryck enligt TRFINFRA-00227, avsnitt 7.1.6.1.2 [31]. För bestämning av vilojordtryckskoefficienten hos återfyllnaden har TRVINFRA-00230 [22] använts. Återfyllnadsmaterialet är antaget till grovkrossad sprängsten med en karakteristisk friktionsvinkel på 45° enligt tabell A1-4 i [22]. Det dimensionerande värdet för friktionsvinkeln beräknas enligt avsnitt 6.2.7.1.1 där både ett lågt- och högt värde definieras enligt följande:

$$\phi_d = \begin{cases} \arctan\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_M}\right) \\ \arctan(\tan(\phi_k) \cdot \gamma_M) \end{cases} \quad (4.2)$$

där

ϕ_d är den dimensionerande friktionsvinkeln [°]

ϕ_k är den karakteristiska friktionsvinkeln [°]

γ_M är en partialkoefficient för materialegenskap [-]

Vilojordtryckskoefficienten beräknas då enligt följande, där det största värdet blir dimensionerande för att ge maximalt jordtryck [22].

$$K_0 = 1 - \sin(\phi_d) \quad (4.3)$$

4.7 Jordtryck

Den grovkrossade sprängstenens tunghet hämtas från tabell A1-1 i TRVINFRA-00230 [22]. Från detta beräknas jordtryckets storlek vertikalt och horisontellt vid takplattans ovkant och bottenplattans underkant enligt geoteknisk teori med ekvation 4.4.

$$p_h(z) = K_0 \cdot z \cdot \gamma \quad (4.4)$$

där

p_h är det horisontella jordtrycket [kPa]

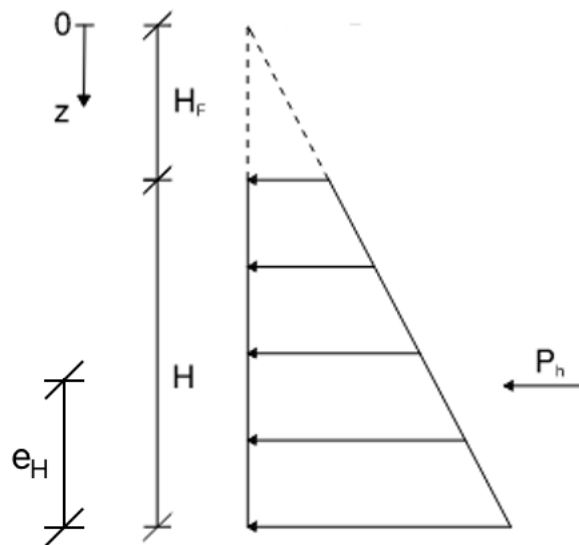
K_0 är vilojordtryckskoefficienten [-]

z är det undersökta djupet [m]

γ är återfyllnadens tunghet [kN/m³]

Det horisontella jordtrycket integreras över tunnelns höjd för att ge den horisontella kraftresultanten på väggen. En principiell modell över detta visas i Figur 4–4, där det horisontella jordtrycket i återfyllnaden ovan tunneln är markerat med streckade linjer, det

verkande jordtrycket på tunneln som en linjelast, och kraftresultanten, P_h , som en punktlast. Höjden H_f motsvarar återfyllnadens djup ovan tunneln, och H tunnelns höjd.



Figur 4-4 Principiell modell över det horisontella jordtrycket på tunneln som funktion av djupet. Kraftresultanten från det horisontella jordtrycket är markerad som en punktlast. Figuren är ej skalenlig mot det beräknade fallet.

Resultantens läge från bottenplattans underkant, e_H , bestäms enligt ekvation 4.5, där P_h beräknas som integralen av ekvation 4.4 över väggens höjd för att ge den horisontella kraftresultanten.

$$e_H = H + H_f - \frac{\int_{H_f}^{H_f+H} p_h(z) \cdot z \, dz}{P_h} \quad (4.5)$$

där

e_H är resultantens läge från bottenplattans underkant [m]

H är tunnelns höjd [m]

H_f är återfyllnadens höjd ovan takplattan [m]

P_h är den horisontella kraftresultanten [kN]

4.8 Tvång

Enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 7.3.1 (3) kan en reducerad elasticitetsmodul användas där uppsprickning förväntas, vilket gäller vid analys av tvång. Detta ska enligt samma avsnitt reduceras med avseende på inlagd armering. I stället har det oreducerade värdet konservativt valts att användas i följande beräkningar. Eftersom syftet med beräkningarna är att jämföra

olika parametrars inverkan påverkar valet av elasticitetsmodul inte jämförelsens giltighet då den hålls konstant i samtliga fall.

Vid beaktning av tvånget har tvångsfaktorn för randtvång valts enligt SS-EN-1992-1-1:2023 för att konservativt ge största möjliga inverkan på resultaten. Som nämnt i avsnitt 2.2.2.2 är effekten av krypning redan beaktad i tvångsfaktorn från Eurokod 2 (2023), till skillnad från metoden i CIRIA 766 [11] där en reduktionsfaktor med avseende på krypning införs.

För att kunna undersöka tvångets variation över väggens höjd justeras tvångsfaktorn med ekvation 2.8 från avsnitt 2.2.2.2, hämtad från CIRIA 766 [11]. Tvångsfaktorn beräknas vid en bestämd höjd på 1 m över bottenplattans ovkant för att kunna jämföra resultaten vid detta läge för olika längder på monoliten.

Enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 7.3.1 (6) kan långtidslaster reduceras med avseende på krypning enligt följande ekvation, vilken används vid beräkning av friktionsspänningen:

$$K(\varphi) = \frac{1}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (4.6)$$

där

$K(\varphi)$ är reduktionsfaktorn beroende av kryptalet [-]

χ är en åldringskoefficient med värdet 0,8 för långtidslaster [-]

φ är kryptalet för rådande material och lasttyp [-]

4.9 Minimiarmering i väggar

Krav på minimiarmering ställs både i SS-EN 1992-1-1:2023 och TRVINFRA-00227, vilket medför att båda fallen beräknas, där det strängaste kravet blir dimensionerande. Båda fallen beräknas för en meterstrimla av väggen för att ge krav på minimiarmering per meter vägg i höjdriktning. Minimiarmeringen avser en sida i väggen och samma mängd ska läggas in i båda sidor.

Krav på minimiarmering för SS-EN 1992-1-1:2023 beräknas enligt avsnitt 9.2.2 som avser bruksgräns, med ekvation 9.3 då enbart drag beaktas. Minimiarmering för TRVINFRA-00227 beräknas enligt avsnitt 7.1.10.1.1 med antagandet att väggarna är del av en järnvägstunnel.

Armeringsdiametern antas i detta examensarbete vara 16 mm. Centrumavståndet mellan armeringsstängerna får enligt avsnitt 7.1.10.1.1 i TRVINFRA-00227 inte överstiga 200 mm för järnvägstunnlar. Den beräknade minimiarmeringen för rådande geometri är 1605 mm²/m, vilket motsvarar $\phi 16s125$ och är den armeringsmängd som används i följande beräkningar.

4.10 Sprickinducerande töjning från tvång

I denna del beräknas den sprickinducerande töjningen som följd av krympnings- och temperaturdifferens mellan bottenplatta och väggar. Töjningen från krympningsdifferens

hämtas från Bilaga A.4, och den fria töjningen från temperaturskillnad mellan elementen beräknas enligt följande:

$$\Delta\varepsilon_T = \Delta T_N \cdot \alpha_T \quad (4.7)$$

där

$\Delta\varepsilon_T$ är den fria töjningen från temperaturskillnad mellan vägg och bottenplatta [-]

ΔT_N är temperaturskillnaden mellan elementen [°C]

α_T är längdutvidgningskoefficienten [°C⁻¹]

Den sprickinducerande töjningen beräknas enligt avsnitt 9.2.3 i SS-EN 1992-1-1:2023, med ekvation 9.13 för fallet med axiellt randtvång. Enligt Eurokod 2 (2023) definieras denna töjning som skillnaden mellan medeltöjningen i armeringen, ε_{sm} , och medeltöjningen i betongen mellan sprickorna, ε_{cm} . Det är denna töjningsskillnad som orsakar uppsprickning i betongen, och beräknas enligt följande:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = R_{ax} \cdot \Delta\varepsilon_i - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (4.8)$$

där

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ är den sprickinducerande töjningen [-]

R_{ax} är tvångsfaktorn [-]

$\Delta\varepsilon_i$ är den fria töjningen för respektive fall [-]

k_t är en reduktionskoefficient som beaktar lastens varaktighet [-]

f_{ctm} är betongens draghållfasthet [MPa]

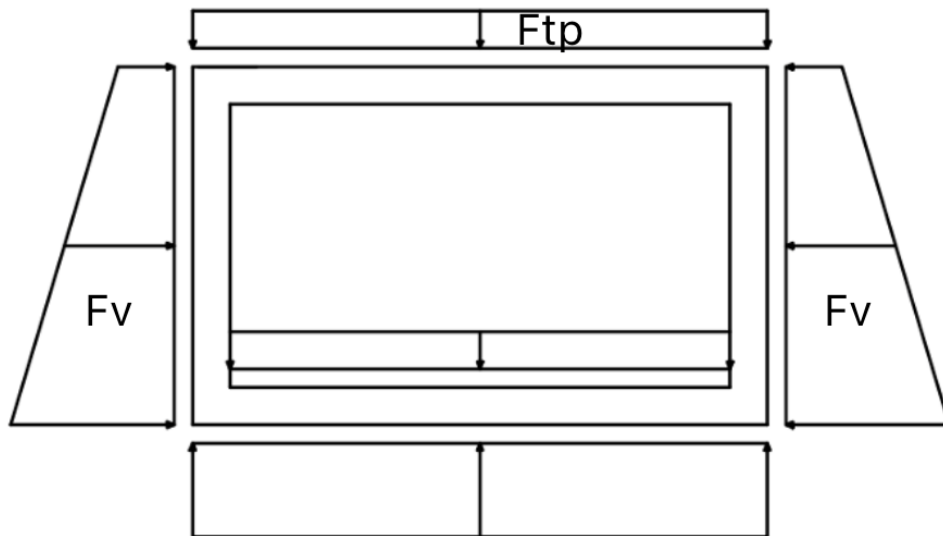
E_{cm} är betongens elasticitetsmodul [GPa]

Observera att termen sprickinducerande töjning inte används uttryckligen i Eurokoden, men införs här i enlighet med CIRIA 766 [11] som ett begrepp för att tydliggöra den töjning som uppstår vid tvång och leder till sprickbildning. Det är alltså ett sätt att beskriva den mekanism som Eurokodens ekvationer redan bygger på, men som i CIRIA 766 ges ett tydligare namn.

4.11 Friktion

Vid beräkningen av friktionens inverkan definieras först de yttre laster som verkar på tunneln. Dessa är utöver den tidigare definierade horisontella kraftresultanten; den vertikala lasten mot takplattan från återfyllnaden, egentynghden av samtliga element, och invändig fyllning mot bottenplattan. Lastsituationen visas i Figur 4–5, där den totala vertikala lasten mot grundläggningen under bottenplattan är summan av betongens egentynghd, återfyllnaden ovan takplattans tynghd, samt den invändiga fyllnaden ovan bottenplattan. Den rektangulära

fördelningen av trycket mot grundläggningen är en förenkling då trycket egentligen är större under väggarna än i mitten av bottenplattan.



Figur 4-5 Lastsituation för de yttre laster som verkar på tunneltvärsnittet.

De yttre lasterna beräknas per meter i tunnelns längsriktning och multipliceras med respektive friktionskoefficient för att ge friktionskraften som verkar längs elementen. Dessa summeras för att få resultanten, och dess läge ovan bottenplattan beräknas enligt följande:

$$e_F = \frac{F_{tp} \cdot H + F_v \cdot e_H}{F} \quad (4.9)$$

där

e_F är läget för friktionskraftens resultant ovan bottenplattans undersida [m]

F_{tp} är friktionskraften längs takplattan [kN/m]

H är tunnelns höjd [m]

F_v är friktionskraften längs väggarna [kN/m]

e_H är jordtryckets resultants läge ovan bottenplattan [m]

F är totala friktionskraften längs tunnelns sidor [kN/m]

Tunnelvärsnittets tyngdpunkt, e_c , beräknas och används för att bestämma det resulterande böjmomentet, M_F , från friktionskraften enligt följande:

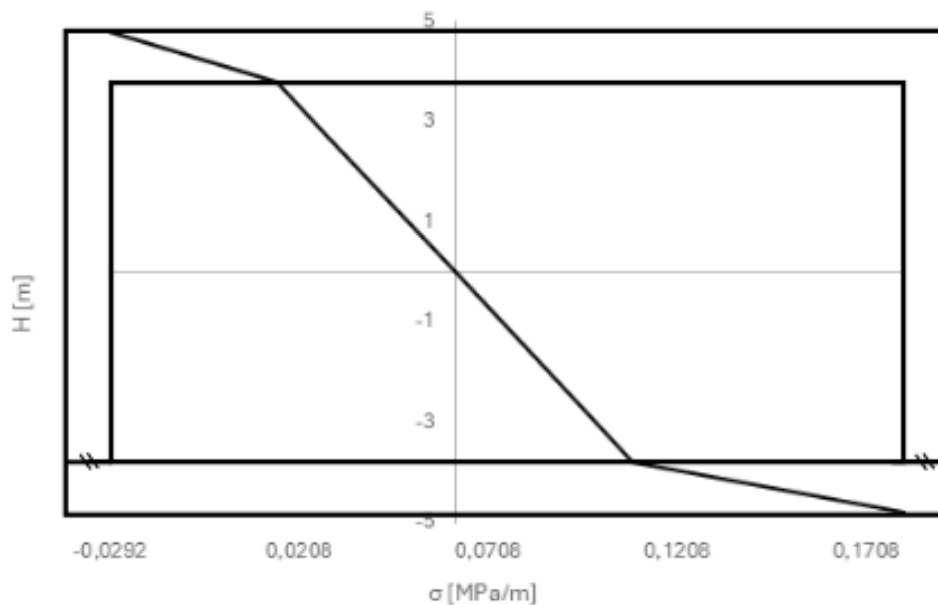
$$M_F = F \cdot (e_c - e_F) \quad (4.10)$$

där

M_F är böjmomentet från friktionskraften [MNm/m]

- F är den totala friktionskraften [kN/m]
 e_c är tunneltvärsnittets tyngdpunkt ovan bottenplattans underkant [m]
 e_F är friktionskraftens resultants läge enligt ekvation 4.9 [m]

Tunnelvärsnittets tröghetsmoment beräknas för att kunna använda Naviers formel för normalspänningar. Spänningen från normalkraft och böjmoment beräknas vid takplattans ovankant, mellan takplatta och vägg, 1 m under takplattan i väggen, på halva väggens höjd, 1 m ovan bottenplattan i väggen, mellan bottenplatta och vägg samt vid bottenplattans underkant för att ge spänningsfördelningen över tunnelvärsnittets höjd. Naviers formel för normalspänning redovisas i ekvation 4.11, och spänningens fördelning över tunnelvärsnittets höjd redovisas i Figur 4–6.



Figur 4-6 Friktionsspänningens storlek över tvärsnittets höjd, där höjden 0 indikerar tvärsnittets mittpunkt.

Y-axelns mittpunkt med värdet 0 m motsvarar tvärsnittets mittpunkt, där spänningens storlek ökar med djupet tills den största spänningen uppträder vid bottenplattans underkant. Det negativa värdet för spänningen vid ovansida takplatta visar att tvärsnittet vid denna höjd är tryckt.

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A_i} - \left(\frac{M_F}{I} \right) \cdot z_i \quad (4.11)$$

där

- σ_i är spänningen vid respektive höjd [MPa/m]
 F_i är friktionskraften för respektive element [kN/m]

A_i	är tvärsnittsarean för respektive element [m ²]
M_F	är böjmomentet från friktionskraften [MNm/m]
I	är tunneltvärsnittets tröghetsmoment [m ⁴]
z_i	är avståndet från tunneltvärsnittets tyngdpunkt till respektive höjd [m]

Spänningen reduceras med hänsyn till betongens och jordens krypning, som följd av den oförhindrade rörelsen från jämn temperaturvariation och krympning. Detta hanteras genom att beräkna ett viktat medelvärde av kryptalet, där respektive rörelses omfattning under ett år och deras respektive kryptal tas i beaktning. Den möjliga förskjutningen av tunnelns ändläge över ett år, på grund av krympning och jämn temperaturvariation, beräknas enligt följande:

$$\delta_{cs} = \varepsilon_{cs.bp.1y} \cdot \frac{L}{2} \quad (4.12)$$

$$\delta_T = |\Delta T_{N.con} - \Delta T_{N.exp}| \cdot \alpha_T \cdot \frac{L}{2} \quad (4.13)$$

där

δ_{cs} är ändlägets förskjutning till följd av ett års krympning av bottenplattan [m]

$\varepsilon_{cs.bp.1y}$ är krympningen i bottenplattan efter 1 år [-]

δ_T är ändlägets möjliga förskjutning till följd av ett års temperaturvariation [m]

$\Delta T_{N.con}$ är temperaturändringen vid kontraktion [°C]

$\Delta T_{N.exp}$ är temperaturändringen vid expansion [°C]

Det viktade kryptalet för friktion beräknas sedan enligt följande, där det största kryptalet av jord och betong väljs för respektive last:

$$\varphi_F = \frac{\delta_{cs} \cdot \max(\varphi_{b,p}, \varphi_{j,p}) + \delta_T \cdot \max(\varphi_{b,T}, \varphi_{j,T})}{\delta_{cs} + \delta_T} \quad (4.14)$$

där

$\varphi_{b,p}$ är kryptalet för permanent last i betong [-]

$\varphi_{j,p}$ är kryptalet för permanent last i jord [-]

$\varphi_{b,T}$ är kryptalet för temperaturlast i betong [-]

$\varphi_{j,T}$ är kryptalet för temperaturlast i jord [-]

Med det viktade kryptalet kan sedan den maximala spänningen i tvärsnittet beräknas genom att multiplicera spänningen från ekvation 4.11 med reduktionsfaktorn för långtidslaster från

avsnitt 4.8 och halva tunnelmonolitens längd. Denna spänning räknas sedan om till armeringsspänning genom att divideras med armeringsarean, som antas vara två gånger minimiarmeringen eftersom armering placeras på båda sidor av tvärsnittet. Detta utförs som tidigare beräkningar för en meterstrimla.

