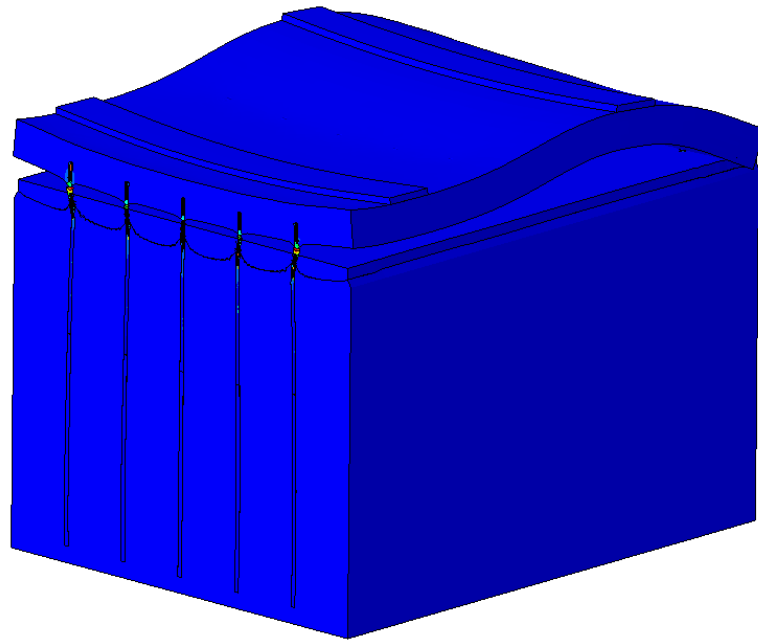




**LUND**  
UNIVERSITY



# **BERGFÖRANKRING AV BETONGTRÅG**

## **Jämförelse mellan passiva förankringar och mikropålar**

ANTON LUNDQUIST och MATTIAS ERIKSSON

---

Geotechnical  
Engineering

*Master's Dissertation*

---



DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES  
**GEOTECHNICAL ENGINEERING**

ISRN LUTVDG/TVGT--22/5072--SE (1-196) | ISSN 0349-4977  
MASTER'S DISSERTATION

# BERGFÖRANKRING AV BETONGTRÅG

## Jämförelse mellan passiva förankringar och mikropålar

ANTON LUNDQUIST och MATTIAS ERIKSSON

Supervisor: **ERIKA TUDISCO**, Associate Professor, Geotechnical Engineering, LTH, Lund.  
Assistant Supervisors: **PETER PERSSON**, Associate Professor and Professor **OLA DAHLBLOM**, Dept. of  
Construction Sciences, LTH, Lund together with **ANNA DAHL**, Project Manager, Implenia Sverige AB.  
Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2022 Geotechnical Engineering,  
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.  
Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, February 2022 (PI).

**For information, address:**  
Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,  
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.  
Homepage: [www.geoteknik.lth.se](http://www.geoteknik.lth.se)



# Abstract

The railway between Malmö and Gothenburg, "Västkustbanan", will be expanded from single to double tracks. Nowadays, the railway consists of double tracks all the way between Ängelholm and Gothenburg, except for the section through Varberg. The expansion of the railway between Varberg and Hamra from single track to double track is currently under construction. This consists of a rock tunnel under the centre of Varberg with a submerged station which is being built in an open trough. The construction extends over approximately nine kilometers and involves the construction of tracks, bridges and other structures for both passenger and freight trains. The 1.3 km long concrete trough will be built on the bedrock below the groundwater level and subject to loads from railway traffic. To reduce the risks of uplift, it is necessary that the concrete trough is anchored to the bedrock, which can be achieved with the help of rock anchors or piles. The study includes a comparison between two solutions, one with passive anchors and one with micropiles. A literature study is conducted to identify differences in behavior and characteristics between anchors and piles. To compare the mechanical behavior, numerical simulations are performed using a fictitious concrete trough that is anchored in the bedrock with both solutions, passive anchors and micropiles. The troughs is loaded with an uplifting force from an elevated groundwater level as well as train traffic from three active tracks.

From simulation results, shear stresses that occurs, between the rock and grout concrete, between the surface grout concrete and struts and tensile stresses that occur in the struts are examined. Maximum values are compared from all the models and checked against the strength of the material to assure that no fractures occur. To compare passive anchors and micropiles, the stress distribution over the length of the grouting concrete as well as the bedrock is also examined.

To identify differences and similarities between anchors, and piles, information from the literature study regarding behavior, properties and design is used.

The analysis of the results shows that the most critical element of the design is the grout concrete. Regardless of solution, passive anchors or micropiles, the grouting concrete is the component that will be most stressed during uplifting behaviour or vertical and horizontal loading from train traffic. In general, a higher degree of utilization can be shown for a solution with micropiles, regarding stress distribution between grout concrete and bedrock. However, there is also evidence of a risk of fracture in adhesion between rock and grouting concrete. In future scenarios where rock anchoring of troughs is to be carried out in bedrocks with poorer quality, micropiles in combination with filling may be the better alternative.



# Sammanfattning

Järnvägen mellan Malmö och Göteborg, Väst kustbanan, ska utökas till dubbelspår. Innan utbyggnad är Väst kustbanan dubbelspårig hela vägen mellan Ängelholm och Göteborg, förutom sträckan genom Varberg. Utbyggnad mellan Varberg och Hamra från enkelspår till dubbelspår ska genomföras. En tunnel byggs under centrala Varberg och en nedsänkt station byggs i ett öppet tråg. Genom totalentreprenad på beställning av Trafikverket ansvarar Implenia för projektet som planeras att avslutas 2025. Entreprenaden sträcker sig över cirka nio kilometer och innebär byggnation av spår, broar och andra byggnadsverk för både person- och godståg i en komplex trafikerad spår miljö. Det 1,3 km långa betongträget kommer att utformas på berggrund under grundvattennivån och utsätts för belastning från järnvägstrafik. För att minska riskerna för upplyftning krävs att betongträget fästes i berggrunden. En lösning kan vara att förankra betongträget med hjälp av förankringsstag eller pålar. Studien innefattar en jämförelse mellan två lösningar av bergförankringar av träget, en med passiva förankringar och en med mikropålar. En litteraturstudie genomförs för att kunna identifiera skillnader i beteende och egenskaper mellan förankringar och pålar. För att jämföra deras mekaniska beteende utförs simuleringar av ett fiktivt betongtråg som förankras i berggrund med båda lösningar, passiva förankringar och mikropålar. Trågen belastas med en upplyftande kraft från en förhöjd grundvattennivå samt tågtrafik från tre aktiva spår.