Slutligen beräknas den sprickinducerande töjningen som följd av den uppträdda spänningen från friktionen enligt avsnitt 9.2.3 i SS-EN 1992-1-1:2023. Då friktionen är en extern last beräknas den sprickinducerande töjningen med ekvation 9.11 från SS-EN-1992-1-1:2023. Ekvationen består av två delar, där ett nedre gränsvärde är infört för att säkerställa att om betongens dragkapacitet är helt bortsprucken ska inte töjningsskillnaden bli mindre än detta värde.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq (1 - k_t) \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.15)$$

där

σ_s är armeringsspänningen [MPa]

$\rho_{p,eff}$ är det effektiva armeringsinnehållet i tvärsnittet [-]

α_e är förhållandet mellan armeringens och betongens elasticitetsmodul [-]

E_s är armeringens elasticitetsmodul [GPa]

4.12 Beräkning av sprickvidd

Vid beräkning av sprickvidden summeras den sprickinducerande töjningen från krympningsskillnaden, temperaturvariationen mellan elementen, och friktionen. Det slutliga sprickavståndets medelvärde beräknas enligt avsnitt 9.2.3 (6) i SS-EN-1992-1-1:2023, med antagandet att det råder ren dragning och armeringen har god vidhäftningsförmåga. Detta medför att den högra termen i ekvationen från Eurokod 2 (2023) försvinner då inget neutralt lager existerar vid ren dragning, och sprickavståndets medelvärde beräknas enligt följande:

$$s_{r,m,cal} = 1,5 \cdot c + \frac{k_{fl} \cdot k_{fb}}{7,2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (4.16)$$

där

c är täckskiktets tjocklek [mm]

k_{fl} är en faktor 1,0 vid ren dragning [-]

k_{fb} är en faktor som beaktar vidhäftningen mellan armering och betong [-]

ϕ är armeringsdiametern [mm]

Med sprickavståndets medelvärde bestämt kan sprickvidden beräknas enligt avsnitt 9.2.3 (2), ekvation 9.8 i SS-EN-1992-1-1:2023. Eftersom ren dragning råder har kurvaturens gynnsamma inverkan på sprickvidden konservativt bortsetts från, och sprickvidden beräknas enligt följande:

$$w_{k,cal} = k_w \cdot s_{r,m,cal}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.17)$$

där

$w_{k,cal}$ är den beräknade sprickvidden [mm]

k_w är en faktor som omvandlar sprickviddens medelvärde till en beräknad sprickvidd [-]

$s_{r,m,cal}$ är sprickavståndets medelvärde [mm]

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ är den sprickinducerande töjningen mellan sprickorna [-]

Töjningen som beräknas vid respektive läge i väggen antas vara jämn över den undersökta meterstrimlan, vilket är en viss förenkling då töjningens faktiska storlek varierar över tvärsnittet. Som visat i Figur 4–3 ökar spänningen från friktion med djupet, vilket innebär att töjningen över en meterstrimla kommer vara större vid underkanten än ovankanten. Samma förhållande gäller för töjningen från krympnings- och temperaturskillnad då tvångsfaktorn avtar med höjden.

4.13 Beräkning av erforderlig armeringsarea för begränsning av sprickvidd

I den avslutande delen av Bilaga A skrivs ekvationerna från avsnitt 12 om för att beräkna den armeringsarea som krävs för att uppfylla kravet på maximal sprickvidd. Beräkningen utgår från den maximalt tillåtna sprickvidden på 0,2 mm enligt Bilaga H, avsnitt H.4.2 (2) i SS-EN 1992-1-1:2023. Genom att ansätta sprickvidden till detta värde och använda den tidigare beräknade sprickinducerande töjningen kan sprickavståndet för respektive längd lösas ut. Med sprickavståndet kan sedan den erforderliga armeringsarean beräknas.

5 Resultat och analys

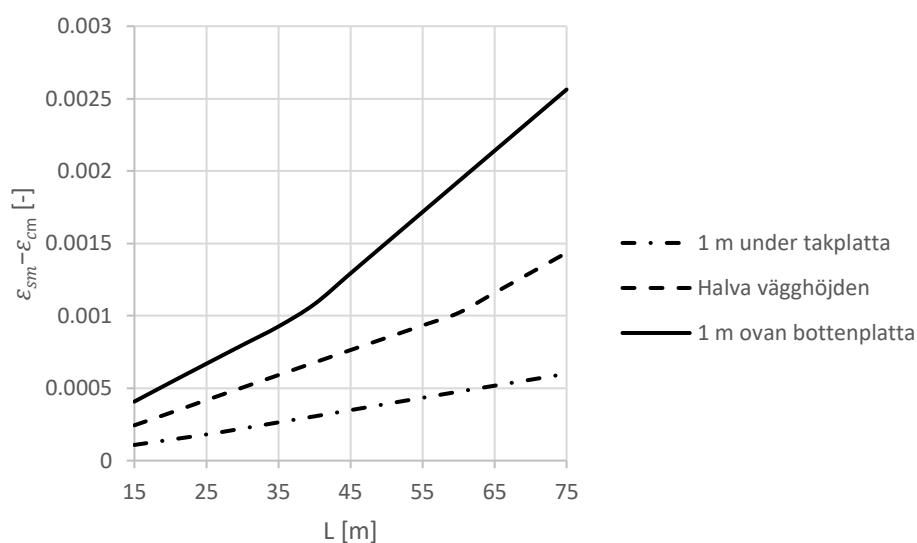
Beräkningarna i Bilaga A ger utdata i form av sprickinducerande töjning, sprickvidd och armeringsbehov för att uppnå en sprickvidd på 0,2 mm. Dessa beräkningar har anpassats för att undersöka variationen över väggens höjd, och parametrar som friktionskoefficientens och olika armeringsdiameterars inverkan. Samtliga beräkningar är utförda för ett längdintervall på tunnelmonoliten från 15 till 75 m, med intervall på 5 m.

5.1 Kontroll vid olika höjder i väggen

Som redovisat i Kapitel 2 varierar tvångsfaktorn över väggens höjd, beroende av längd-höjdförhållandet. I Kapitel 4 visades det även att spänningen som uppträder från friktionen varierar över tvärsnittets höjd. Det är därav av intresse att undersöka hur den resulterande sprickinducerande töjningen, sprickvidden och armeringsbehovet varierar över väggens höjd.

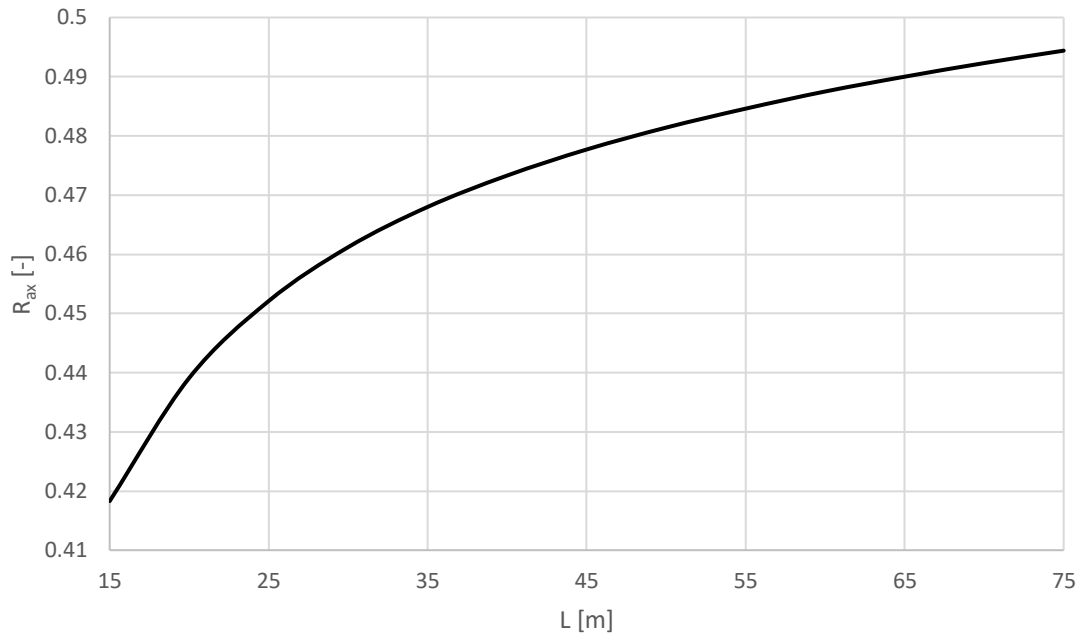
I följande figurer visas grafer där beräkningarna är utförda för höjder i väggen motsvarande 1 m ovan bottenplattan, mitt i väggen, samt 1 m under takplattan. Samtliga beräkningar är utförda med minimiarmering inlagd, motsvarande en diameter på 16 mm med ett centrumavstånd på 125 mm, och med en friktionskoefficient på 1,0 för samtliga element.

I Figur 5–1 visas den sprickinducerande töjningen som funktion av monolitlängden för de undersökta höjderna. Kurvorna uppvisar ett linjärt samband, vilket beror på att friktionens bidrag till den resulterande töjningen är dominerande över hela längdintervallet. Friktionen ger upphov till en linjärt ökande töjning eftersom friktionsspänningen utvecklas proportionerligt mot längden. Brytpunkten som uppstår på kurvan motsvarar den längd där den faktiska sprickinducerande töjningen överstiger minimitöjningskravet enligt ekvation 4.15 i avsnitt 4.8, där hänsyn tas till betongens kvarvarande dragkapacitet. Både sprickinducerande töjning och minimitöjning ökar linjärt med längden, men minimitöjningen har en lägre lutning.



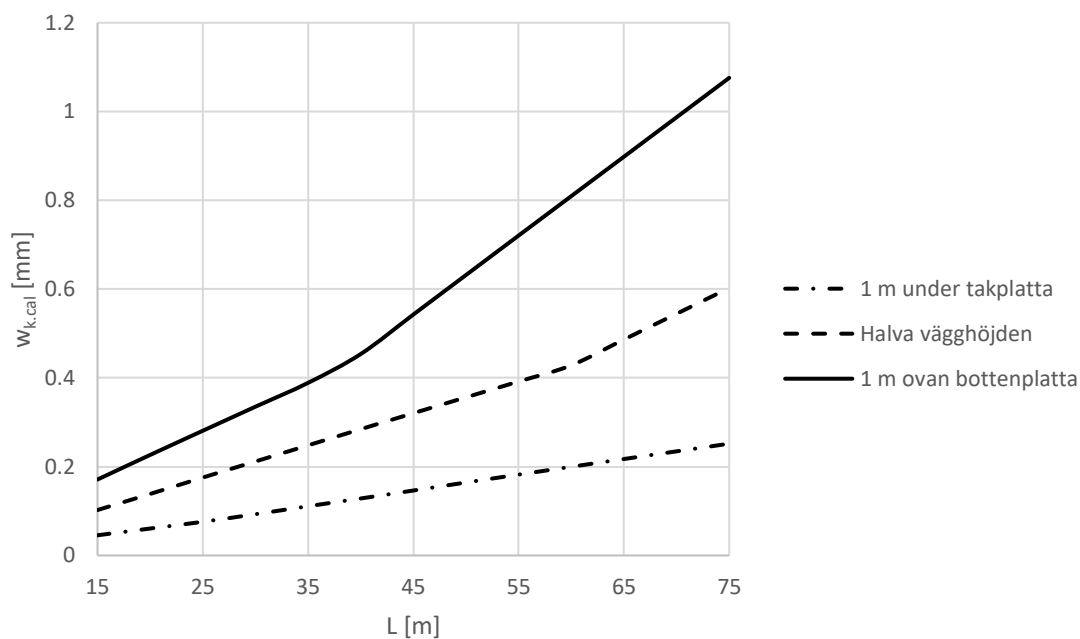
Figur 5-1 Sprickinducerande töjning som funktion av monolitlängden vid olika höjder i väggen.

Töjningen från krympningsskillnad och temperaturvariation följer ett icke-linjärt utseende som beror av tvångsfaktorn, som i sin tur är en funktion av längden. Tvångsfaktorn vid 1 m ovan bottenplattan som funktion av längden visas i Figur 5-2. Utseendet för de övriga höjderna i väggen följer samma mönster, men med ett initialt lägre värde, vilket påvisades i Kapitel 2. För stora monolitlängder går tvångsfaktorn mot grundvärdet på 0,5 från Eurokod 2 (2023) för samtliga lägen i väggen då tvånget är fullt utbredd över höjden. Trots detta icke-linjära utseende påverkas inte utseendet av den resulterande töjningen, då storleken på tvångstöjningarna initialt är cirka en tiopotens mindre än friktionens bidrag.



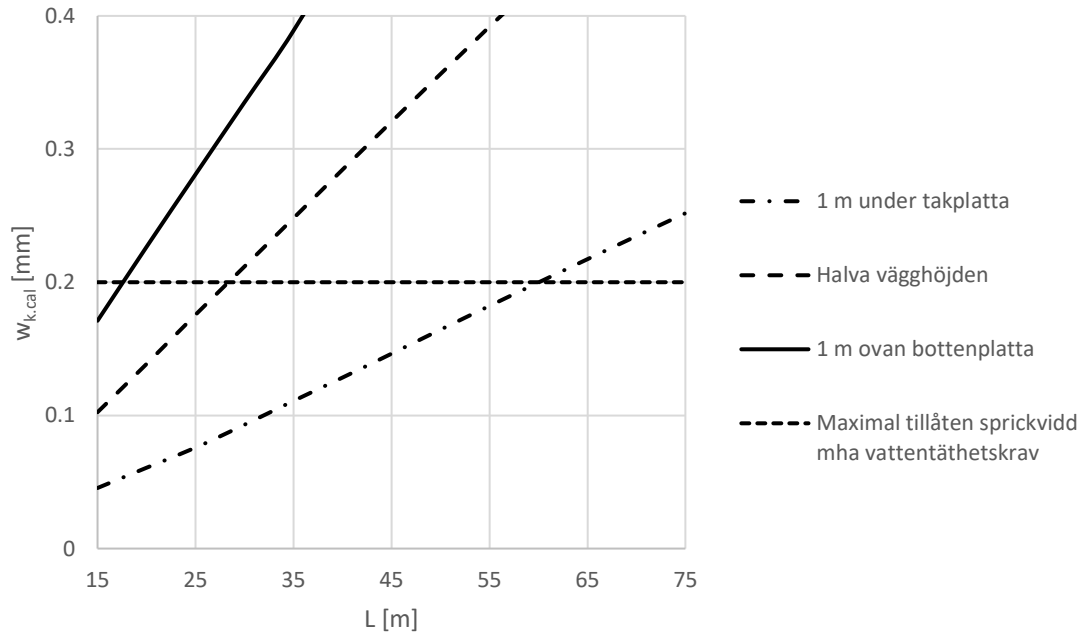
Figur 5-2 Tvångsfaktorn, R_{ax} , som funktion av längden vid höjden 1 m ovan bottenplattan.

I Figur 5–3 visas sprickviddens storlek för de olika höjderna som funktion av monolitlängden. Graferna visar hur sprickvidden avtar över väggens höjd, och för läget 1 m ovan bottenplattan och på halva väggens höjd ökar sprickvidden linjärt till cirka 0,4 mm, vilket motsvarar den övre gränsen för sprickvidd enligt avsnitt 9.2.1 i SS-EN-1992-1-1:2023. Kurvan fortsätter sedan öka linjärt med en större lutning efter detta värde. Detta är direkt proportionerligt mot den sprickinducerande töjningen från Figur 5–1 då sprickvidden är produkten av denna och sprickavståndet samt faktorn k_w , som båda är konstanta.



Figur 5-3 Sprickvidden, w_k (mm), vid olika höjder i väggen som funktion av monolitlängden.

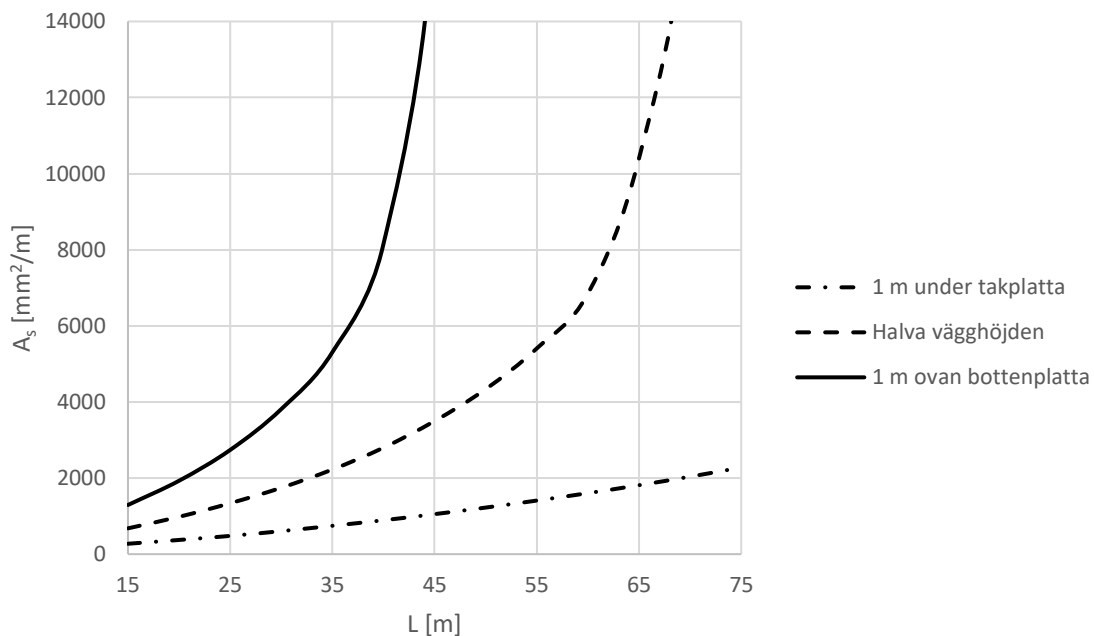
I Figur 5–4 visas samma graf, men med ett lägre spann på Y-axeln för att tydliggöra vid vilken längd den tillåtna sprickvidden med hänsyn till vattentäthetskravet överskrids. Den maximalt tillåtna sprickvidden på 0,2 mm är redovisad som en horisontell linje.



Figur 5-4 Sprickvidden vid olika höjder i väggen som funktion av monolitlängden. Den aktuella största tillåtna sprickvidden är redovisad som en horisontell linje, och grafen slutar där största tillåtna sprickvidd med hänsyn till visuella krav enligt Eurokod 2 (2023) uppträder.

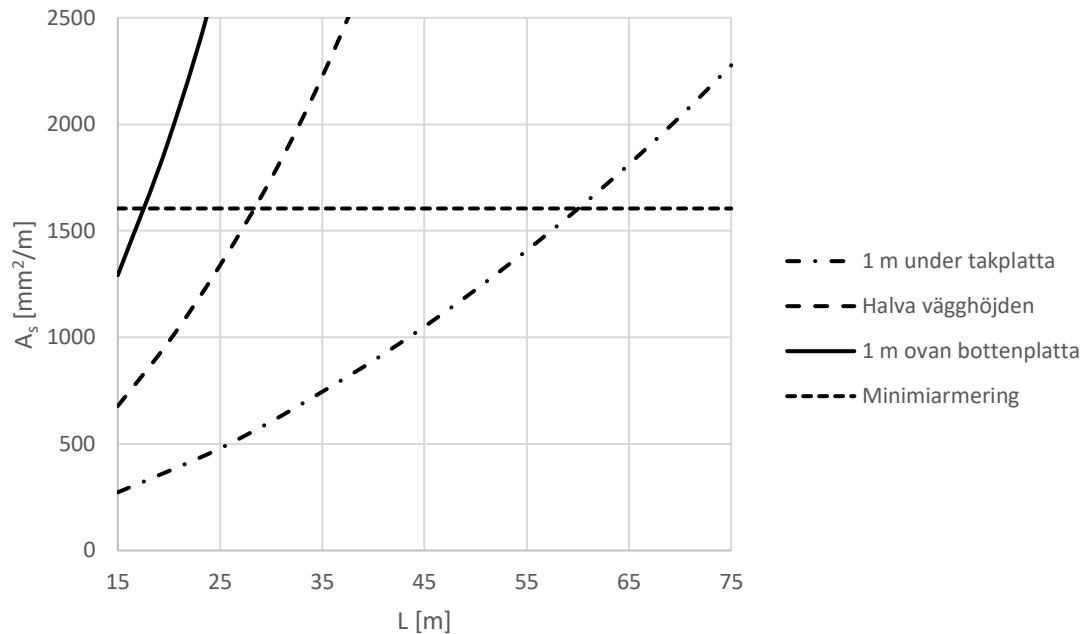
I Figur 5-5 visas den erforderliga armeringsarean i väggen för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som en funktion av monolitlängden för de olika höjderna. Graferna visar att de högst utsatta delarna av väggen, närmast bottenplattan upp till halva vägghöjden, når ett gränsvärde vid en viss längd, där armeringsbehovet går mot oändligheten. Detta gränsvärde uppträder tidigare nära bottenplattan där töjningen är som störst jämfört med övriga lägen i väggen.

Detta beror på att den erforderliga armeringsarean beräknas genom omskrivning av ekvation 4.17 från avsnitt 4.12, där nämnaren i ekvationen utgörs av sprickavståndet subtraherat med 1,5 gånger betongens täcksikt. I takt med ökande monolitlängd leder den större sprickinducerande töjningen till att sprickavståndet minskar. När sprickavståndet närmar sig 1,5 gånger täcksiktet blir nämnaren mycket liten, vilket medför att den erforderliga armeringsarean går mot oändligheten. Till slut blir sprickavståndet mindre än 1,5 gånger täcksiktet, och arean antar ett negativt värde. Detta är orealistiskt, och dessa värden har uteslutits vid framtagandet av graferna.



Figur 5-5 Erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm vid olika höjder i väggen som funktion av monolitlängden.

I Figur 5–6 visas den erforderliga armeringsarean från Figur 5–5 med lägre spann på Y-axeln för att tydliggöra vid vilken längd minimiarmeringen överskrids för de olika höjderna i väggen. Minimiarmeringen är redovisad som en horisontell linje vid $1605 \text{ mm}^2/\text{m}$. Graferna visar att kravet på minimiarmeringen överskrids efter cirka 17,6 m för läget 1 m ovan bottenplattan, medan motsvarande krav inte överskrids förrän efter cirka 60 m för läget 1 m under takplattan. Detta stämmer överens med vid vilka längder sprickviddskravet överskrids i Figur 5–4.



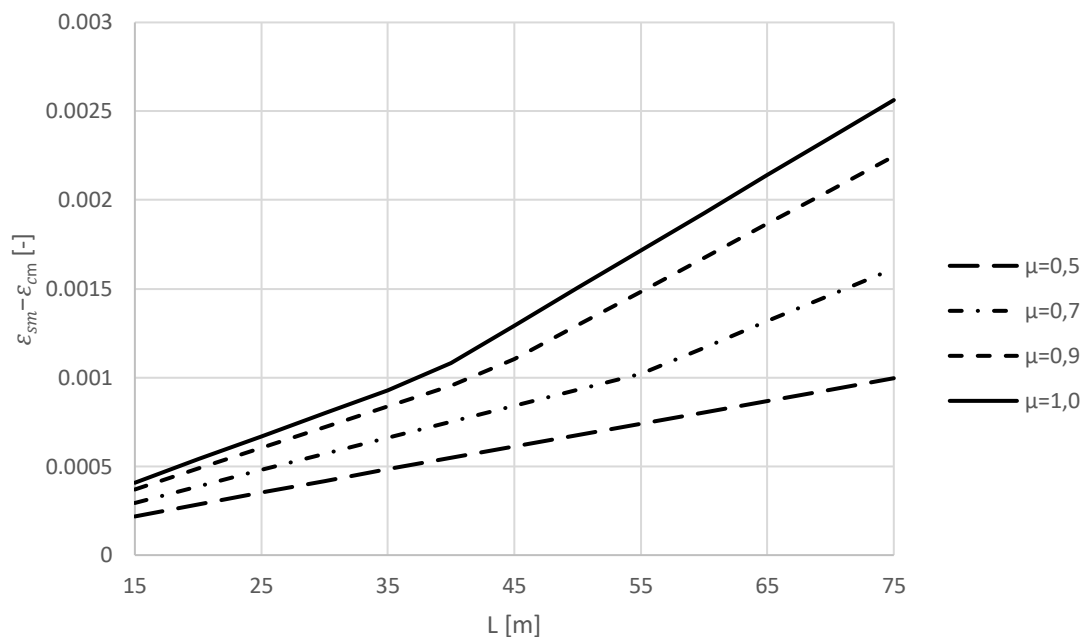
Figur 5-6 Erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm vid olika höjder i väggen som funktion av monlängden, med minimiarmering markerad.

Resultaten för de undersökta höjderna i väggen visar tydligt hur både sprickinducerande töjning, sprickvidd och armeringsbehov är som störst nära bottenplattan, och avtar drastiskt nära takplattan.

5.2 Friktionskoefficientens inverkan

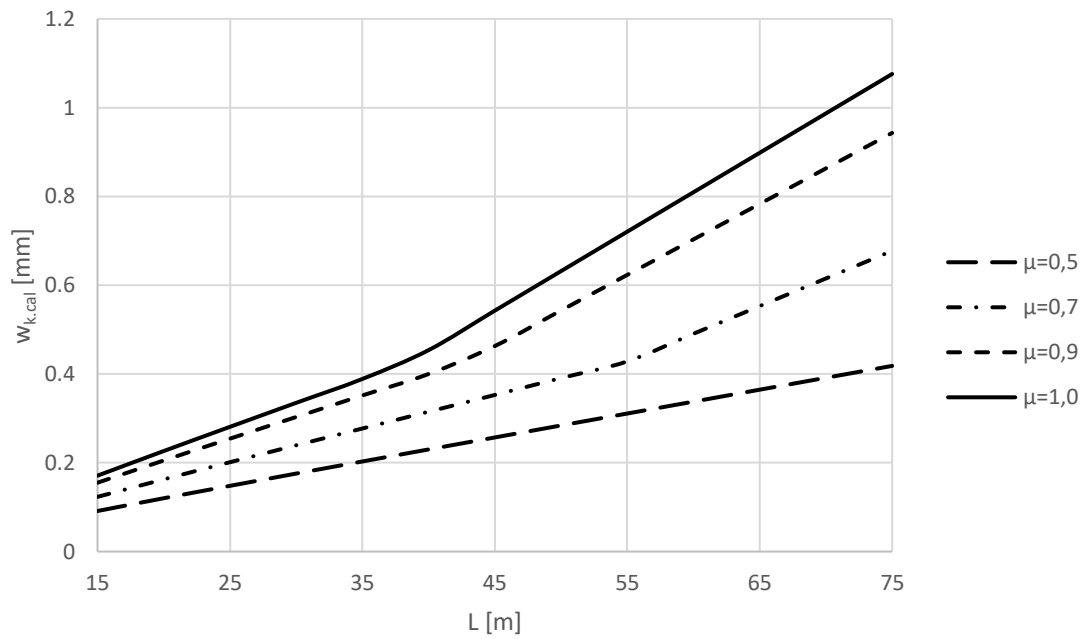
Som beskrivet i avsnitt 2 är temperaturskillnad mellan element och krympningsskillnad svårt att påverka, och arbetet handlar i stort om att reducera friktionens påverkan. Som visat i avsnitt 5.1 ger friktionen upphov till den största sprickinducerande töjningen. För att visualisera friktionskoefficientens inverkan har denna varierats i följande beräkningar. Samtliga beräkningar är utförda för en höjd på 1 m ovan bottenplattan med minimiarmering inlagd. Således är graferna för friktionskoefficienten på 1,0 identiska med graferna vid höjden 1,0 m ovan bottenplatta i avsnitt 5.1.

I Figur 5–7 visas den sprickinducerande töjningen som funktion av tunnelmonolitens längd för olika val av friktionskoefficient. Eftersom töjningen från krympningsskillnad och temperaturdifferens är oberoende av friktionskoefficienten är det enbart friktionens bidrag till den resulterande töjningen som påverkas vid ändring av koefficienten. När friktionskoefficienten reduceras minskar friktionens bidrag proportionellt. För samtliga undersökta värden följer kurvorna samma utseende som beskrevs i föregående avsnitt, då friktionen fortfarande är dominerande. Det enda undantaget är den lägsta friktionskoefficienten som för de undersökta längderna inte uppvisar någon brytpunkt. Detta beror på att friktionsspänningen blir så pass liten att minimitöjningskravet i ekvation 4.15 inte överskrids för de undersökta längderna.



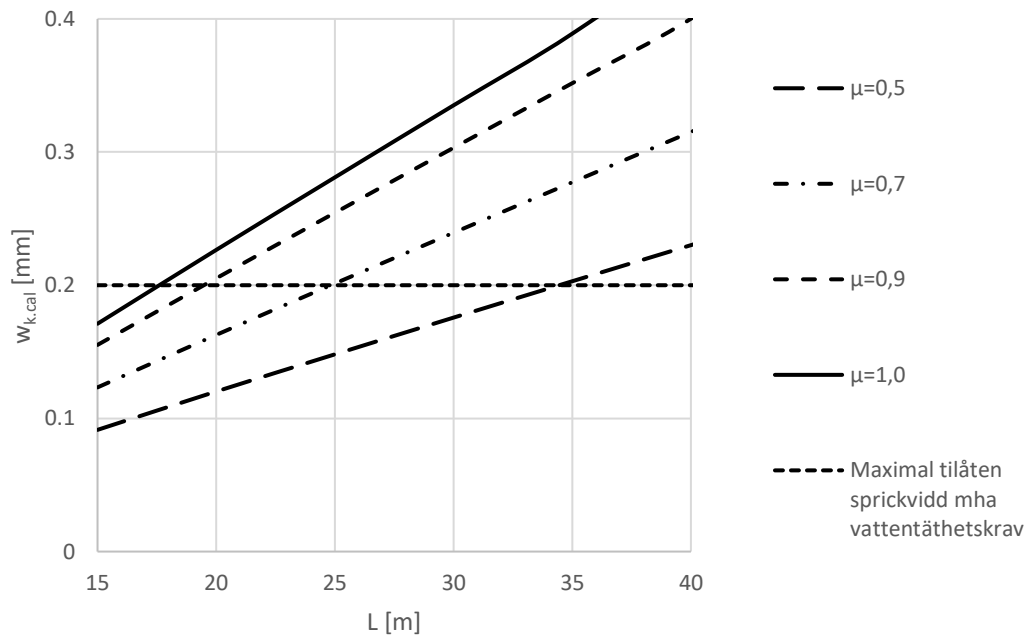
Figur 5-7 Sprickinducerande töjning som funktion av monolitlängden för olika friktionskoefficienter.

I Figur 5–8 visas sprickviddens storlek som funktion av monolitlängden för de olika friktionskoefficienterna. Kurvorna visar hur sprickvidden minskar med lägre friktionskoefficient för respektive längd, i proportion med Figur 5–7.



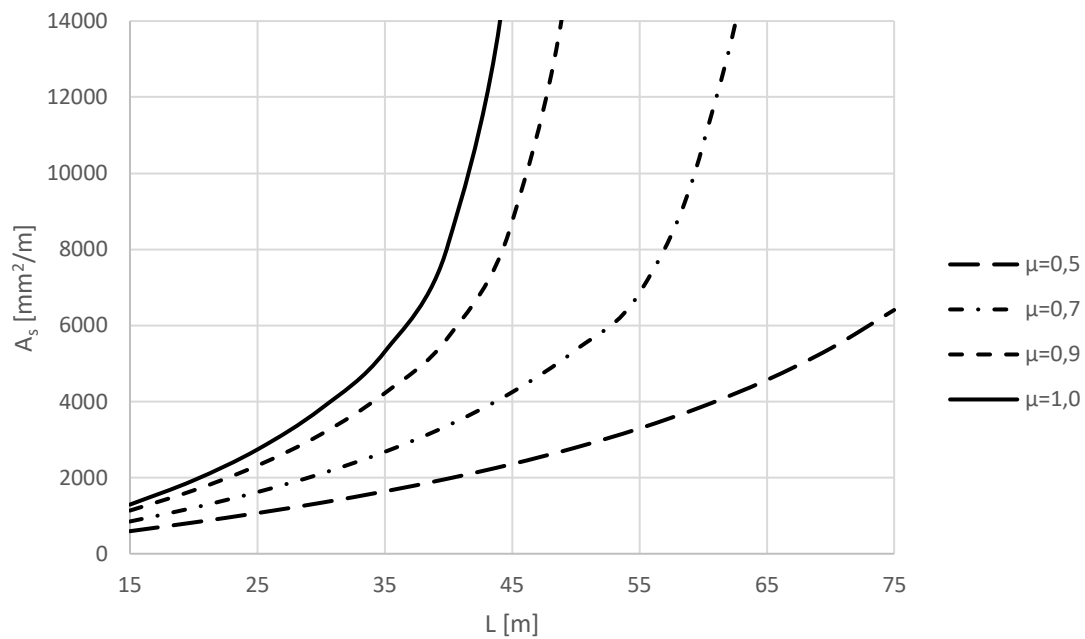
Figur 5-8 Sprickvidd som funktion av monolitlängden för olika friktionskoefficienter.