Från simuleringsresultat undersöks skjuvspänningar som uppstår i borrhålen för bergskiktet, mellan berg och injekteringsbetong, mellan ytan injekteringsbetong och stag och dragspänningar som uppstår i stagen. Största maximala skjuvspänning mellan ytorna i injekteringsbetongen och bergytan och kontrolleras mot de spänningsintervall som avser brottsvidhäftning. För att jämföra passiva förankringar och mikropålar undersöks även spänningsfördelningen över längden.

För att identifiera skillnader och likheter mellan förankringar och pålar nyttjas information från litteraturstudien avseende beteende, egenskaper och dimensionering.

Analys av studiens resultat har visat att injekteringsbetongen utgör den mest kritiska punkten. Oberoende av lösning, passiva förankringar eller mikropålar, är injekteringsbetongen den komponent som kommer vara mest utsatt vid upplyftning eller vertikal och horisontell belastning från tågtrafik. Utnyttjandegraden är som störst vid lösning med mikropålar och risk för vidhäftningsbrott mellan berg och injekteringsbetong föreligger. I framtida scenarion där bergförankring av tråg ska genomföras i berg med sämre kvalitet kan mikropålar i kombination med packad fyllning vara det bättre alternativet.

**Nyckelord:** Passiv förankring, mikropåle, stag, bergförankring, tråg, injekteringsbetong, upplyftning, brottsvidhäftning, vidhäftningsbrott, skjuvspänning, Finita elementmetoden, Abaqus





# Förord

Detta examensarbete har genomförts som ett avslutande moment i civilingenjörsutbildningen inom väg- och vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola. Arbetet omfattar 30 högskolepoäng och har utförts under hösten 2021. Idén till examensarbetet kom från företaget Implenia AB som i skrivande stund bygger ut västkustbanan mellan Varberg och Hamra. Förankringsmetoder för öppna betongtråg i berg var något som de ville veta mer om eftersom det varit en frågeställning löpande under projektet som krävt mycket tid och resurser. Vi vill tacka våra handledare på LTH Erika Tudi-sco, Ola Dahlbom och Peter Persson för deras hjälp och råd under arbetets gång. Från Implenia vill vi även tacka vår handledare Anna Dahl som genomgående har hjälpt oss med material och agerat bollplank. Vi vill också tacka Implenia Sverige AB för återkommande platsbesök samt för stöd av deras projektörer.



# Notation

**Stag** - Gemensam benämning för påle och förankring

**Massförträngande** - Drivna eller slagna pålar

**Icke massförträngande** - Borrade hål i marken där pålar installeras

**Vidhäftning** - Förmåga till sammanhållning mellan två ytor genom adhesionskrafter

**Spetsburen** - När en enskild påles främsta bärförmåga kommer från pålens spets

**Mantelburen** - När en enskild påles främsta bärförmåga kommer från pålens mantelyta

**Injekteringsbetong** - Betong som installeras mellan stag och berggrund eller jord för att uppnå ett vidhäftning mellan berg och stag

**Sprängsten** - Används som fyllnadsmaterial och består av utsprängda bergmassor av olika kornstorlek



# Innehåll

<b>Abstract</b>	<b>I</b>
<b>Sammanfattning</b>	<b>III</b>
<b>Förord</b>	<b>V</b>
<b>Begrepp</b>	<b>VII</b>
<b>Innehållsförteckning</b>	<b>XI</b>
<b>1 Inledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrund . . . . .	1
1.2 Syfte . . . . .	1
1.3 Frågeställningar . . . . .	1
1.4 Metod . . . . .	2
1.5 Disposition . . . . .	2
1.6 Avgränsningar . . . . .	2
<b>2 Bergförankring</b>	<b>5</b>
2.1 Hantering av säkerhetsfaktorer och osäkerheter . . . . .	5
2.1.1 Modellerings . . . . .	6
2.2 Pålar . . . . .	6
2.2.1 Betongpålar . . . . .	7
2.2.2 Stålpålar . . . . .	7
2.2.3 Mikropålar . . . . .	9
2.2.4 Inverkan av horisontell belastning av pålar . . . . .	13
2.3 Förankringar . . . . .	15
2.3.1 Passiva förankringar . . . . .	17
2.3.2 Aktiva förankringar . . . . .	19
2.4 Injekteringsbetong . . . . .	20
2.5 Eurokod - brottgränstillståndet . . . . .	21
2.5.1 Lasteffekt . . . . .	22
2.5.2 Dimensionering . . . . .	22
2.5.3 Dragbärförmåga . . . . .	24
2.5.4 Tryckbärförmåga - pålar . . . . .	25
<b>3 Referensobjekt</b>	<b>27</b>
3.1 Fiktiva sektioner . . . . .	27
3.2 Geotekniska och geologiska förutsättningar . . . . .	28
3.3 Bergförankring . . . . .	31

3.3.1	Passiv förankring . . . . .	31
3.3.2	Mikropåle . . . . .	36
3.3.3	Sammanfattande skillnader . . . . .	37
3.4	Dimensionerande laster . . . . .	37
3.4.1	Upplyftning . . . . .	38
3.4.2	Permanent laster . . . . .	39
3.4.3	Variabla laster . . . . .	40
<b>4</b>	<b>Finita element - modellering</b>	<b>45</b>
4.1	Tresca - kriteriet . . . . .	45
4.2	Modell - enskilt stag . . . . .	45
4.2.1	Geometri . . . . .	46
4.2.2	Materialparametrar . . . . .	46
4.2.3	Randvillkor . . . . .	47
4.2.4	Kontaktytor . . . . .	47
4.2.5	Last . . . . .	47
4.3	Tillämpningar vid 3D-modellering . . . . .	47
4.4	Modell - upplyftning . . . . .	48
4.4.1	Geometri . . . . .	48
4.4.2	Materialparametrar . . . . .	48
4.4.3	Randvillkor . . . . .	49
4.4.4	Kontaktytor . . . . .	49
4.4.5	Last . . . . .	50
4.5	Konvergensstudie . . . . .	52
4.6	Modell - tågtrafik . . . . .	52
4.6.1	Last . . . . .	53
4.7	Modell - sättning . . . . .	57
4.8	Modell - parameterstudie . . . . .	58
<b>5</b>	<b>Resultat</b>	<b>59</b>
5.1	Modell - enskilt stag . . . . .	59
5.2	Konvergensstudie . . . . .	59
5.2.1	Berg . . . . .	60
5.2.2	Packad fyllning . . . . .	61
5.2.3	Injekteringsbetong . . . . .	62
5.2.4	Passiva förankringar och mikropålar . . . . .	63
5.2.5	Betongplatta . . . . .	64
5.3	Modell - upplyftning . . . . .	65
5.3.1	Maximal skjuvspänning . . . . .	66
5.3.2	Berg . . . . .	66
5.3.3	Injekteringsbetong . . . . .	77
5.3.4	Stag . . . . .	86
5.4	Modell - tågtrafik . . . . .	94
5.4.1	Lastkombination 1 . . . . .	94
5.4.2	Lastkombination 2 . . . . .	112
5.5	Modell - sättning i packad fyllning . . . . .	125
5.5.1	Maximal skjuvspänning . . . . .	125
5.5.2	Injekteringsbetong . . . . .	126
5.5.3	Stag . . . . .	136