I Figur 5–9 visas samma graf, igen med ett lägre spann på Y-axeln för att tydliggöra vid vilken längd den tillåtna sprickvidden med hänsyn till vattentäthetskravet överskrids. Den maximalt tillåtna sprickvidden på 0,2 mm är redovisad som en horisontell linje.



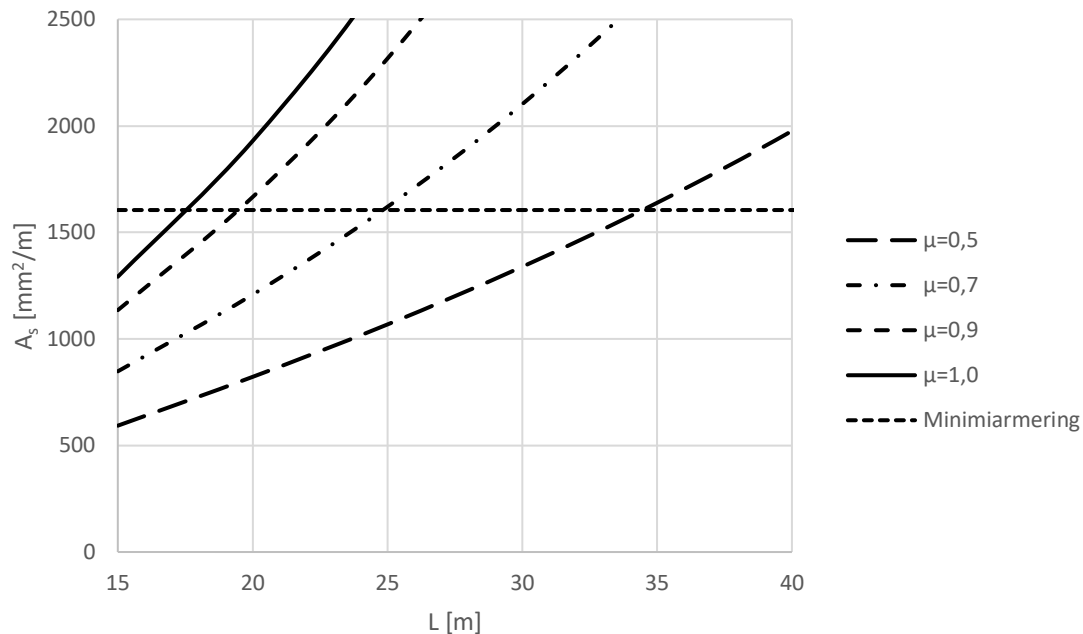
Figur 5-9 Sprickvidden för olika friktionskoefficienter som funktion av monolitlängden. Den aktuella största tillåtna sprickvidden är redovisad som en horisontell linje.

I Figur 5–10 visas den erforderliga armeringsarean i väggen för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som en funktion av monolitlängden för de olika friktionskoefficienterna. Graferna visar att de tre största friktionskoefficienterna når ett gränsvärde vid en viss längd där armeringsbehovet går mot oändligheten. Detta gränsvärde uppträder tidigare ju högre friktionskoefficienten är, och för det lägsta värdet på 0,5 är de undersökta längderna inte tillräckliga för att nå ett gränsvärde.



Figur 5-10 Erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som funktion av monolitlängden för olika friktionskoefficienter.

I Figur 5–11 visas den erforderliga armeringsarean från Figur 5–10 med lägre spann på Y-axeln för att tydliggöra vid vilken längd minimiarmeringen överskrids för de olika friktionskoefficienterna. Minimiarmeringen är redovisad som en horisontell linje vid 1605 mm²/m. Längden där minimiarmeringen överskrids stämmer överens med längden där sprickviddskravet överskrids för respektive friktionskoefficient.



Figur 5-11 Erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som funktion av monolitlängden för olika friktionskoefficienter, med minimiarmering markerad.

Analyserna visar att den sprickinducerande töjningen minskar med lägre friktionskoefficient, men inte i direkt proportion till koefficientens storlek eftersom töjningen från krympningsskillnad och temperaturdifferens är oförändrad för samtliga kurvor.

Med reducerad friktion sker en förskjutning av den längd där sprickviddskravet överskrids. Friktionens bidrag till den sprickinducerande töjningen minskar linjärt med koefficienten, medan tvångets bidrag är oberoende av friktionen men ökar icke linjärt med längden. Detta innebär att tvångets relativa inverkan blir större vid lägre friktion, vilket resulterar i en icke linjär ökning av den kritiska längden när friktionen reduceras.

I Tabell 5–1 redovisas den kritiska längden, dess förskjutning i förhållande till basfallet, samt den motsvarande procentuella ökningen för respektive friktionskoefficient.

Tabell 5-1 Sammanställning av kritisk längd, förskjutning, och motsvarande ökning i procent för respektive friktionskoefficient.

Friktionskoefficient [-]	Kritisk längd [m]	Förskjutning [m]	Ökning [%]
$\mu = 1,0$	17,6		
$\mu = 0,9$	19,5	1,9	11
$\mu = 0,7$	24,8	7,2	41
$\mu = 0,5$	34,5	16,8	96

5.3 Inverkan av armeringsdiameter respektive armeringsinnehåll

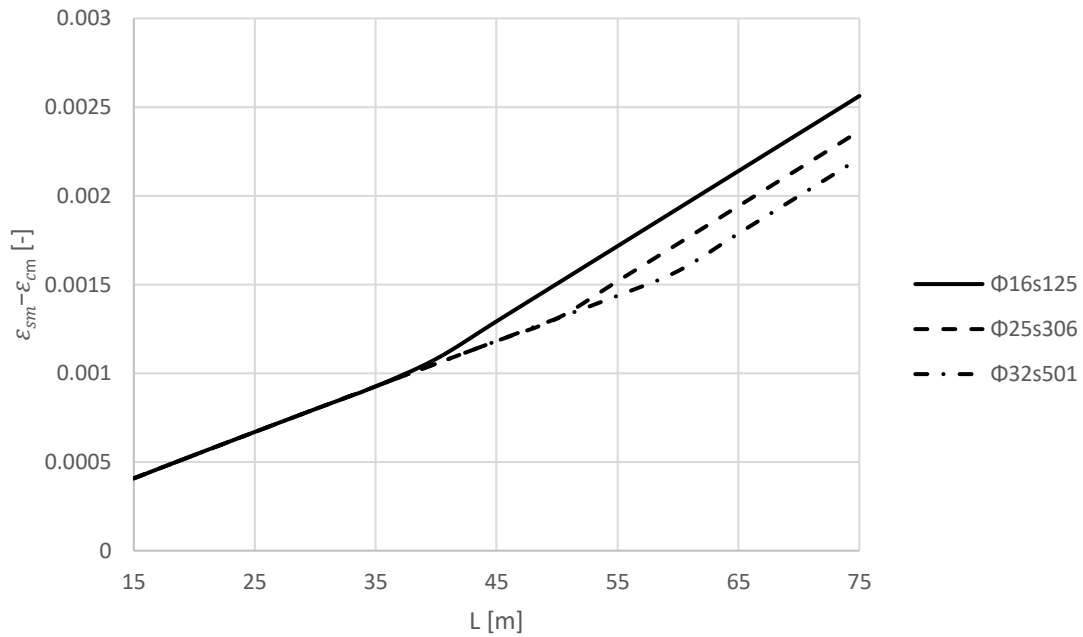
För att undersöka armeringsdiameterns inverkan på sprickvidden har två separata undersökningar utförts. I det första fallet hålls armeringsarean konstant motsvarande minimiarmeringen på 1605 mm²/m, medan armeringsdiametern varierar. Detta innebär att centrumavståndet mellan stängerna ändras för att bibehålla konstant armeringsarea. Utöver basfallet med $\Phi 16$ har $\Phi 25$ och $\Phi 32$ undersökts, där centrumavstånden för de två senare överskrider Trafikverkets övre gräns på 200 mm. Trots detta är analysen relevant då den isolerar armeringsdiameterns inverkan på resultaten från effekten av armeringsarean.

I det andra fallet hålls centrumavståndet konstant till 125 mm, med samma diametrar som i det första fallet. Detta ger minimiarmeringen med $\Phi 16$ som referens, medan de större diametrarna resulterar i en ökad armeringsarea. På så sätt undersöks armeringsinnehållets inverkan på resultaten.

Beräkningarna i båda fallen är utförda 1 m ovan bottenplattan med en friktionskoefficient på 1,0 för att säkerställa jämförbarhet med de tidigare delstudierna.

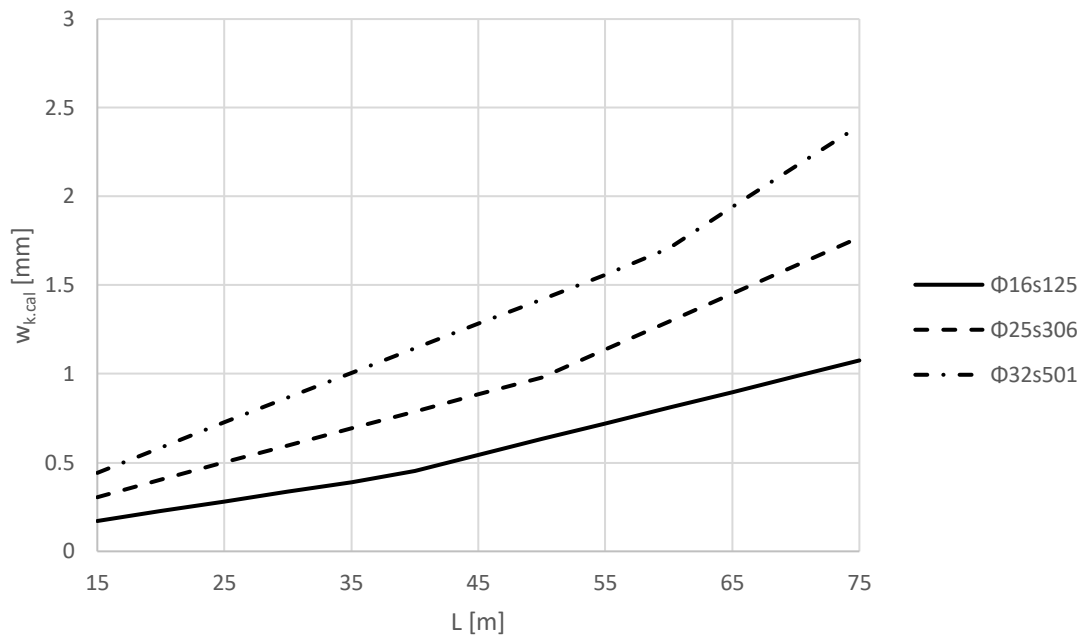
5.3.1 Varierat centrumavstånd

I Figur 5–12 visas den sprickinducerande töjningen som funktion av monolitlängden för de olika armeringsdiametererna med varierat centrumavstånd. Brytpunkten i kurvorna uppstår enligt tidigare förklarat resonemang. Förskjutningen av brytpunktens läge, trots samma armeringsarea förklaras av att det effektiva armeringsinnehållet skiljer sig mellan fallen. Detta då armeringsdiametern är en ingående parameter vid beräkning av tvärsnittets effektiva höjd som ger det effektiva armeringsinnehållet i ekvation 4.15, se Bilaga A.11.4.



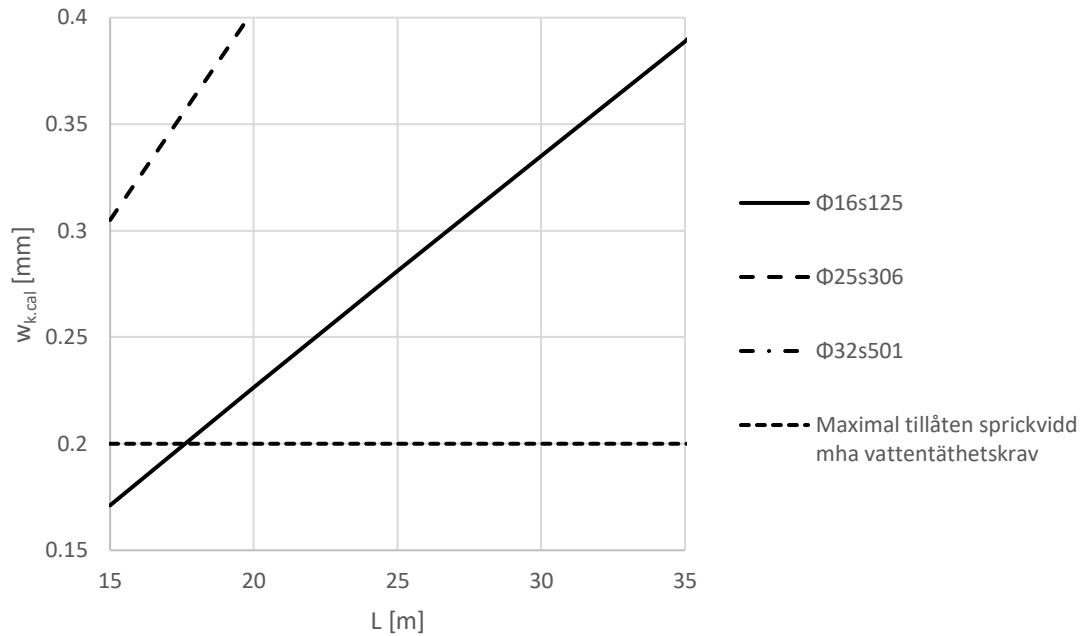
Figur 5-12 Sprickinducerande töjning som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiameterar, motsvarande minimiarmeringen, $A_{s,min}=1605 \text{ mm}^2/\text{m}$.

I Figur 5–13 visas sprickvidden som funktion av monolitlängden för de olika armeringsdiametererna med varierat centrumavstånd. Kurvorna visar att ökad diameter ger ökad sprickvidd, trots konstant armeringsarea. Sprickvidden skiljer sig för samtliga undersökta längder, även om den sprickinducerande töjningen var konstant fram till uppkomsten av brytpunkterna. Detta beror på att det tidigare konstanta sprickavståndet ökar för de större diametererna som följd av att det effektiva armeringsinnehållet minskar.



Figur 5-13 Sprickvidd som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiameterar, motsvarande minimiarmeringen.

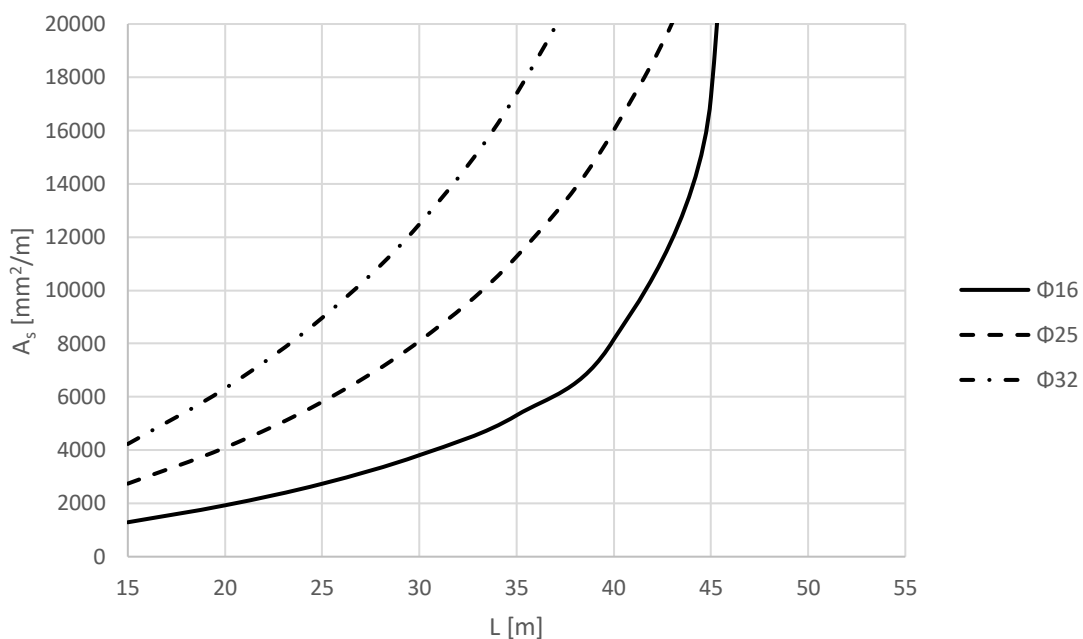
I Figur 5–14 visas samma graf med lägre spann på Y-axeln för att tydliggöra var den maximalt tillåtna sprickvidden överskrids. Detta sker i överensstämmelse med tidigare figurer vid 17,6 m för $\Phi 16s125$, men övriga armeringsdiametrar har överskridit kravet redan vid 15 m. $\Phi 32s501$ har vid 15 m även överskridit det visuella kravet på 0,4 mm från Eurokod 2 (2023).



Figur 5-14 Sprickvidden för olika armeringsdiametrar; motsvarande minimiarmeringen som funktion av monolitlängden. Den aktuella största tillåtna sprickvidden är redovisad som en horisontell linje.