5.6	Parameterstudie . . . . .	145
5.6.1	Maximal skjuvspänning . . . . .	145
5.6.2	Skjuvspänning . . . . .	148
<b>6</b>	<b>Diskussion</b>	<b>155</b>
6.1	FE-modellen . . . . .	155
6.2	Modelleringsresultat . . . . .	155
6.2.1	Upplyftning . . . . .	155
6.2.2	Tågtrafik . . . . .	158
6.2.3	Förankringar mot pålar . . . . .	162
<b>7</b>	<b>Slutsats</b>	<b>165</b>
<b>8</b>	<b>Förslag på vidare studier</b>	<b>167</b>
	<b>Referenser</b>	<b>169</b>
<b>A</b>	<b>Bilaga A</b>	<b>173</b>
A.1	Tågtrafik lastkombination 2 . . . . .	173
A.1.1	Normalspänning stag . . . . .	173
A.2	Geotekniska förutsättningar . . . . .	178
A.2.1	Bergartsfördelning . . . . .	178
A.2.2	Charnockits mekaniska egenskaper . . . . .	179
A.3	Bygghandling spårinjer . . . . .	180
A.4	Ritning passiv förankring . . . . .	182
A.5	Bygghandling Förankring . . . . .	183
A.6	Ritning mikropåle . . . . .	190
A.6.1	Dimensionerande längd mikropåle . . . . .	191
A.7	Förutsättningar packad fyllning . . . . .	192





# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

För att öka kapaciteten på järnvägen mellan Lund och Göteborg (Västkustbanan) pågår utbyggnad till dubbelspår. I dag är Västkustbanan dubbelspårig hela vägen mellan Ängelholm och Göteborg, förutom sträckan genom Varberg. Utbyggnad mellan Varberg och Hamra från enkelspår till dubbelspår ska genomföras. En tunnel byggs under centrala Varberg och en nedsänkt station byggs i ett öppet tråg. Genom totalentreprenad på beställning av Trafikverket ansvarar Implenia för projektet som planeras att avslutas 2025. Entreprenaden sträcker sig över cirka nio kilometer och innebär byggnation för spår, broar och andra byggnadsverk för både person- och godståg i en komplex trafikerad spårmiljö. Det 1,3 km långa betongträget kommer att utformas på berggrund under grundvattennivån och utsätts för belastning från järnvägstrafik. För att minska riskerna för upplyftning krävs att betongträget fästes i berggrunden. En lösning kan vara att förankra betongträget med hjälp av förankringsstag eller pålar.

## 1.2 Syfte

Syftet är att vara en del i kunskapsåterföring angående bergförankring av betongtråg till kommande projekt i liknande miljöer. Mikropålar är en ovanlig lösning i Sverige för bergförankring av tråg och målet är att kunna bidra med kunskaper om mikropålars beteende och egenskaper. Genom att jämföra resultatet med en mer konventionell lösning kommer vi också bidra med en generell kunskapsutveckling kring pålar och förankringar.

## 1.3 Frågeställningar

För att kunna fullgöra studiens syfte kommer följande frågeställningar att besvaras:

- Litterär jämförelse mellan aktiva förankringar, passiva förankringar och mikropålar.
  - Vad skiljer aktiva förankringar, passiva förankringar och mikropålar?
- Numerisk jämförelse mellan mikropålar och passiva förankringar.
  - Vad skiljer passiva förankringar och mikropålar?

## 1.4 Metod

För att uppnå syftet med studien har en litteraturstudie av förankringar och pålar genomförts, bakgrund, olika typer av förankringar och pålar och tidigare studier, därefter har en beräkningsmodell av ett fiktivt betongtråg definierats utifrån förutsättningar kopplat till Varbergsprojektet med en förenklad geometri. Utifrån de geologiska förutsättningarna som föreligger diskuteras hanteringen av säkerhetsfaktorer i beräkningsmodellen förklarar antaganden och förutsättningar som lett fram till valda materialparametrar. Med hjälp av finita element-programmet Abaqus har det formulerats beräkningsmodeller för passiva förankringar och mikropålar i brottgränstillståndet. Beräkningsmodellerna utgår från de fiktiva sektioner som upprättats och de belastningar som beaktas är upplyftning från förhöjd grundvattennivå samt inverkan av trågtrafik från tre ovanliggande spår på betongträgen. Resultatet sammanställs och jämförs tillsammans med teorin för aktiva förankringar för att hitta likheter och skillnaderna mellan lösningarna. Aktiva förankringar har inte datorsimulerats utan information från litteraturstudien kommer stå till grund för jämförelsen mot de empiriska resultat som framkommit från passiva förankringar samt mikropålar. Avslutningsvis har lösningsförslagen bedömts utifrån förutsättningarna som formulerats för de fiktiva sektionerna.

## 1.5 Disposition

Kapitel 2 innehåller en teoretisk överblick över olika typer av bergförankringar. Bland annat aktiva förankringar, passiva förankringar samt mikropålar, användningsområden, begränsningar, dimensionering och säkerhetsfaktorer. Kapitel 3 innefattar en beskrivning av referensobjektet, fiktiva sektionerna och berggrunden i Varbergsprojektet. Geometrin, laster samt geologiska och geotekniska förutsättningar definieras här tillsammans med dimensionerande laster som uppkommer vid upplyftning och tågtrafik. Kapitel 4 innehåller beskrivning av de modeller av bergförankring av betongträget, passiva förankringar respektive mikropålar utsatta för dragbelastning, vertikal- och horisontalbelastning. Förenklingar som gjorts i modelleringen, konvergensstudie, randvillkor, dimensionerande laster och vilka modeller som kommer simuleras beskrivs under det här kapitlet. Kapitel 5 innefattar resultat från beräkningar avseende de två sektionerna utförda med programmet Abaqus, däribland enskilt stag, konvergensstudie, upplyftning, tågtrafik, sättning i packad fyllning och sist parameterstudie. Kapitel 6-7 presenterar diskussion och slutsats för studien. Förslag på vidare studier presenteras i kapitel 8.

## 1.6 Avgränsningar

Studien utförs i brottgränstillståndet och bortser från inverkan av beteendet i brukgränstillståndet. Dimensionering av passiva förankringar och mikropålar genomförs inte utan befintliga handlingar utnyttjas. Simulering utförs enligt linjärelastiska förhållanden där plastiskt beteende bortses från. Eventuella försvagningszoner eller spric-

kor i berggrunden beaktas inte.