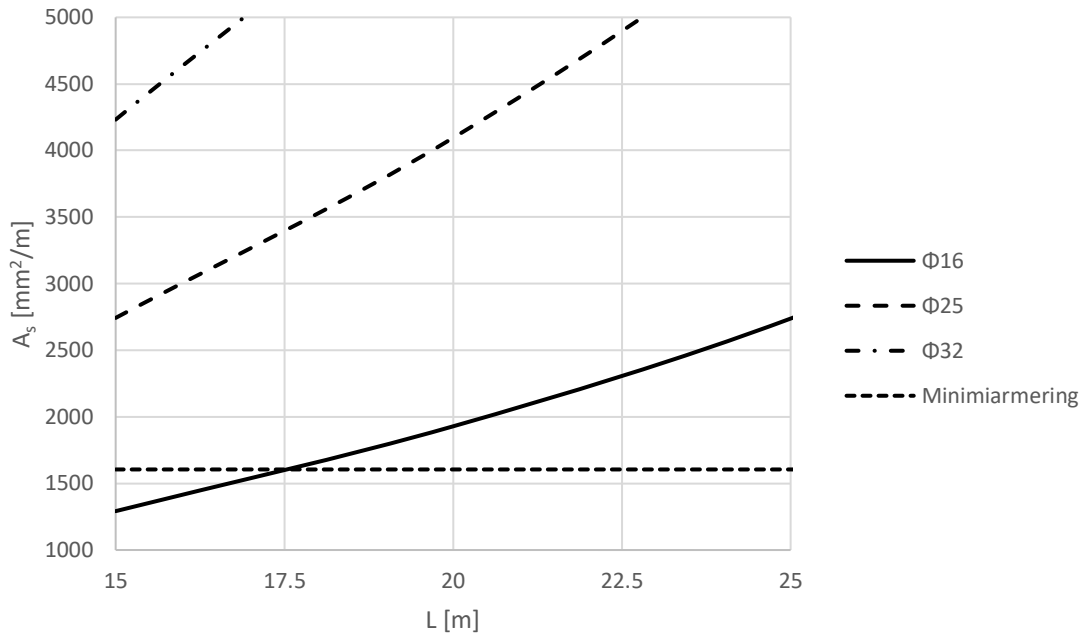
I Figur 5–15 visas den erforderliga armeringsarean i väggen för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som funktion av monolitlängden för de olika armeringsdiametrarna. Kurvorna följer samma beteende som för de tidigare delstudierna där armeringsarean går mot oändligheten för en viss kritisk längd.

Som visades i Figur 5–12 är den sprickinducerande töjningen densamma för de olika diametrarna fram till dess att den första brytpunkten uppträder. Eftersom sprickavståndet löses ut från den givna sprickvidden på 0,2 mm innebär detta att sprickavståndet också blir konstant fram till brytpunkten. Den erforderliga armeringsarean ökar däremot med armeringsdiametern redan innan brytpunkten uppträder, eftersom diametern påverkar både det effektiva armeringsinnehållet och den effektiva höjden i tvärsnittet enligt ekvationerna från SS-EN-1992-1-1:2023 som redovisats i Bilaga A.11.



Figur 5-15 Erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som funktion av monolitlängden för de olika armeringsdiametrarna, för töjning motsvarande minimiarmeringen.

I Figur 5–16 visas samma graf med ett lägre spann på Y-axeln för att tydligare redovisa var minimiarmeringen överskrids. I enlighet med tidigare grafer sker detta vid 17,6 m för $\Phi 16$, medan $\Phi 25$ och $\Phi 32$ redan initialt vid 15 m kräver en större armeringsarea för att klara sprickviddskravet. Detta innebär att för de större diametrarna krävs ett mindre centrumavstånd än det som motsvarar minimiarmeringen för att erhålla sprickviddskravet.



Figur 5-16 Erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiametrar, med minimiarmering markerad.

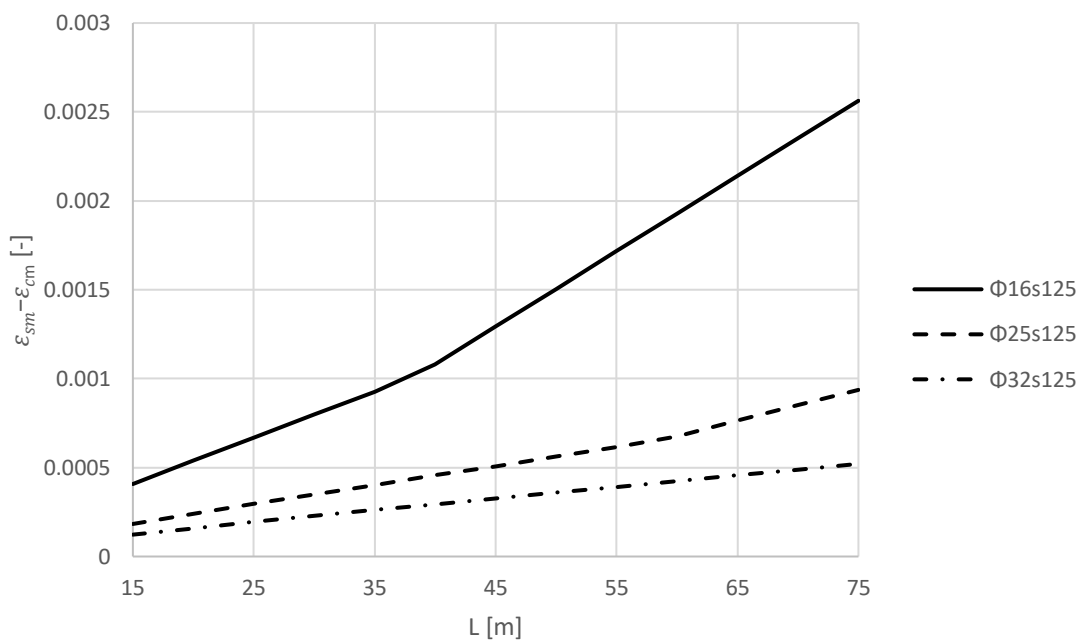
Resultaten för delstudien visar att en ökning av armeringsdiametern med bibehållen armeringsarea leder till större sprickvidder. Att enbart öka armeringsdiametern är därmed inte ett alternativ för att reducera sprickvidden.

5.3.2 Varierad armeringsarea

I Figur 5–17 visas den sprickinducerande töjningen som funktion av monolitlängden för de olika armeringsdiametrarna. Resultaten visar att en ökad armeringsarea reducerar den sprickinducerande töjningen. Detta beror på att en ökad armeringsarea fördelar spänningen från friktionen i tvärsnittet på en större area, vilket resulterar i lägre armeringsspänning.

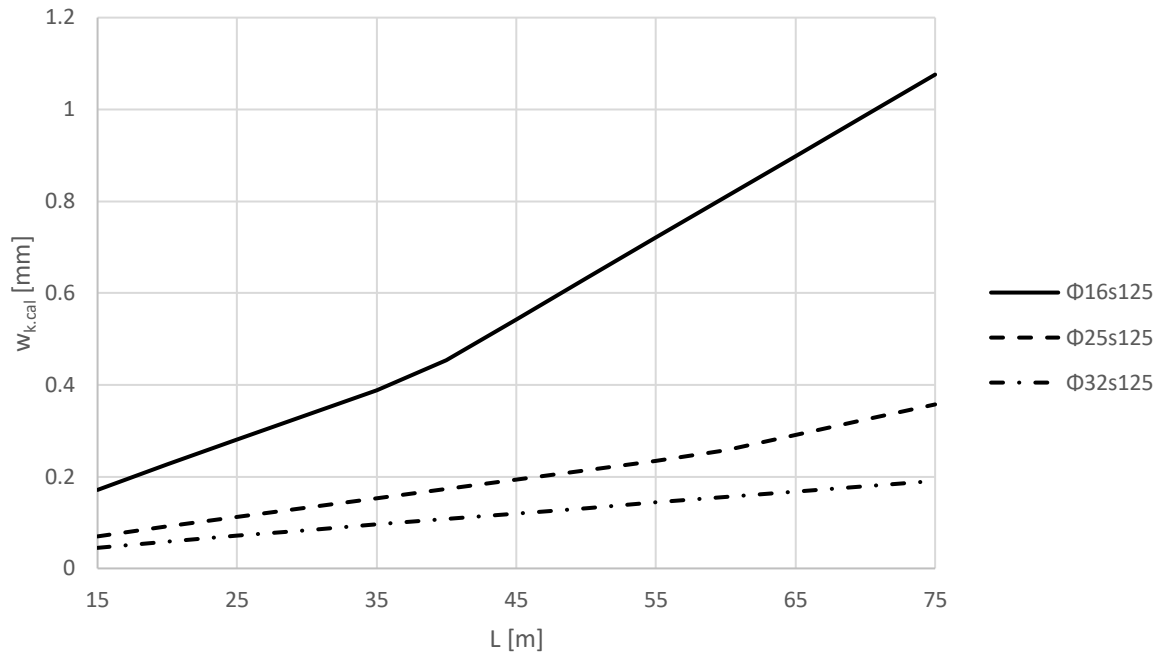
En ökning från $\Phi 16s125$ till $\Phi 25s125$ innebär en ökning av armeringsarean med en faktor 2,44, medan ökningen från $\Phi 25s125$ till $\Phi 32s125$ motsvarar en faktor 1,64. Dessa förhållanden återspeglas i töjningens storlek tills dess att brytpunkten inträffar, där kurvan går från att följa minimitöjningen till att ta hänsyn till betongens kvarvarande dragkapacitet. Efter brytpunkten, där töjningen ökar snabbare, bidrar även det ökade armeringsinnehållet till att dämpa ökningen ytterligare.

Som tidigare nämnts påverkar inte armeringsarean den sprickinducerande töjning som uppstår från krympningsskillnad och temperaturdifferens, vilka följer ett ickelinjärt beteende. Således sker reduktionen av den resulterande sprickinducerande töjningen inte i direkt proportion med ökningen av armeringsarean, både som följd av tvångstöjningarnas bidrag, och eftersom brytpunkten uppstår vid olika längder beroende på diametern. Kurvornas utseende är trots detta till synes linjära, då friktionens bidrag till den resulterande töjningen fortsätter vara dominerande i samtliga undersökta fall.



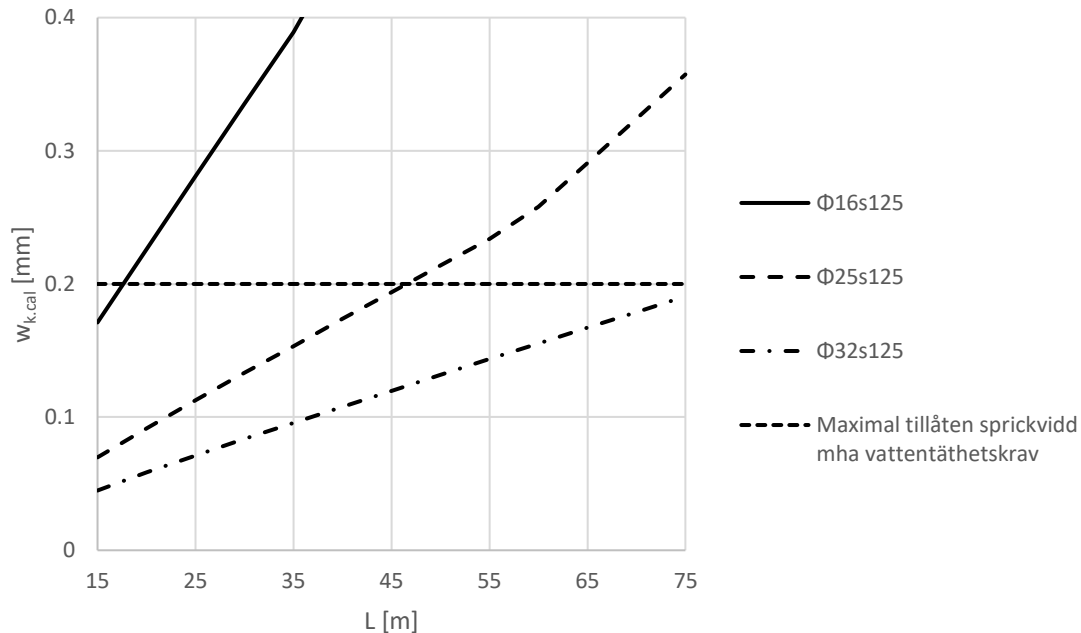
Figur 5-17 Sprickinducerande töjning som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiametrar med konstant centrumavstånd.

I Figur 5–18 visas sprickviddens storlek för de olika armeringsareorna som funktion av monolitlängden. Graferna visar hur sprickvidden minskar med ökad armeringsarea i proportion med den sprickinducerande töjningen i Figur 5–17. För $\Phi 32s125$ överskrids sprickviddskravet på 0,2 mm inte för någon av de undersökta längderna.



Figur 5-18 Sprickvidd som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiametrar med konstant centrumavstånd.

I Figur 5–19 visas samma graf igen, fast med ett lägre spann på Y-axeln för att enklare kunna utläsa vid vilken längd sprickviddskravet på 0,2 mm överskrids. Figuren visar att en ökning av armeringsarean från $\Phi 16s125$ till $\Phi 25s125$ förskjuter den kritiska längden från 17,6 till cirka 46,6 m. För $\Phi 32s125$ är sprickvidden vid 75 m cirka 0,19 mm.



Figur 5-19 Sprickvidden som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiametrar med konstant centrumavstånd. Den aktuella största tillåtna sprickvidden är redovisad som en horisontell linje.

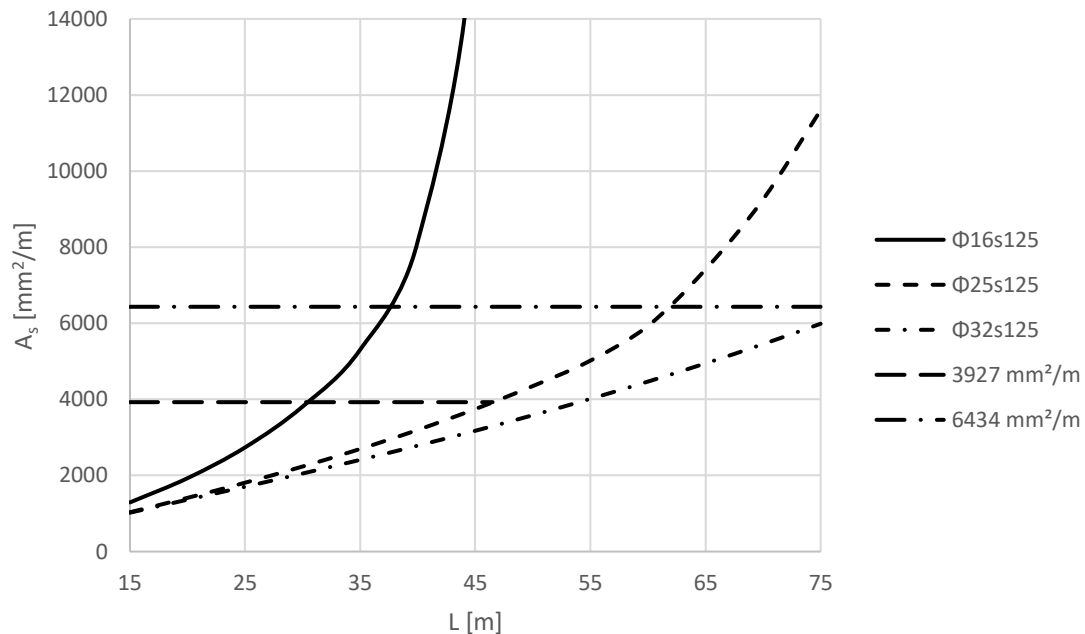
I Figur 5–20 visas den erforderliga armeringsarean i väggen för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som en funktion av monolitlängden för de olika armeringsdiametrarna. Beräkningarna för detta är utförda med samma metod som i tidigare avsnitt, där den sprickinducerande töjningen används vid beräkning av sprickavståndet tillsammans med den konstanta sprickvidden på 0,2 mm. Då töjningen redan motsvarar en given armeringsarea för varje diameter tar denna beräkning inte hänsyn till att förändringar av armeringsarean skulle påverka töjningens storlek.

Töjningen blir således överskattad för de längder där den erforderliga armeringen understiger den inlagda, och underskattad där den erforderliga armeringen egentligen ger ett högre armeringsinnehåll. Eftersom armeringsinnehållet beräknas för varje längd blir avvikelserna små nära den inlagda armeringen, och först märkbara vid stora skillnader i armeringsarean.

Resultaten i Figur 5–20 ger därmed en approximation av armeringsbehovet för respektive längd och diameter. För att tydliggöra vid vilka längder den erforderliga armeringsarean är exakt för $\Phi 25s125$ och $\Phi 32s125$ har deras specificerade armeringsareor redovisats som en horisontell linje.

Som för de tidigare delkapitlen når $\Phi 16$ ett gränsvärde där armeringsarean går mot oändligheten. Det går att urskilja hur $\Phi 25$ följer samma trend, men att den största undersökta

längden på 75 m är inte tillräcklig för att nå funktionens gränsvärde. För $\Phi 32$ ökar armeringsbehovet till synes helt linjärt. Den konstanta armeringsdiametern medför då även att centrumavståndet behöver variera för att motsvara armeringsarean vid respektive längd.



Figur 5-20 Approximerad erforderlig armeringsarea för att nå en sprickvidd på 0,2 mm som funktion av monolitlängden för olika armeringsdiametrar. De horisontella linjerna visar vid vilken punkt kurvorna är exakta.