# 2 Bergförankring

## 2.1 Hantering av säkerhetsfaktorer och osäkerheter

Syftet med säkerhetsfaktorer är att kompensera för osäkerheten i beräkningar och mätningar för att skapa marginaler så att dimensioneringen hamnar på rätt sida gränsen. Ett normalförfarande i Eurokod är att de karakteristiska värdena kompenseras för att uppnå ett dimensionerande värde. Detta innebär att lasteffekten,  $E_d$ , förstoras med anledning av osäkerheter och bärförmågan,  $R_d$ , reduceras av samma anledning. Vid dimensionering av geokonstruktioner är en svårighet att förutse förutsättningarna vilket skapar osäkerheter som kräver kompensation. Säkerhetsfaktorer måste väljas med hänsyn till konstruktionens livslängd och osäkerheten i förutsättningarna (Poutanen och Asp, 2021).

### Partialkoefficientmetoden

En konventionell metod är att använda sig av partialkoefficientmetoden som bygger på att kompensera beräkningsresultaten för osäkerheten gällande materialegenskaper och laster, men även vad som händer ifall en byggdel eller konstruktion går till brott. Partialkoefficientmetoden är en metod som grundar sig i sannolikhetsteorin där det karakteristiska värdet är utgångspunkten. Det karakteristiska värdet motsvarar uppmätta egenskaper avseende bärförmåga för den nedersta 5-procentfraktilen och för deformationsegenskaper 50 %-fraktilen. Båda är normalfördelade och har en konfidenznivå på 75 %, Åkerlund (1994). Eftersom Eurokod 7 kräver att beräkningarna ska visa att den dimensionerande bärförmågan är större än den dimensionerande lasteffekten används således partialkoefficientmetoden till att reducera förväntad bärförmåga och förstora de dimensionerande lasterna. I Eurokod 7 faller metoden inom ramen för dimensionering genom beräkning, (Swedish standards institute, 2005).

I en utredning som genomförts av Johansson och Spross (2016) utreds sannolikhetsbaserade metoder för tillämpning inom bergbyggnad. Med hjälp av specificerade typiska problem i Trafikverkets projekteringshandbok för bergkonstruktioner, Rosling, M. (2019), föreskrivs hur partialkoefficienter bör tillämpas i respektive fall för verifikation av brott- eller bruksgränstillståndet. Resultat av studien visar att partialkoefficientmetoden inte kan återspegla säkerhetsmarginaler, det är till stor del på grund av bergets varierande kvalitet och egenskaper lokalt på byggplatsen. Därmed finns det skäl att ifrågasätta partialkoefficientmetoden i bergbyggnadssammanhang och den bör enligt författarna kompletteras med andra metoder som är föreslagna i Eurokod, (Johansson och Spross, 2016).

## Observationsmetoden

Förfarandet i observationsmetoden har en stor likhet med vad som i Sverige är mer allmänt känt som aktiv design. Metoden bygger på att det upprättas en preliminär design, planering och åtgärder för oförutsägbara händelser. Under byggtid utförs relevanta observationer och den slutgiltiga designen anpassas och beslutas efter rådande förhållanden. En fördel med att använda en mer dynamisk designmetod är att möjligheten för förändringar blir större och det blir enklare anpassa lösning för in situ - förhållanden, (Holmberg och Stille, 2007). Observationsmetoden finns som en accepterad metod i Eurokod 7 och rekommenderas att användas när ”När förutsägelsen av det geotekniska beteendet är svår kan det vara lämpligt att tillämpa den metod som benämns som ”observationsmetoden”, där dimensionering följs upp under byggnads-skedet”, (Swedish standards institute, 2005). Sammanfattningsvis används metoden för att reducera osäkerheter och göra ytterligare verifieringar av att konstruktioner klarar kravställningarna.

### 2.1.1 Modellering

Eftersom undertecknade inte har tillgång till data för enskilda hål kommer modelleringen utgå från användning av partialkoefficientmetoden vid beräkning av dimensionerande värden. Samtlig modellering kommer utföras utifrån linjärelastiska förhållanden. En parameterstudie genomförs, där bergets hållfasthet reduceras med en reduceringsfaktor på ett bestämt intervall. Eftersom partialkoefficientmetoden blir en generalisering av in-situ förhållanden går det därmed att missa lokala försvagningszoner och det här kommer diskuteras i senare kapitel.

## 2.2 Pålar

En påle definieras som ett vertikalt, eller tämligen vertikalt, och avlångt konstruktionslement som placeras i jord eller berg. Pålar används främst för att överföra horisontella eller vertikala laster genom instabila jordlager eller bergblock ner till stabila eller mer stabila jordlager eller bergblock. Pålar kan ta både tryck- och dragkrafter. Det finns olika typer av pålsystem och de kan delas in i olika kategorier beroende på material, funktionssätt, utförande och omgivningspåverkan. Funktionssätten som existerar är antingen spetsburna eller mantelburna, beroende på hur lasten överförs till jord eller berg. Utförandesätt är antingen slagna, borrade, vibrerade eller schaktade pålar. Omgivningspåverkan kategoriserar som massförträngande eller icke massförträngande, (Olsson och G., 1993).

”Bärande pålar” är ett annat begrepp som förklaras i Eurokod och beskrivs som bärverk med rör-, H- eller X-tvärsnitt, vilka används till en byggnad eller anläggning för att hantera tryck- eller drag- belastning. Bärande pålars bärförmåga utgörs av spetsmotstånd eller friktionen längs pålens sidoytor alternativt en kombination av verkningsätten, (Swedish standards institute, 2009b).

## 2.2.1 Betongpålar

Betongpålar är något som är välkänt i Sverige och dessa är oftast prefabricerade och installeras genom slagning på byggarbetsplatsen. De återfinns med standardiserade dimensioner som varierar med längderna ungefär mellan 3 och 13 meter och är vanligt förekommande med kvadratiska tvärsnitt. Installation med slagning innebär massförträngning och påverkar då spänningarna i pålen. Spänningarna påverkas av fallhöjden, jordlagerföljden och förhållanden mellan pålen och slagningsutrustning, (Olsson och G., 1993). En betongpåle kan utformas för att ta upp både tryck- och dragkrafter. Utifrån materialegenskaperna för betong och stål innebär det att pålens kapacitet i tryckta och dragna situationer bestäms av betongens och armeringens hållfasthetsegenskaper.

Förutom förtillverkade slagna betongpålar används också nergrävda och borrade platsgjutna pålar av betong. Denna pålteknik har inte massförträngande påverkan på omgivningen då den utformas genom att först borra alternativt gräva ett hål och därefter gjuts pålen direkt i hålet, (Olsson och G., 1993). En variant av denna pålteknik är injekterade grävpålar som utvecklats i Tyskland, med den är inte lika välanvänd i Sverige. Det som skiljer grävda platsgjutna pålar i betong och injekterade grävpålar är att för injekterade grävpålar utförs injektering även längs pålens mantelyta och spets.