Resultaten från delstudien visar hur en ökning av armeringsdiametern med erhållit centrumavstånd, och därmed armeringsarean, effektivt reducerar både sprickinducerande töjning och sprickvidd. Störst reduktion erhålls vid en ökning från $\Phi 16$ till $\Phi 25$ då detta ger en relativt större ökning av armeringsarean än från $\Phi 25$ till $\Phi 32$.

6 Diskussion

6.1 Materialoptimering

En av de viktigaste aspekterna vid dimensionering av konstruktioner idag är materialoptimering av både miljö- och kostnadsskäl. En av arbetets stora frågor är hur tätt rörelsefogar behöver placeras, vilket beror av hur långa tunnelmonoliterna kan göras. Resultaten visar att en större armeringsmängd tillåter längre monoliter, men att enbart öka armeringsmängden blir dyrt, ger större miljöpåverkan och försvårar utförandet vid byggnation. Målet är alltså att hitta ett bra förhållande mellan längd och armeringsbehov.

Eftersom minimiarmering är ett krav från de gällande regelverken är detta en bra referenspunkt vid analys av förhållandet mellan längd och armeringsbehov. Det blir alltså onödigt att göra monoliten kortare än vad minimiarmeringen tillåter, eftersom armeringen som ändå ska användas då inte blir fullt utnyttjad.

Resultaten från undersökningen av höjdlägena i väggen visar att sprickvidden minskar markant med höjden från bottenplattan. Med minimiarmering inlagd tillåts en monolitlängd på upp till cirka 60 meter i den övre delen av väggen innan sprickviddskravet överskreds. Väggpärtiet utsatt för störst tvångskraft, 1 meter ovan bottenplattan, överskrider dock sprickviddskravet redan vid en monolitlängd på 17,6 meter. Detta medför att när förhållandet mellan längd och armeringsbehov undersöks är det fördelaktigt att optimera utförandet av armeringen över väggens höjd.

Ett enkelt exempel på detta, hämtat från resultaten i avsnitt 5.1, är att minimiarmeringen vid väggens halva höjd var tillräcklig upp till en längd på cirka 27 m. På så sätt kan monoliten bli nästan 10 m längre genom att lägga in mer armering upp till halva väggens höjd. Hur mer armering lämpligt kan utföras diskuteras i följande avsnitt.

6.2 Armering

Resultaten från avsnitt 5.3 visar två viktiga aspekter vid dimensionering av armering mot sprickor; ökad armeringsarea reducerar sprickvidden, medan användning av färre, grövre armeringsstänger vid en given armeringsarea ger negativ inverkan på sprickvidden.

Den positiva effekten med en stor armeringsarea beror främst på att detta fördelar dragspänningarna från friktionen i tvärsnittet effektivare, vilket minskar den sprickinducerande töjningen. Vid en given armeringsarea ger däremot fler, tunnare armeringsstänger en större total mantelarea, vilket resulterar i bättre vidhäftning mellan betong och armering.

Där en spricka uppstår tas all dragspänning upp av armeringen, och fördelas succesivt tillbaka till betongen över en överföringslängd som beror av vidhäftningsförmågan. Längs överföringslängden kan inga nya sprickor uppstå då spänningen i betongen inte kan överskrida draghållfastheten. Större armeringsdiameter ger en större överföringslängd, vilket leder till ökat sprickavstånd och sprickvidd i enlighet med resultaten som redovisades i avsnitt

5.3. Således finns det ett förhållande mellan sprickavstånd och sprickvidd, där töjningen fördelas mer gynnsamt om betongen kan spricka upp oftare.

Om monoliten ska armeras utöver minimiarmering för att tillåta en större längd är det alltså mer fördelaktigt att använda en mindre armeringsdiameter. Eftersom centrumavståndet mellan armeringsjärn enligt Trafikverket inte får överstiga 200 mm för järnvägstunnlar, men inte heller kan vara för tätt, kan det vara lämpligt att införa ett eller flera extra lager av armering om större armeringsarea är nödvändigt. För att göra utförandet enkelt kan införandet av ett ytterligare lager armering exempelvis motsvara minimiarmeringen på $\Phi 16s125$, vilket ger en total armeringsarea på $3210 \text{ mm}^2/\text{m}$. Genom att använda samma diameter och centrumavstånd i lagerna erhålls samma skarvlängder, vilket förenklar framtagning av ritningar såväl som produktionen.

I exemplet i avsnitt 6.1 tas det upp att minimiarmeringen var tillräcklig vid halva väggens höjd upp till en längd på 27 m. Den erforderliga armeringsmängden vid 27 m för det undersökta läget ovan bottenplattan motsvarar cirka $3150 \text{ mm}^2/\text{m}$, och två lager med minimiarmering är alltså tillräckligt. Mellan de två lägena kommer armeringsbehovet variera, vilket kan kontrolleras mer noggrant genom att ändra vid vilken höjd beräkningarna i Bilaga A utförs. På så sätt kan monoliten göras nästan 10 m längre, och all inlagd armering upp till halva höjden blir fullt utnyttjad. Detta är enbart ett exempel på hur metodiken kring dimensionering kan gå till utifrån resultaten.

Det bör noteras att en viktig förändring skett i den andra generationen av Eurokod 2 (2023) gällande beräkning av minimiarmering. Även om grundekvationen är densamma mellan generationerna, har konstanterna som beaktar spänningsfördelning och egenspanningar inom betongtvärsnittet ändrats.

För fallet med ren dragning har spänningsfördelningsfaktorn, k , sänkts från 1,0 till 0,5, vilket bättre speglar att dragspänningarna inte är jämnt fördelade i tvärsnittet. Vidare har faktorn som tar hänsyn till ojämna egenspanningar, k_h , ändrats från ett intervall mellan 1,0 och 0,65 till 0,8 och 0,5. Intervallet beror på tvärsnittets tjocklek, där tjockare sektioner går mot det lägre värdet i båda fallen.

För det undersökta fallet med en väggtjocklek på 1 meter innebär detta att den andra generationen av Eurokoden (2023) ger en minimiarmeringsarea på $1605 \text{ mm}^2/\text{m}$, medan motsvarande värde enligt första generationen (2005) hade blivit $4160 \text{ mm}^2/\text{m}$, en skillnad som tydligt visar hur den andra generationen av Eurokoden bättre hanterar massiva sektioner.

Att andra generationen av Eurokoden (2023) ger ett mindre konservativt och mer realistiskt krav på minimiarmering är särskilt relevant för detta examensarbete, då tunnelkonstruktioner generellt har kraftiga tvärsnitt. Även om inga fullständiga jämförelser mellan generationerna har genomförts i detta arbete utgör detta en viktig skillnad mellan generationerna.

6.3 Friktion

Det är tydligt från resultaten i Kapitel 5 att friktionen är den dominerande faktorn bakom den sprickinducerande töjningen, även i de fall där friktionskoefficienten reducerats. Utöver detta påvisar beräkningarna även att den andel av den sprickinducerande töjningen som uppstår från tvånget inte påverkas av inlagd armering i samma utsträckning som friktionen. Det är inte förrän vid beräkning av sprickvidden som rådande armering beaktas för tvånget, medan friktionsspänning och den sprickinducerande töjningen från denna är högst beroende av både armeringsarean och stångdiametern.

En förenkling i arbetet som kan komma att överskatta friktionens storlek är antagandet att grundvattenytan är belägen under tunneln. Vid vilket djup grundvattenytan är belägen är platsspecifikt, men att grundvattenytan skulle vara belägen under en tunnel med den geometri som beräkningarna är utförda för kan anses vara orimligt. Införandet av grundvattentryck hade i beräkningarna höjt det totala trycket, men reducerat det effektiva jordtrycket som styr friktionen.

Grundvattnet kan även orsaka hydrauliskt upplyft som minskar normaltrycket mot bottenplattan, vilket inte heller tagits hänsyn till. Denna lyftkraft kan dock motverkas genom att göra bottenplattan bredare än själva tunneln, vilket medför att återfyllnaden ger ett vertikalt jordtryck på de utstickande delarna.

En annan förenkling gällande friktionen är att friktionskoefficienten är satt till samma värde för samtliga element i tunneln, även i de fall där koefficienten varierar. Som framgår av litteraturstudien finns det belägg för att en friktionskoefficient lägre än 1,0 bör vara möjlig med friktionsreducerande åtgärder. Vilka åtgärder som är möjliga skiljer sig mellan konstruktionsdelarna, där exempelvis avjämningslager i betong ovan grundläggning och glidlager av sand primärt berör bottenplattan. Således är det rimligt att friktionskoefficienten kan anta olika värden för konstruktionsdelarna, vars effekt av inte undersökts i examensarbetet.

En intressant aspekt gällande detta är Trafikverkets regelverk TRVINFRA-00230, avsnitt 9.2.1.3, där det anges att endast två tredjedelar av friktionen får tillgodoräknas vid beräkning av bärförmågan mot glidning om en prefabricerad platta används. Detta är rimligt, eftersom en prefabricerad platta inte utvecklar någon mekanisk vidhäftning mot underlaget, till skillnad från en platsgjuten platta, vilket framgår av litteraturstudien i Kapitel 3. Av samma skäl kan det anses rimligt att göra ett motsvarande antagande för väggarna; trots att de är platsgjutna utvecklas ingen mekanisk vidhäftning mot återfyllnaden, eftersom betongen redan hunnit härda innan återfyllningen sker.

Att Trafikverket kräver lägre tillgodoräkning av friktion för prefabricerade plattor vid glidning i brottgränstillståndet antyder en medvetenhet om detta fenomen, men utan att motsvarande riktlinjer ges för dimensionering av tvångskrafter. Detta öppnar för möjligheten att motivera lägre friktion för väggar i tunnelkonstruktioner, särskilt om friktionsreducerande åtgärder som inklädnad i plastfolie tillämpas. Det bör dock understrykas att litteraturstudien inte påvisat någon verifikation för beständigheten hos plastfolie som friktionsreducerande medel över lång tid.

Resultaten visar också att en minskning av friktionen, den dominerande faktorn till sprickinducerande töjning, leder till att krympnings- och temperaturdifferens får en relativt större betydelse. Detta påverkar den maximalt tillåtna monolitlängden på ett icke linjärt sätt. Medan friktionens bidrag till den sprickinducerande töjningen minskar linjärt med friktionskoefficienten, är sambandet mellan denna töjning och den resulterande sprickvidden inte linjärt. Om olika delar av konstruktionen antas ha olika friktionskoefficienter kan detta påverka sambandet ytterligare, och bör därför beaktas i en mer detaljerad analys.

6.4 Förenklingar och antaganden

Utöver de förenklingar som är direkt kopplade till friktionen har ett antal andra förenklingar gjorts som kan påverka resultaten. En av dessa är att ingen hänsyn har tagits till krökning i väggen vid beräkning av sprickvidden.

Krökning är ett fenomen som kan uppträda från ojämn krymptöjning, vilket är fallet i dessa beräkningar då enkelsidig uttorkning antagits för samtliga element. Som nämns i avsnitt 2.1.2 i denna rapport är permeabiliteten i betong låg, så den enkelsidiga uttorkningen leder till snabbare krympning på den sida av väggen som vetter mot tunnelns insida. Detta är dock gynnsamt för sprickvidden enligt avsnitt 9.2.3 (2) i SS-EN-1992-1-1:2023, och antagandet är således konservativt.

Samma fenomen uppträder även vertikalt i väggen. Som nämns i avsnitt 4.12 i denna rapport varierar friktionsspänningen över väggens höjd, och även tvångsfaktorn fram tills monolitlängden blir stor nog att ge fullt utbrett tvång över höjden. Därav kommer töjningen öka med höjden, vilket tydligt framgår av resultaten. När beräkningarna utförs för en meterstrimla av väggen har töjningen antagits vara lika stor över höjden, men egentligen leder töjningsskillnaden också till en viss krökning. Detta får väggen att vilja böja sig uppåt i ändarna, vilket medför ett moment som lokalt kan ge större spänningar och därav ökad sprickvidd. Skillnaden i töjning över en meter anses dock vara så liten i väggen att denna förenkling är godtagbar.

Ett annat antagande som påverkar resultaten är tiden mellan gjutning av bottenplatta och väggar. Hade en kortare tid än 1 år ansatts hade krympningsskillnaden mellan bottenplatta och väggar minskat, men denna tid anses vara ett rimligt värde då det även ger en viss säkerhet vid eventuell fördröjning i produktionen. Utför man beräkningarna med ett kort tidsspann mellan gjutningsetapperna riskerar man att underskatta krympningsskillnaden om projektet av någon anledning blir försenat.

En annan faktor som kan komma att påverka beräkningen av krympningsskillnaden är de ansatta relativa fuktigheterna. Beräkningarna är utförda med en relativ fuktighet på 80% för samtliga element enligt förutsättningarna i TRVINFRA-00227 för luft utomhus och i jord ovan grundvattenytan. Egentligen är det sannolikt att bottenplattan är utsatt för en högre relativ fuktighet då den täcks av invändig återfyllnad, och då inte är i direktkontakt med utomhusluft. En högre relativ fuktighet för bottenplattan hade resulterat i lägre krympning, och således i större krympningsskillnad mellan bottenplatta och väggen.

7 Slutsats

Syftet med examensarbetet är att, med utgångspunkt i både gällande regelverk och den andra generationen av Eurokod 2 (2023), undersöka hur tvång påverkar dimensioneringen av Cut-and-Cover-tunnlar. Stort fokus ligger på att undersöka vilken längd på monoliterna som är möjlig utan att överskrida sprickviddskraven för att minimera antalet rörelsefogar. Detta grundas i ändrade villkor i Eurokod 2–3 (2006), Bilaga N, där den första generationen gav möjlighet att utföra monoliter som den största längden av 5 m och 1,5 gånger vägghöjden med minimiarmering inlagd. Detta villkor är inte en del av andra generationen, och möjlig monolitlängd behöver beräknas snarare än att använda tumregler.

7.1 Möjlig monolitlängd med minimiarmering

En av frågeställningarna i arbetet är vilken minimiarmering som erfordras, samt vilken monolitlängd denna armeringsmängd möjliggör innan sprickviddskraven överskrids. Krav på minimiarmering ställs i både Eurokod 2 (2023) och Trafikverkets infrastruktursregelverk, där det strängaste kravet blir dimensionerande. I detta fall blir kravet från Eurokod 2 styrande.

Minimiarmeringen väljs att utföras med en armeringsdiameter på $\Phi 16$ mm, vilket ger ett centrumavstånd på 125 mm för att motsvara den beräknade arean på minimiarmeringen. Beräkningarna visar att med denna armering överskrids sprickviddskravet på 0,2 mm för en monolitlängd på 17,6 m. Med en vägghöjd på 7,6 m motsvarar detta ett längd-höjdförhållande (L/H) på cirka 2,3. Detta innebär att redan vid minimiarmering är det möjligt att göra monolitlängden större än det tidigare villkoret på 1,5 gånger vägghöjden för rådande geometri, samtidigt som minimiarmeringskravet är avsevärt mindre konservativt än tidigare.

Beräkningarna utförs även för olika höjdnivåer i väggen, vilket visar att den sprickinducerande töjningen avtar med höjden. Med minimiarmering inlagd innebär det att sprickviddskravet överskrids efter 17,6 m närmast bottenplattan där väggen är utsatt för störst belastning. På de andra undersökta höjderna, halva vägghöjden och 1 m under takplattan, är en större monolitlängd möjlig. Närmast takplattan där väggen är utsatt för lägst belastning överskrids inte sprickviddskravet förrän en monolitlängd på cirka 60 m.

7.2 Effekt av armeringsutförande

Analysen gällande inverkan av armeringsdiameter respektive armeringsmängd visar att ökad armeringsmängd tillåter större monolitlängder, men att ökad armeringsdiameter för en given armeringsarea ger negativ inverkan på sprickvidden. Detta visar tydligt möjligheten att öka monolitlängden genom att använda mer armering i de nedre delarna av väggen där tvångskrafterna är större. Då regelverken begränsar maximalt tillåtet centrumavstånd för armeringen, och det inte är praktiskt möjligt att placera stängerna alltför tätt, är det mest lämpliga sättet att öka armeringsmängden att införa flera armeringslager. Detta har även fördelen att underlätta hanteringen av skarvlängder och produktionen i fält.

7.3 Friktionens inverkan och reducering

Beräkningarna visar att friktionen är den enskilt största bidragande faktorn till sprickbildning i tunnelkonstruktioner av typen Cut-and-Cover. Detta stärker motiveringen att vidta friktionsreducerande åtgärder vid projektering av Cut-and-Cover-tunnlar. Friktionskrafterna som verkar på konstruktionen beror även av jordtrycket och konstruktionens egentyngd, vilka båda är som störst vid bottenplattan. De två primära åtgärder som identifierats i litteraturstudien är mest applicerbara på bottenplattan:

- Införande av ett avjämningslager i grovbetong ovan underlag av friktionsjord.
- Införande av ett glidlager mellan konstruktion och underlag av friktionsjord.

Ett glidlager av plastfolie har den primära effekten av att bryta den mekaniska vidhäftning som uppstår när bottenplattan gjuts mot grundläggningen av friktionsjord. Glidlager bestående av plastfolie med ett lager finkornig sand mellan bottenplatta och underlag ger lägre friktion genom att även skapa en slags kullagereffekt. Lägst friktion uppmättes för ett underlag av betong med ett glidskikt av plastfolie och sand. Detta kan uppnås genom att införa ett avjämningslager i grovbetong ovan grundläggningen som glidlagret sedan placeras på.

Försöken presenterade i litteraturstudien indikerar på möjlighet att uppnå en friktionskoefficient under 1,0 med flera olika metoder. Det är dock viktigt att poängtera att samtliga försök är utförda i avsevärt mindre skala än en verklig tunnelkonstruktion och i idealiserade förhållanden. Studien av Holschemacher & Löber [27] redovisar även stor spridning av uppmätt friktionskoefficient i olika försök, eventuellt som följd av att ingen standardiserad försöksmetodik existerar. Således krävs försiktighet vid tillämpning av metoder för reducering av friktionen om inga mer storskaliga försök utförs.

8 Litteratur

- [1] Trafikverket. (2025). *Så sköter vi broar och tunnlar*. <https://www.trafikverket.se/resa-och-trafik/underhall/sa-skoter-vi-broar-och-tunnlar/>
- [2] Trafikverket. (2023). *Västlänken*. <https://www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-i-vastra-gotalands-lan/vastlanken/>
- [3] U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*. (Report No. FHWA-NHI-10-034)
- [4] Zhou, S., Di, H., Xiao, J. & Wang, P. *Differential Settlement and Induced Structural Damage in a Cut-and-Cover Subway Tunnel in a Soft Deposit*. (2016). I: *Journal of Performance of Constructed Facilities*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000880](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000880)
- [5] AB Svensk Byggtjänst. (2017). *Betonghandbok Material, Del 1, Delmaterial, samt färsk och hårdnande betong*. Tredje upplagan. e-ISBN 978-91-7333-827-1
- [6] Statens Geologiska Undersökning (SGU). (2023). *Grus, sand och krossberg 2023*. I: *Periodiska publikationer 2024:3*. ISSN 0283–2038
- [7] AB Svensk Byggtjänst. (2021). *Betonghandbok Material, Del 2, Hårdnad betong, fysikaliska egenskaper och beständighet*. Tredje upplagan. E-ISBN 978-91-7917-089-9
- [8] Hedlund, H. (2000). *Hardening Concrete: Measurements and evaluation of non-elastic deformation and associated restraint stresses*. (Doctoral Thesis 2000:25). Luleå University of Technology
- [9] Engström, B. (2014). *Restraint cracking of reinforced concrete structures*. (Report 2007:10, Edition 2014). Chalmers University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering.
- [10] Nilsson, M., Hedlund, H., Emborg, M., Jonasson, J-E. & Bernander, S. (2015). *Tvång för Sprickanalyser: Tvång i betongkonstruktioner*. (Teknisk rapport). Luleå tekniska universitet, Avdelningen för byggkonstruktion och -produktion, Konstruktionsteknik, Institutionen för samhällsbyggnad och naturresurser
- [11] Bamforth, P. (2018). *Control of cracking caused by restrained deformation in concrete*. (CIRIA 766) ISBN: 978-0-86017-781-4
- [12] European Committee for Standardization (CEN). (2023). *SS-EN-1992-1-1:2023: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*.
- [13] Svenska Betongföreningen. (2012). *Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2 (Volym 1)*. Betongrapport nr 15, Utgåva 2. ISSN 1102-3341, ISBN 978-91-980098-2-8
- [14] Emborg, M., Bernander, S., Ekerfors, K., Groth, P. & Hedlund, H. (1997). *Temperatursprickor i betongkonstruktioner: Beräkningsmetoder för hydratationsspänningar och diagram för några vanliga typfall*. (Teknisk rapport 1997:02). Luleå tekniska universitet,

Institutionen för Väg- och Vattenbyggnad, Avdelningen för Konstruktionsteknik. ISSN: 1402 - 1536

[15] Al-Gburi, M. (2015). *Restraint effects in early age concrete structures*. (Doctoral Thesis) Luleå University of Technology, Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Division of Structural Engineering. ISBN 978-91-7583-375-0

[16] Cruz, C. & Paunovic, M. (2019). *Vattentäta betongkonstruktioner utsatta för tvångskrafter: Finit elementanalys av tvångsfördelning för vanliga typfall*. (Kandidatuppsats, Kungliga Tekniska Högskolan). Hämtad från <https://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kth:diva-259614>

[17] Gottsäter, E. (2019). *Restraint Effects in Concrete Bridges: A Study of Cracking due to Thermal Actions and Shrinkage in Portal Frame Bridges*. Lund University, Building Construction.

[18] European Committee for Standardization (CEN). (2003). *SS-EN-1991-1-5: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions - Thermal actions*

[19] Rostásy, F S., Tanabe, T. & Laube, M. (1998). *Assessment of External Restraint. I: Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*. Ed. av R. Springenschmid. London, England: E & FN Spon. RILEM Report 15. State-of-the Art Report by RILEM. Technical Committee 119, Avoidance of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. ISBN 0 419 22310 X

[20] AB Svensk Byggtjänst. (2023). *AMA Anläggning 23*. ISBN 9789179171704

[21] Pettersson, D. (1997). *Stresses in Concrete Structures from Ground Restraint*. (Rapport TVBK-1014). Lund Institute of Technology, Department of Structural Engineering. ISSN 0349-4969

[22] Trafikverket. (2023). *TRVINFRA-00230: Geokonstruktion, Dimensionering och utformning*. Version 2.0. (Trafikverkets infrastruktursregelverk)

[23] Sällfors, G. (2009). *Geoteknik: Jordmateriallära & Jordmekanik*. (Fjärde upplagan). Studentlitteratur

[24] Pettersson, D. (2000). *Control of Cracking due to Imposed Strains in Concrete Structures*. (Report TVBK-1020). Lund Institute of Technology, Department of Structural Engineering. ISSN 0349-4969

[25] Houlby, G.T. (1991). *How the dilatancy of soils affects their behaviour*. University of Oxford, Department of Engineering Science

[26] Han, S., Chen, D., Cheng, L & Zhang, D. (2015). *Study on sliding layer of cross-tensioned concrete pavement*. I: Road Materials and Pavement Design, 16(3), 518-535. <https://doi.org/10.1080/14680629.2015.1020849>

[27] Holschemacher, K. & Löber, P. (2019). *Experimental investigation on friction between foundation slabs and substructure*. Leipzig University of Applied Sciences, Structural Concrete Institute. <https://doi.org/10.3846/mbmst.2019.143>

[28] Taklas, M., Leblouba, M., Barakat, S., Fageeri, A. & Mohamad, F. (2022). *Concrete-to-concrete shear friction behavior under cyclic loading: experimental investigation*. Sci Rep 12, 9451 (2022). <https://doi.org/10.1038/s41598-022-13530-5>

- [29] Tawfiq, K. & Caliendo, J. (1993). *Laboratory Investigation of Polyethane Sheeting as a Friction Reducer in Deep Foundations*. *Geotextiles and Geomembranes* 12 (1993) 739-762
- [30] Vägverket. (2004). *Bro 2004: Betongkonstruktioner*. (VV Publ 2004:56).
- [31] Trafikverket. (2024). *TRVINFRA-00227: Bro och broliknande konstruktion Byggande*. Version 5.0. (Trafikverkets infrastruktursregelverk)
- [32] Trafikverket. (2021). *TRVINFRA-00233: Tunnelbyggande*. Version 1.0. (Trafikverkets infrastruktursregelverk)

Bilaga A – Beräkningar

A.1 Geometri

$H_f := 1.500 \text{ m}$	Tjocklek på återfyllnad
$H := 9.600 \text{ m}$	Total höjd för tunnelsektion
$B := 15.400 \text{ m}$	Total bredd för tunnelsektion
$L := 20.000 \text{ m}$	Total längd för tunnelsektion
$h_{bp} := 1.000 \text{ m}$	Bottenplattans tvärsnittshöjd
$h_v := 1.000 \text{ m}$	Väggarnas tvärsnittshöjd
$h_{tp} := 1.000 \text{ m}$	Takplattans tvärsnittshöjd
$b := 1.000 \text{ m}$	Tvärsnittsbredd (meterstrimla)
$c := 50 \text{ mm}$	Täckande betongskikt
$H_i := H - h_{tp} - h_{bp} = 7.60 \text{ m}$	Invändig höjd
$B_i := B - 2 \cdot h_v = 13.4 \text{ m}$	Invändig bredd
$A_{tp} := B \cdot h_{tp} = 15.4 \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea takplatta
$A_{bp} := B \cdot h_{bp} = 15.4 \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea bottenplatta
$A_v := H_i \cdot h_v \cdot 2 = 15.2 \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea väggar (2 st)
$A_{tot} := A_{tp} + A_{bp} + A_v = 46 \text{ m}^2$	Tvärsnittsarea för tunnelsektion

A.2 Materialparametrar

A.2.1 Betong

$$f_{ck} := 35.0 \text{ MPa}$$

Karakteristisk tryckhållfasthet
SS-EN 1992-1-1:2003, Tabell 5.1

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 43.0 \text{ MPa}$$

Medeltryckhållfasthet
SS-EN 1992-1-1:2003, Tabell 5.1

$$f_{ctm} := \begin{cases} \text{if } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ \left| \left| 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right. \right| \\ \text{else if } f_{ck} \geq \text{MPa} \\ \left| \left| 2.12 \cdot \ln \left(1 + \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} + 8 \right) \right) \right. \right| \end{cases} = 3.2 \text{ MPa}$$

Medeldraghållfasthet
SS-EN 1992-1-1:2003, Tabell 5.1

$$E_{cm} := 9500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ MPa} = 33.3 \text{ GPa}$$

Elasticitetsmodul
SS-EN 1992-1-1:2003, avsnitt 5.1.4 (2)

$$\alpha_T := 10 \cdot 10^{-6} \text{ [}^\circ\text{C}^{-1}\text{]}$$

Längdutvidgningskoefficient
SS-EN 1992-1-1:2003, avsnitt 5.1.6 (6)

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

Tunghet
SS-EN 1992-1-1:2003, avsnitt 5.1.6 (5)

A.2.2 Armering

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

Karakteristisk flytdragspänning
SS-EN 1992-1-1:2003, Tabell 5.4

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

Dimensionerande elasticitetsmodul
SS-EN 1992-1-1:2003, avsnitt 5.2.4 (3)

A.3 Kryptal

A.3.1 Betong

$$\varphi_{b,p} := 2.0$$

Antaget värde för permanent last

$$\varphi_{b,t} := 0.3$$

För jämn temperaturlast
Bro 2004, 42.14

Temperaturgradienten får ej reduceras med avseende på krypning enligt TRVINFRA-00227, 7.2.1.1.2.4.

A.3.2 Jord

Kryptalet i jorden beaktas då effekten av friktion utvärderas.

$$\varphi_{j,p} := 2.0$$

För permanent last
TRVINFRA-00227, 7.1.8.2.1

$$\varphi_{j,t} := 0.5$$

För temperaturlast
TRVINFRA-00227, 7.1.8.2.1

A.4 Krympning

A.4.1 Funktion för krympning

Förutsätter normalhårdande (N) betong.

Beräkning enligt SS-EN 1992-1-1:2023, Bilaga B.

$$\varepsilon_{cs}(t, h_n, RH) := \begin{cases} t_s \leftarrow 3 \\ \beta_{ds.t-ts} \leftarrow \left(\frac{(t-t_s)}{0.035 \cdot \frac{h_n^2}{\text{mm}^2} + (t-t_s)} \right)^{0.5} \\ \alpha_{ds} \leftarrow 4 \\ \alpha_{bs} \leftarrow 800 \\ \varepsilon_{cfs.fcm} \leftarrow \left((200 + 110 \cdot \alpha_{ds}) \cdot \exp \left(-0.012 \cdot \frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right) \right) 10^{-6} \\ RH_{eq} \leftarrow \min \left(99 \cdot \left(\frac{35}{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{0.1}, 99 \right) \\ \beta_{RH} \leftarrow \begin{cases} \text{if } 20 \leq RH < RH_{eq} \\ \left\| 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^3 \right) \right\| \\ \text{else if } RH_{eq} \leq RH < 100 \\ \left\| 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^2 \right) \right\| \\ \text{else if } RH \geq 100 \\ \left\| 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^2 \right) - 0.25 \right\| \end{cases} \\ \alpha_{NDP.d} \leftarrow 1.0 \\ \alpha_{NDP.b} \leftarrow 1.0 \\ \varepsilon_{cbs.fcm} \leftarrow \alpha_{bs} \cdot \left(\frac{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}{60 + \frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} \\ \beta_{bs.t} \leftarrow 1 - \exp \left(-0.2 \cdot \sqrt{t} \right) \\ \varepsilon_{cfs.t-ts} \leftarrow \varepsilon_{cfs.fcm} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds.t-ts} \cdot \alpha_{NDP.d} \\ \varepsilon_{cbs.t} \leftarrow \varepsilon_{cbs.fcm} \cdot \beta_{bs.t} \cdot \alpha_{NDP.b} \\ \varepsilon_{cfs.t-ts} + \varepsilon_{cbs.t} \end{cases}$$

A.4.2 Bottenplatta

För bottenplattan förutsätts enkelsidig uttorkning vid 80% relativ fuktighet (RH).

$$u_{bp} := b = 1.000 \text{ m}$$

Perimeter utsatt för torkning

$$h_{n.bp} := \frac{2 \cdot h_{bp} \cdot b}{u_{bp}} = 2.000 \text{ m}$$

Fiktiv höjd
SS-EN 1992-1-1 Bilaga B, (3)

$$\varepsilon_{cs.bp.1y} := \varepsilon_{cs}(365, h_{n.bp}, 80) = 0.00010$$

Krympning efter 1 år

$$\varepsilon_{cs.bp.120y} := \varepsilon_{cs}(365 \cdot 120, h_{n.bp}, 80) = 0.00022$$

Krympning efter 120 år

A.4.3 Yttervägg

För väggarna förutsätts enkelsidig uttorkning vid 80% relativ fuktighet (RH).

$$u_v := b = 1.000 \text{ m}$$

Perimeter utsatt för torkning

$$h_{n.v} := \frac{2 \cdot h_v \cdot b}{u_v} = 2.000 \text{ m}$$

Fiktiv höjd
SS-EN 1992-1-1 Bilaga B, (3)

$$\varepsilon_{cs.v.120y} := \varepsilon_{cs}(365 \cdot 120, h_{n.v}, 80) = 0.00022$$

Krympning efter 120 år

A.4.4 Takplatta

För takplattan förutsätts enkelsidig uttorkning vid 80% relativ fuktighet (RH).

$$u_{tp} := b = 1.000 \text{ m}$$

Perimeter utsatt för torkning

$$h_{n.tp} := \frac{2 \cdot h_{tp} \cdot b}{u_{tp}} = 2.000 \text{ m}$$

Fiktiv höjd
SS-EN 1992-1-1 Bilaga B, (3)

$$\varepsilon_{cs.tp.120y} := \varepsilon_{cs}(365 \cdot 120, h_{n.tp}, 80) = 0.00022$$

Krympning efter 120 år

A.4.5 Krympningskillnad

$$\Delta\varepsilon_{cs.bp.v} := \varepsilon_{cs.v.120y} - (\varepsilon_{cs.bp.120y} - \varepsilon_{cs.bp.1y}) = 0.00010$$

Mellan bottenplatta och övriga delar

$$\Delta T_{cs.bp.v} := \frac{\Delta\varepsilon_{cs.bp.v}}{\alpha_T} = 10.1 \quad [^{\circ}C]$$

Ekvivalent temperaturändring

A.5 Temperatur

A.5.1 Jämn temperaturändring

Förutsätter klimatzon 2 enligt TRVINFRA-00233, 8.3.2.9.