## 2.2.2 Stålpålar

Stålpålar utformas med olika kombinationer av utförande- och funktionssätt samt omgivningspåverkan. Vanliga pålssystem i stål är slagna pålar av stål och järn, stålkärnepålar och slanka stålrörspålar, (Olsson och G., 1993).

### Slagna pålar av stål och järn

Slagna pålar i stål och järn är en massförträngande pålteknik lika den som används för betongpålar, se avsnitt 2.2.1. Det som skiljer tekniken åt är att pålar i stål och järn är mindre massförträngande och kan nyttjas i hårdare jordlager, (Olsson och G., 1993). Stålpålar är det som används i Varbergstunnelprojektet för bergförankring av betongtrågen.

### Stålkärnepålar

Stålkärnepålen började användas i Sverige på 1960-talet men har emellertid inte varit den mest populära. Enligt Pålkommissionen (2021) så utgör slagna betongpålar majoriteten av utförda pålprojekt i Sverige medan slagna eller borrade stålpålar hamnar på en andra plats. En stålkärnepåle består av ett foderrör av antingen stål eller korrugerad plast där en solid cylindrisk stålkärna placeras i hålet där tomrummet fylls upp med ett cementbaserat material. Installation av stålkärnepålar utförs genom att driva ner ett foderrör till bestämt djup under bergytan. Därefter installeras stålkärnan

vid spetsburen funktion med slagning och vid matelburenfunktion placeras den enbart i hålet. Stålkärnan placeras med distanser till foderröret för att centreras och därefter utförs gjutning mellan rör och kärna. Metoden används i allmänhet där normal pådrivning är svår eller omöjlig att genomföra, då den är en dyrare metod att tillämpa än drivning med prefabricerade betongpålar. När pålning ska göras i eller ner till berg är det att föredra att använda stålkärnepålar, vid placering av stålkärnepåle i berg är det möjligt att kontrollera rörelserna, (Bredenberg, H., 2000).

Stålkärnepålar kan utformas som spets- eller mantelburna. Spetsburen innebär att foderröret och stålkärnan gjuts fast med spetsen strax under bergytan. För en mantelburen stålkärnepåle fästs foderröret strax under bergytan och stålkärnan borrar djupare ner i berggrunden där den gjuts fast och föreses med en så kallad påläggssvets. Den bärande stålkärnan korrosionsskyddas av kringgjutningen samt det kvarvarande foderröret. Längs toppen av stålkärnepålen svetsas en stålplatta som konstrueras olika beroende på om pålen utsätts för tryck- eller dragkrafter. För stålkärnepålar varierar diametern för kärnan mellan 50 och 150 mm och ibland till och med upp till 250 mm. Stålkärnepålars dimensionering påverkas av materialhållfastheten, deformationsegenskaper, residualspänningar, initialkrokighet samt omgivande jord- och berghållfasthet, (Bredenberg, H., 2000).

Avseende stålkärnepålens hållfasthet anses enligt Bredenberg, H. (2000) normaliserat stål vara av god svetsbarhet, t.ex. S355N. Med en nominell godstjocklek,  $t$ , på stålkärnan mellan 63 och 250 mm ges karakteristiska hållfasthetsvärden enligt Swedish standards institute (2019b) i tabell 2.1. Foderröret utformas oftast med en tjocklek på 5 till 6 mm enligt Bredenberg, H. (2000) där karakteristiska hållfasthetsvärden för vanliga stålsorter visas i tabell 2.2, (Swedish standards institute, 2019a).

**Tabell 2.1:** Karakteristiska hållfasthetsvärden för normaliserade finkornstål S355N enligt SS-EN 10025-3:2019. Med inspiration från (Swedish standards institute, 2019a).

Nominell tjocklek, $t$ , [mm]	Minsta sträckgräns, $f_{yk}$ , [MPa]	Brotthållfasthet, $f_u$ , [MPa]
$63 < t \leq 80$	325	470 - 630
$80 < t \leq 100$	315	470 - 630
$100 < t \leq 150$	295	450 - 600
$150 < t \leq 200$	285	450 - 600
$200 < t \leq 250$	275	450 - 600



**Tabell 2.2:** Karakteristiska hållfasthetsvärden för olegerat stål enligt SS-EN 10025-2:2019, (Swedish standards institute, 2019a).

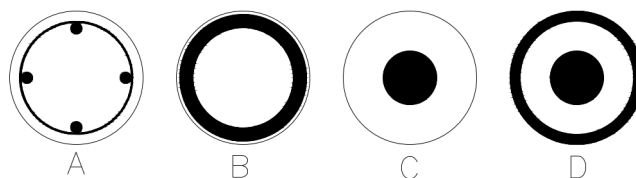
Stålnamn	Minsta sträckgräns, $f_{yk}$ , [MPa]	Brotthållfasthet, $f_u$ , [MPa]	
	Nominell tjocklek, $63 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	Nominell tjocklek, $t \leq 3 \text{ mm}$	Nominell tjocklek, $3 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$
S235J	215	360 - 510	360 - 510
S275J	245	430 - 580	410 - 560
S355J	325	510 - 680	470 - 630
S460J	400	-	550 - 720
S500J	450	-	580 - 760

## Slanka stålrörspålar

Slanka stålrörspålar används i Sverige till grundförstärkning av befintliga byggnader eller för grundläggning vid nyproduktion av lätta byggnader. De är utformade som spetsburna pålar och benämns i Tyskland som "Mikropålar". Begreppet "Mikropåle" innefattar i denna studie både spets- och mantelburna pålar. Slank stålrörspåle är utformad med skarvbara korrosionsskyddade stålrör och installeras med hjälp av höghastighetshejare, vilket är ett utrustningsverktyg för slagning. Pålen består av 1-4 meter långa stålrör med en diameter på 60-100 mm där änden består av en 300 mm lång fastsvetsad skarvhylsa. Med skarvhylsan kan ett nytt stålrör pressas ned ovanpå ett redan nedslaget stålrör. När erforderligt djup uppnåtts utformas änden av stålrörspålen med en topplatta. Plattan kan förspännas med en domkraft innan pålen ansluts till byggnaden. Stålrörspålen utformas ofta med en bergsko som är en typ av spets på pålen, (Olsson och G., 1993).

### 2.2.3 Mikropålar

Mikropålar är en mindre variant av påle som typiskt utformas med en diameter på max 300 mm. De kan utformas med både ihåliga stålrör eller med solida stänger. Olika varianter av mikropålar illustreras i figur 2.1.



**Figur 2.1:** Typiska utformningar av fyra olika mikropålar. Ritad med inspiration från (Swedish standards institute, 2015).

Nedan presenteras fyra varianter av mikropålar som illustreras i figur 2.1:

- A: Stålrör med ingjutna armeringsjärn

- B: Enkelt stålrör med invändig betong
- C: Enkel stålkärna med utvändig injekteringsbetong
- D: Ingjuten stålkärna i betong med utvändigt stål eller plaströr

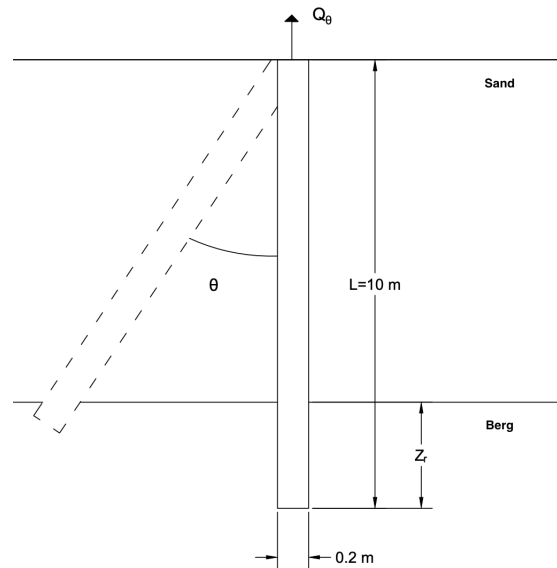
Enligt tidigare avsnitt 2.2.2 identifieras likheter mellan slanka stålrörspålar och mikropålar. Där mikropålar utformade med ihåliga stålrör kan ses som slanka stålrörspålar enligt benämning i Sverige, (Olsson och G., 1993). För permanenta konstruktioner är emellertid ihåliga konstruktioner kontroversiella och bör undvikas med anledning av deras livslängd, (Maertens J. och K.-U., -).

Enligt Swedish standards institute (2015) är en mikropåle en påle borrarad med ett borrarverktyg som är mindre än 300 mm i diameter. De ska dimensioneras för att föra ner laster till jorden och berget för att upprätthålla bärförmågan eller minimera förskjutningarna. För mikropålar som enbart ska förhindra förskjutningar är den maximala diametern 150 mm, (Maertens J. och K.-U., -). Vid grundläggning används oftast typ D i figur 2.1 med stålfoderrör, stålkärna och betonginjektering. På grund av sitt mindre tvärsnitt utgör vidhäftningen mellan betong och jord eller berg större delen av mikropålens lastkapacitet medan spetsbärförmågan kan försummas i jord eller svagare berg, vid starkt berg kan spetsbärförmåga beaktas, (Sabatini och Tanyu, 2005). Vid dimensionering av mikropålar beaktas materialegenskaper, tvärsnitt, längd och avstånd mellan pålar vid beräkning av konstruktionens lastkapacitet och den geotekniska lastkapaciteten. Den geotekniska bärförmågan hos en mikropåle påverkas av installationsprocessen, särskilt de metoder som används för att borra hålet, avspolning av hålet och injektering av mikropålen. Därför är verifiering av bindningstyrkan mellan bindningsmassa och jord eller berg viktig att kontrollera genom provbelastning.

Utförandestandarden för mikropålar Swedish standards institute (2015) tillämpas på borrarade pålar, med borrhuvud  $< 300$  mm. Standarden beaktar materialen stål eller annat förstärkningsmaterial (betong) eller en kombination av båda. Enligt Axelsson (2010) kan utförandestandard avseende mikropålar tillämpas på borrarade stålrörspålar ( $\phi \leq 300$  mm) och stålkärnepålar ( $\phi \leq 300$  mm). Utifrån det som anges i utförandestandard och pålkommissionen kan stålkärnepålar ses som en typ av mikropåle.

### **Lastkapacitet vid dragbelastning**

En studie utfördes av Abbas och Lee (2021) för att undersöka lastkapaciteten för mikropålar utsatta för upplyftande kraft utifrån finita element-analyser och labbtester. Syftet med studien var att undersöka effekten av lutningen,  $\theta$ , omsluten längd av pålen i berggrund,  $Z_r$ , och pållängden,  $L$ , där lutningen och förhållandet mellan total omsluten- och pållängd,  $Z_r/L$ , varierades enligt figur 2.2.



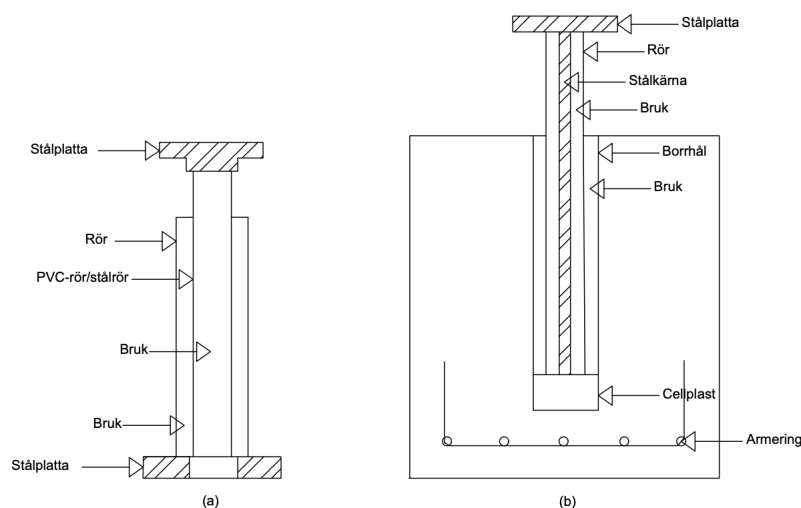
**Figur 2.2:** Illustrativ figur avseende geometrin för studerade provkroppar i studien (Abbas och Lee, 2021).

Mikropålarna som undersöktes motsvarade typ *D* i figur 2.1, stålrör, stålkärna och injekteringsbetong, samt var omgivna av sand följt av berggrund.

Samtliga provkroppar i studien injekterades längs hela pålängden,  $L$ . Studien kunde visa att lastkapaciteten vid upplyftande belastning,  $Q_{u,\theta}$ , var som störst när  $\theta = 0$  och minskade i förhållande till ökande lutning. Vid granskning av förskjutningar,  $\delta$ , av pålen vid  $\theta = 0$ , och varierande förhållande  $Z_r/L$  visade det sig att förskjutningarna ökade med en växande lutning. Oberoende lutningen av pålen ökade lastkapaciteten stegvis med förhållandet  $Z_r/L$  upp till och med  $Z_r/L=0.6$  då lastkapaciteten ökade drastiskt. Slutsatsen var att inverkan på lastkapaciteten från jordlagret är så pass liten att berggrunden dominerar lastkapaciteten när förhållandet  $Z_r/L > 0.6$ .