$T_{in.min} := -15.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Lägsta temperatur i tunnel <i>TRVINFRA-00233, 8.3.2.9</i>
$T_{in.max} := 20.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Högsta temperatur i tunnel <i>TRVINFRA-00233, 8.3.2.9</i>
$T_0 := 10.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Inbyggnadstemperatur <i>SS-EN-1991-1-5, Bilaga A, A.1 (3)</i>
$T_{out.min} := -3.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Lägsta temperatur i omgivande jord <i>SS-EN 1991-1-5, Tabell 5.3</i>
$T_{out.max} := 5.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Högsta temperatur i omgivande jord <i>SS-EN 1991-1-5, Tabell 5.3</i>
$T_{M.min} := \frac{T_{in.min} + T_{out.min}}{2} = -9.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Lägsta medeltemperatur i tvärsnittet
$T_{M.max} := \frac{T_{in.max} + T_{out.max}}{2} = 12.5 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Högsta medeltemperatur i tvärsnittet
$\Delta T_{N.con} := T_{M.min} - T_0 = -19.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Temperaturändring vid kontraktion
$\Delta T_{N.exp} := T_{M.max} - T_0 = 2.5 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Temperaturändring vid expansion
$u_{con} := \alpha_T \cdot \Delta T_{N.con} \cdot \frac{L}{2} = -1.900 \text{ mm}$	Ändlägets förskjutning vid kontraktion
$u_{exp} := \alpha_T \cdot \Delta T_{N.exp} \cdot \frac{L}{2} = 0.250 \text{ mm}$	Ändlägets förskjutning vid expansion
$u_T := u_{exp} - u_{con} = 2.150 \text{ mm}$	Maximal förskjutning av ändläget

A.5.2 Temperaturskillnad mellan konstruktionsdelar

$\Delta T_N := 15.0 \text{ [}^\circ\text{C]}$	Mellan bottenplatta och övriga delar <i>SS-EN 1991-1-5:2003, 6.1.6</i>
---	---

A.6 Vilojordtryckskoefficient

Antar "grovkrossad sprängsten" enligt TRVINFRA-00230, Bilaga A.
Dimensionering utförs för viljordtryck enligt TRVINFRA-00227, K.7.1.6.1.2.

$$\phi_k := 45.0 \text{ deg}$$

Friktionsvinkel
TRVINFRA-00230, A.1.9

$$\gamma_M := 1.3$$

Partialkoefficient
TRVINFRA-00230, 6.2.7.1.1

$$\phi_d := \begin{bmatrix} \operatorname{atan}\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_M}\right) \\ \operatorname{atan}(\tan(\phi_k) \cdot \gamma_M) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 37.6 \\ 52.4 \end{bmatrix} \text{ deg}$$

Lågt resp. högt värde
TRVINFRA-00230, 6.2.7.1.1

$$K_{0,d} := 1 - \sin(\phi_d) = \begin{bmatrix} 0.390 \\ 0.207 \end{bmatrix}$$

Högt resp. lågt värde
TRVINFRA-00230, A.1.2

$$K_0 := \max(K_{0,d}) = 0.390$$

Dimensionerande värde

A.7 Jordtryck

Antar "grovkrossad sprängsten" enligt TRVINFRA-00230, Bilaga A.
Försummar inverkan av grundvattentryck.

$$\gamma := 20 \frac{kN}{m^3}$$

Tunghet ovan grundvattenytan
TRVINFRA-00230, Tabell A1-1

$$p_v(z) := z \cdot \gamma$$

Vertikalt jordtryck som
funktion av djupet

$$p_h(z) := K_0 \cdot z \cdot \gamma$$

Horisontellt jordtryck som
funktion av djupet

$$p_{v,0} := p_v(H_f) = 30 \text{ kPa}$$

Vertikalt jordtryck i nivå med
ovankant takplatta

$$p_{v,1} := p_v(H_f + H) = 222 \text{ kPa}$$

Vertikalt jordtryck i nivå med
underkant bottenplatta

$$p_{h,0} := p_h(H_f) = 12 \text{ kPa}$$

Horisontellt jordtryck i nivå
med ovankant takplatta

$$p_{h,1} := p_h(H_f + H) = 87 \text{ kPa}$$

Horisontellt jordtryck i nivå
med underkant bottenplatta

$$P_h := \int_{H_f}^{H_f + H} p_h(z) dz = 472 \frac{kN}{m}$$

Resultande last från horisontellt
jordtryck mot yttervägg

$$e_H := H + H_f - \frac{\int_{H_f}^{H_f + H} p_h(z) \cdot z dz}{P_h} = 3.581 \text{ m}$$

Avstånd från bottenplattans
underkant till resultantens läge för
horisontellt jordtryck

A.8 Tvång

A.8.1 Elasticitetsmodul

En reducerad elasticitetsmodul kan användas där uppsprickning förväntas och skall enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 7.3.1 (3) beräknas med avseende på inlagd armering. Här används konservativt det reducerade värdet.

$$E_{cm} = 33.3 \text{ GPa}$$

A.8.2 Tvångsfaktor som beaktar ingående elements styvhet

Tvångsfaktorn bestäms enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 9.2.3 (4) och justeras med avseende på dess läge ovan bottenplattan (h_i) enligt CIRIA 766, Bilaga A, Ekvation (A5.1) och (A5.2).

$$R(h_i, L, H_i) := \left\| \begin{array}{l} R_{ax} \leftarrow 0.5 \\ R_{ax} \cdot \left(\frac{1.372 \cdot \left(\frac{h_i}{L}\right)^2 - 2.543 \cdot \left(\frac{h_i}{L}\right) + 1}{+ 0.044 \cdot \left(\left(\frac{L}{H_i}\right) - 1.969\right) \cdot \left(\frac{h_i}{H_i}\right)^{1.349}} \right) \end{array} \right\|$$

$$R_{ax} := R(1 \text{ m}, L, H_i) = 0.44$$

A.8.3 Reduktion med avseende på krypning

Enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 7.3.1 (6) kan långtidslaster reduceras med avseende på krypning enligt ekvation (7.14).

$$K(\varphi) := \left\| \begin{array}{l} \chi \leftarrow 0.8 \\ \frac{1}{1 + \chi \cdot \varphi} \end{array} \right\|$$

A.9 Minimiarmering i väggar

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

Armeringsdiameter

Minimiarmering enligt SS-EN 1992-1-1:2023, 9.2.2.

$$A_{s,min.I}(h, H, f_{ctm}, f_{yk}) := \left\| \begin{array}{l} A_c \leftarrow h \\ k_h \leftarrow \text{if } 0.8 - 0.6 \left(\frac{\min(h, H)}{m} - 0.3 \right) < 0.5 \\ \quad \left\| 0.5 \\ \text{also if } 0.8 - 0.6 \left(\frac{\min(h, H)}{m} - 0.3 \right) > 0.8 \\ \quad \left\| 0.8 \\ \text{else} \\ \quad \left\| 0.8 - 0.6 \left(\frac{\min(h, H)}{m} - 0.3 \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$\frac{0.5 \cdot k_h \cdot f_{ctm} \cdot A_c}{f_{yk}}$$

$$A_{s,mn.v.I} := A_{s,min.I}(h_v, H_i, f_{ctm}, f_{yk}) = 1605 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Minimiarmering enligt TRVINFRA-00227, 7.1.10.1.1.

$$A_{s,min.II}(h, H, f_{ctm}) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } H \geq 5 \cdot h \\ \quad \left\| \max \left(\frac{400 \cdot f_{ctm}}{3 \text{ MPa}} \frac{\text{mm}^2}{m}, 560 \frac{\text{mm}^2}{m}, \frac{0.08}{100} \cdot h \right) \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \max \left(\frac{400 \cdot f_{ctm}}{3 \text{ MPa}} \frac{\text{mm}^2}{m}, 560 \frac{\text{mm}^2}{m}, \frac{0.05}{100} \cdot h \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$A_{s,mn.v.II} := A_{s,min.II}(h_v, H_i, f_{ctm}) = 800 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Dimensionerande minimiarmering i väggarna

$$A_{s,min.v} := \max(A_{s,mn.v.I}, A_{s,mn.v.II}) = 1605 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Motsvarande centrumavstånd mellan armeringsjärn

$$s_v := \frac{\left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \cdot \pi}{A_{s,min.v}} = 125 \text{ mm}$$

A.10 Tvångsspänningar

A.10.1 Krympningsdifferens

Förhindrad töjning av väggar och takplatta till följd av mothåll från bottenplatta.

$$\Delta\varepsilon_{cs.bp.v} = 0.00010$$

Sprickinducerande töjning ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 9.2.3, ekvation 9.13.

$$R_{ax} = 0.4391$$

$$k_t := 0.4$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33.3 \text{ GPa}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\Delta\varepsilon_{m.cs} := \max\left(\Delta\varepsilon_{cs.bp.v} \cdot R_{ax} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}}, 0\right) = 0.00001$$

A.10.2 Temperaturdifferens mellan element

Förhindrad töjning till följd av mothåll från bottenplatta.

$$\Delta T_N = 15 \text{ [}^\circ\text{C]}$$

$$\Delta \varepsilon_T := \Delta T_N \cdot \alpha_T = 0.00015$$

Sprickinducerande töjning ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 9.2.3, ekvation 9.13.

$$R_{ax} = 0.4391$$

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ct,eff} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33.3 \text{ GPa}$$

$$\Delta \varepsilon_{m,T} := \max \left(\Delta \varepsilon_T \cdot R_{ax} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}}, 0 \right) = 0.00003$$

A.11 Friktion

A.11.1 Laster (per meter i längdriktning)

$$G_b := \gamma_{btg} \cdot (A_{tp} + A_{bp} + A_v) = 1150 \frac{kN}{m}$$

Betongens egentyngd

$$G_{pv.0} := p_{v.0} \cdot B = 462 \frac{kN}{m}$$

Utvändig fyllning ovan takplatta

$$G_{in} := \gamma \cdot 1 \text{ m} \cdot B_i = 268 \frac{kN}{m}$$

Invändig fyllning ovan bottenplatta

$$V_{bp} := G_b + G_{pv.0} + G_{in} = 1880 \frac{kN}{m}$$

Vertikal last mot grundläggning

$$V_{tp} := G_{pv.0} = 462 \frac{kN}{m}$$

Vertikal last mot takplatta

$$H_v := 2 \cdot P_h = 944 \frac{kN}{m}$$

Horisontell last mot ytterväggar

A.11.2 Friktionskoefficient

$$\mu_{bp} := 1.0$$

Under bottenplatta

$$\mu_v := 1.0$$

Utanför väggar

$$\mu_{tp} := 1.0$$

Ovan takplatta

A.11.3 Friktionskraft (per meter i längdriktning)

$$F_{bp} := V_{bp} \cdot \mu_{bp} = 1.88 \frac{MN}{m}$$

Under bottenplatta

$$F_v := H_v \cdot \mu_v = 0.94 \frac{MN}{m}$$

Utanför väggar

$$F_{tp} := V_{tp} \cdot \mu_{tp} = 0.46 \frac{MN}{m}$$

Ovan takplatta

$$F := F_{bp} + F_{tp} + F_v = 3.29 \frac{MN}{m}$$

Total friktionskraft

A.11.4 Spänning från friktion

$$e_F := \frac{(F_{tp} \cdot H + F_v \cdot e_H)}{F} = 2.379 \text{ m}$$

Avstånd från underkant bottenplatta till resulterande friktionskraft

$$e_c := \frac{A_{bp} \cdot \frac{h_{bp}}{2} + A_v \cdot \left(h_{bp} + \frac{H_i}{2} \right) + A_{tp} \cdot \left(H - \frac{h_{tp}}{2} \right)}{A_{bp} + A_v + A_{tp}} = 4.800 \text{ m}$$

Tunnelvärsnittets tyngdpunkt

$$z_{bp.uk} := -e_c = -4.800 \text{ m}$$

Avstånd från tyngdpunkt till underkant bottenplatta

$$z_{v.uk} := h_{bp} - e_c = -3.800 \text{ m}$$

Avstånd från tyngdpunkt till underkant vägg (ovankant bottenplatta)

$$z_{v.ok} := H - h_{tp} - e_c = 3.800 \text{ m}$$

Avstånd från tyngdpunkt till ovankant vägg (underkant takplatta)

$$z_{tp.ok} := H - e_c = 4.800 \text{ m}$$

Avstånd från tyngdpunkt till ovankant takplatta

$$I := \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{B_i \cdot H_i^3}{12} = 645 \text{ m}^4$$

Tvärsnittets tröghetsmoment

$$M_F := F \cdot (e_c - e_F) = 7.96 \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Böjmoment från friktionskraft

$$\sigma_{f.tp.ok} := \frac{F_{tp}}{A_{tp}} - \left(\frac{M_F}{I} \right) \cdot z_{tp.ok} = -0.03 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Spänning vid ovankant takplatta

$$\sigma_{f.v.ok} := \frac{F_v}{A_v} - \left(\frac{M_F}{I} \right) \cdot z_{v.ok} = 0.02 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Spänning vid överkant vägg

$$\sigma_{f.v.uk} := \frac{F_v}{A_v} - \left(\frac{M_F}{I} \right) \cdot z_{v.uk} = 0.11 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Spänning vid underkant vägg

$$\sigma_{f.bp.uk} := \frac{F_{bp}}{A_{bp}} - \left(\frac{M_F}{I} \right) \cdot z_{bp.uk} = 0.18 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

Spänning vid underkant bottenplatta

Spänningen reduceras med avseende på krypning (i betong samt jord) till följd av oförhindrad rörelse från temperaturvariation samt krympning.

$\varphi_{b,p} = 2.0$ Betongens kryptal vid permanent last (krypning)

$\varphi_{b,t} = 0.3$ Betongens kryptal vid temperaturlast

$\varphi_{j,p} = 2.0$ Jordens kryptal vid permanent last (krypning)

$\varphi_{j,t} = 0.5$ Jordens kryptal vid temperaturlast

Beräknar ett viktat medelvärde på kryptalet för friktion genom att beakta de ingående rörelsernas storlek samt de ingående lasternas kryptal.

Förskjutning av tunnelsektionens ändläge till följd av ett års krypning.

$$\delta_{cs} := |\varepsilon_{cs.bp.1y}| \cdot \frac{L}{2} = 1.01 \text{ mm}$$

Möjlig förskjutning av tunnelsektionens ändläge till följd av ett års temperaturvariation.

$$\delta_T := |\Delta T_{N.con} - \Delta T_{N.exp}| \cdot \alpha_T \cdot \frac{L}{2} = 2.15 \text{ mm}$$

$$\varphi_f := \frac{\delta_{cs} \cdot \max(\varphi_{b,p}, \varphi_{j,p}) + \delta_T \cdot \max(\varphi_{b,t}, \varphi_{j,t})}{\delta_{cs} + \delta_T} = 0.98$$

Maximal spänning för osprucket tvärsnitt

$$S_{f.v.uk.max} := \sigma_{f.v.uk} \cdot \frac{L}{2} \cdot K(\varphi_f) = 0.61 \text{ MPa}$$

Motsvarande armeringsspanning för sprucket tvärsnitt

$$\sigma_{s.f.v.uk.max} := \frac{S_{f.v.uk.max} \cdot h_v}{2 \cdot A_{s.min.v}} = 190 \text{ MPa}$$

Ekvivalent sprickinducerande töjning ($\varepsilon_{cs} - e_{cm}$) enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 9.2.3, ekvation 9.11.

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ct,eff} = 3.21 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha_y := c + \frac{\phi}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := \min(\alpha_y + 5 \cdot \phi, 10 \cdot \phi, 3.5 \cdot \alpha_y, 0.5 \cdot h_v) = 138 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,min,v}}{h_{c,eff}} = 0.0116$$

$$\alpha_e := 15$$

SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 9.1 (5)

$$\Delta\varepsilon_{m,f} := \max\left(\frac{\sigma_{s,f,v,uk,max} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, (1 - k_t) \cdot \frac{\sigma_{s,f,v,uk,max}}{E_s}\right) = 0.00057$$

A.12 Beräkning av sprickvidd

Sammanlagd sprickinducerande töjning i nivå med underkant vägg.

$$\Delta\varepsilon_{m.v.uk} := \Delta\varepsilon_{m.cs} + \Delta\varepsilon_{m.T} + \Delta\varepsilon_{m.f} = 0.0006$$

Det slutliga sprickavståndets medelvärde beräknas enligt SS-EN-1992-1-1:2023, avsnitt 9.2.3 (6), ekvation 9.15

$$s_{r.m.cal} := \left\| \begin{array}{l} a_y \leftarrow c + \frac{\phi}{2} \\ h_{c.eff} \leftarrow \min(a_y + 5 \cdot \phi, 10 \cdot \phi, 3.5 \cdot a_y, 0.5 \cdot h_v) \\ A_{c.eff} \leftarrow h_{c.eff} \\ A_s \leftarrow A_{s.min.v} \\ \rho_{p.eff} \leftarrow \frac{A_s}{A_{c.eff}} \\ k_{fl} \leftarrow 1.0 \\ k_b \leftarrow 0.9 \\ k_w \leftarrow 1.7 \\ 1.5 \cdot c + \frac{k_{fl} \cdot k_b}{7.2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p.eff}} \end{array} \right\| = 247 \text{ mm}$$

Sprickvidden beräknas enligt SS-EN 1992-1-1:2023, avsnitt 9.2.3 (2), ekvation 9.8

$$k_w := 1.7$$

$$w_{k.cal} := k_w \cdot s_{r.m.cal} \cdot \Delta\varepsilon_{m.v.uk} = 0.25 \text{ mm}$$

Minimiarmering

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad s_v = 125 \text{ mm} \quad A_{s.min.v} = 1605 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

A.13 Beräkning av erforderligt censtrumavstånd för begränsning av sprickvidd

Maximal tillåten sprickvidd enligt SS-EN 1992-1-1:2023, Bilaga H, H.4.2 (2)

$$w_{max} := 0.2 \text{ mm}$$

Armeringsbehov för att uppnå en sprickvidd på 0.2 mm

$$A_{s.req} := \left| \begin{array}{l} a_y \leftarrow c + \frac{\phi}{2} \\ h_{c.eff} \leftarrow \min(a_y + 5 \cdot \phi, 10 \cdot \phi, 3.5 \cdot a_y, 0.5 \cdot h_v) \\ A_{c.eff} \leftarrow h_{c.eff} \\ k_b \leftarrow 0.9 \\ k_{fl} \leftarrow 1.0 \\ s_{r.m.req} \leftarrow \frac{w_{max}}{k_w \cdot \Delta \varepsilon_{m.v.uk}} \\ \rho_{p.req} \leftarrow \frac{\phi \cdot k_b \cdot k_{fl}}{7.2 \cdot (s_{r.m.req} - 1.5 \cdot c)} \\ \rho_{p.req} \cdot h_{c.eff} \end{array} \right| = 2304 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Motsvarande s-avstånd

$$s_{req} := \frac{\left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi}{A_{s.req}} = 87 \text{ mm}$$