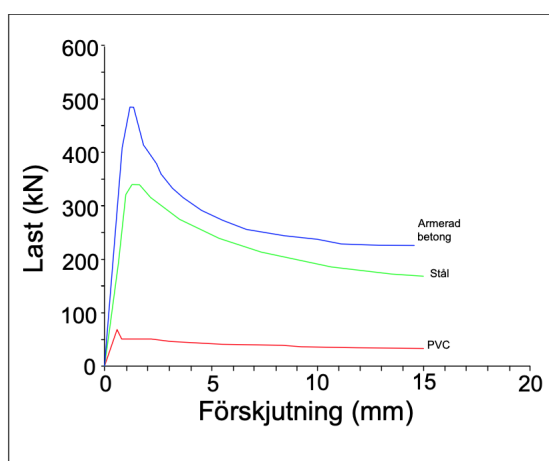
### Lastkapacitet avseende vidhäftning

Lastkapaciteten för en mantelburen mikropåle påverkas av vidhäftning mellan stål och betong samt mellan omgivande jord- eller bergtytor och foderröret. En studie utfördes med syfte att undersöka vidhäftning mellan mikropåle och bindningsmedel med olika omgivande material. De varianter av mikropålar som studerades kan jämföras med typerna B och D i figur 2.1. Provkropparna konstruerades enligt figur 2.3 där (a) utformades i enlighet med typ B i figur 2.1 med utvändigt ingjutet betong och ett PVC-rör eller stålrör som yttre lager. Provkroppen (b) enligt figur 2.3 utformades enligt B i figur 2.1, ett borrarat hål i en armerad betongkub med en stålkärna och foderrör av stål med ingjutet betong mellan foderrör och betongkub samt mellan stålkärna och foderrör, (Veludo och Costa, 2012).



**Figur 2.3:** Illustrativ figur avseende geometrin för studerade provkroppar i studien (Veludo och Costa, 2012).

I studien tryckbelastades provkropparna till brott med en enaxiell tryckpress. Under belastningen så mättes den relativa förskjutningen mellan påltypen och omgivande material. Från testerna av provkropparna kunde lastkapaciteten avseende vidhäftning bestämmas genom att dividera den maximala tryckbelastningen med den nominella ytarean av insatsen som omgavs av bindingsmassa. För samtliga provkroppar visades linjärt beteende upp till 70-80 % av lastkapaciteten när lasten plottades mot förskjutning. Direkt efter lastkapaciteten uppnåtts uppstår en abrupt minskning av lasten. Därefter påvisas minskning av lasten av ett plastiskt beteende ner till 50 % av lastkapaciteten. Resultat från provningarna presenteras i figur 2.4 där lasten plottas mot förskjutningen för mikropåle omgiven av ingjutning i kombination med PVC-rör, stålrör eller armerad betong.



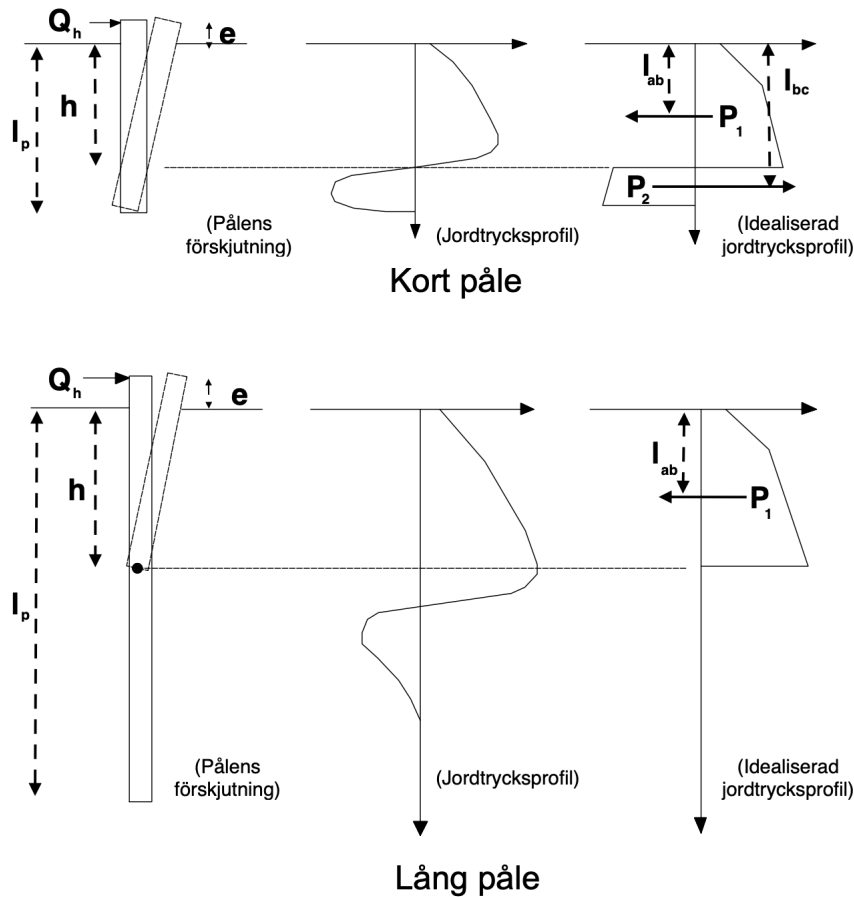
**Figur 2.4:** Illustrativ figur av resultat från provningar med olika omgivande material i studien (Veludo och Costa, 2012).

Studien visar att provkropparnas residuala kapacitet representerar närmare hälften av lastkapaciteten. Vidhäftningen mellan betong och insats beror först av kemisk

vidhäftning följt av friktionen. Studiens resultat visade att oberoende av om mikropålens insats är omgiven av stål, plast eller betong uppkommer samma beteende efter uppnådd lastkapacitet enligt figur 2.4. Slutsatsen dras att vidhäftning efter uppnådd lastkapacitet beror på samma friktionsegenskaper oavsett omgivande material. Studien påvisade även att när mikropålar utförs enligt (b) i figur 2.3 ökar lastkapaciteten i förhållande till en minskning av diametern för det borrarade hålet. Detta innebär att en ökning av hålets diameter inte är ett alternativ för att öka lastkapacitet, (Veludo och Costa, 2012).

#### **2.2.4 Inverkan av horisontell belastning av pålar**

Enligt Olsson och G. (1993) utnyttjas i Sverige endast lutande axiellt belastade pålar för överföring av permanenta horisontella laster till jorden. En påles horisontella bärförmåga grundar sig i den brottmekanism som utvecklas, där längden av pålen påverkar hur den horisontella bärförmågan beräknas. Inverkan av pållängd tas endast hänsyn till vid kortare pålar, maxlängd på 5-6 meter, jämfört med långa pålar enligt (Olsson och G., 1993). Långa pålars horisontella bärförmåga bestäms utifrån jordens skjuvhållfasthet och brottmomentet för pålen, medan korta pålars bärförmåga beror på längden av pålen och jordens skjuvhållfasthet, (Olsson och G., 1993). När korta pålar utsätts för en horisontell belastning bildas ett passivt tryck på var sida om rotationscentrum. Ifall idealiseringen om att omgivande jordlager verkar som ett stelt ideal-elastoplastiskt material samt att jordtrycket antas fullt utvecklat kan den idealiserade jordtrycksprofilen enligt figur 2.5 ritas. För långa pålar utgår den horisontella bärförmågan från att det utvecklas en plastisk led i pålen vilket innebär att det endast krävs en beräkning av jordtrycket ovanför den plastiska leden. Jordtryck under den plastiska delen av pålen kan ses som litet och försummas. Idealisering av en lång påle under horisontell belastning visas i figur 2.5.



**Figur 2.5:** Variation av jordmotstånd för kort och lång påle. Inspirerad av (Fleming och Elson, 2008).

Baserat på momentjämvikt i två fall kan ekvationen

$$Q_h = P_1 - P_2 = Q_h(e + h) = P_1(h - l_{ab}) + P_2(l_{bc} - h) \quad (2.1)$$

används för korta pålar och ekvationen

$$Q_h[e + h - (h - l_{ab})] = Q_h(e + l_{ab}) = M_p \quad (2.2)$$

användas för långa pålar, enligt Olsson och G. (1993). Där följande beteckningar nyttjas i ekvation 2.2.

- $Q_h$ =Yttre horisontell belastning
- $P_1$  och  $P_2$ =Jordtryck
- $l_p$ =Längd påle
- $l_{ab}$  och  $l_{bc}$ =Hävarm jordtryck
- $e$ =Längd av påle ovan mark

## 2.3 Förankringar

Förankringar delas enligt Eurokod 7 upp i två kategorier, permanenta och tillfälliga förankringar, (Swedish standards institute, 2005). En förankring består, likt en påle, av ett stag av stål och vidhäftningsmaterial vilket förankras i antingen en jord eller berg, (Swedish standards institute, 2013). De förankringstyper som finns är passiva och aktiva förankringar. Det som skiljer dem åt är att aktiva förankringar är förspända och att passiva förankringar inte är det. En likhet mellan en förankring och en pålar är verkningsättet vid dragkraftsbelastning. De har båda ett komplext beteende att förutse eftersom de har tre komponenter i sitt system. Det är betong mellan berget och staget, vilket leder till att ett komplext beteende föreligger i figur 2.8. Dragkrafterna överförs först från staget till betongen och sedan till berget, (Kim och Kim, 2006).

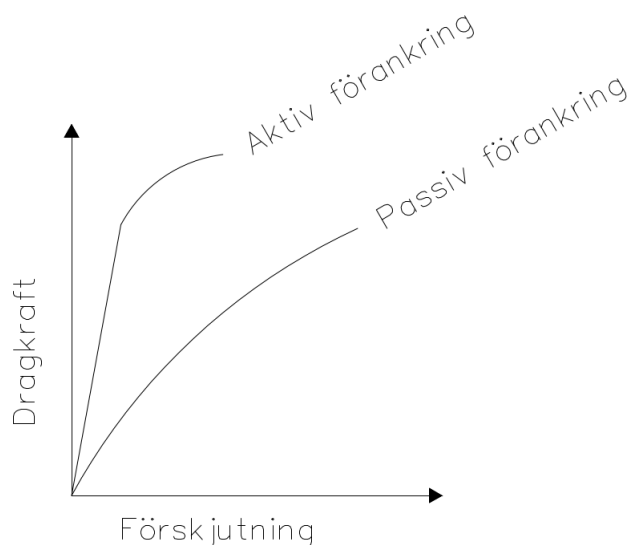
För att förankringarna ska kunna ta upp dragkraftsbelastningar i permanenta konstruktioner skapas vidhäftning mellan berget och förankringen med hjälp av betong vid förankringsändan. Anledningarna till det är att den delen av förankringen som gjuts in i betongen är stor relativt totallängden, vilket medför att metoden även går att använda i mjukare berg och i hårdare berg och stora hållfasthetsvärden kan uppnås. För att bestämma det faktiska hållfasthetsvärdet för dragspänningar måste både vidhäftning mellan förankringen och betongen samt mellan betongen och berget kontrolleras. Vidhäftningen mellan betongen och berget uppskattas efter laboratorietester. Den beror naturligtvis också på betongens och bergets hållfasthet men även bergets råhet samt andelen smuts och partiklar som har samlats på ytan och betongens totala kontaktlängd med berget, (Söder och Burtu, 2005).

Enligt Swedish standards institute (2005) verkar en förankring genom att överföra dragkrafter till jord eller berggrunden, vilket är en smalare definition än för pålar eftersom de även kan dimensioneras för klara av tryckbelastningar, (Swedish standards institute, 2005). Definitionen av förankringar enligt Eurokod 7 och hänvisning för dimensionering enligt Eurokod 3, Swedish standards institute (2014b), gör att en förankring inte får bli utsatt för tryckkrafter eftersom den inte dimensioneras för det. Generellt går det att tillämpa samma metod för pålar som förankringar för dragbelastningar när brottlasten ska bestämmas för infästningen när samma installationsmetoder används. Däremot är det möjligt att använda andra partialkoefficienter och säkerhetsfaktor eftersom förankringar provas individuellt efter installation, Maertens J. och K.-U. (-), något som inte görs för pålar. Det medför att osäkerheten i dimensioneringen är mindre för förankringar. Verifikationen av bärförmågan är en viktig del att säkerställa funktionen och genomförs med ett praktiskt lämplighetsprov för att kontrollera att förankringslasten är mindre än den dimensionerande bärförmågan.

Verkningsättet för förankringar är därmed beroende av vilken metod som används. Oberoende av vilken förankringstyp som används kommer huvuduppgiften att vara densamma, att överföra dragkrafter till jord- eller berggrunden som är specificerad i Eurokod 7, (Swedish standards institute, 2005). Beroende på vilken lösningsmetod som används medför det att för- och nackdelar varierar beroende på situationen. Aktiva förankringar och passiva förankringar har väldigt många likheter eftersom båda utformas så att inte tryckkrafter uppstår och den största skillnaden är uppspänningskraften för aktiv förankringar. Utan att titta närmare på olika typer av förankringar och enbart

beakta huvudtyperna, aktiva och passiva, ska fördelar och nackdelar beskrivas.

Jämförelse mellan aktiva förankringar och passiva förankringar visas i figur 2.6 vid påverkan av dragkrafter, där förankring utförts i jord.



**Figur 2.6:** Arbetskurva för aktiva- och passiva förankringar vid dragkraftsbelastning. Ritad med inspiration från (Bansal, 2006).

Det är enkelt att urskilja att beteendet skiljer sig åt mellan aktiva förankringar och passiva förankringar i figur 2.6. Bedömningen av arbetskurvan ger att aktiva förankringar har ett sprödare beteende och passiva har ett betydligt segare beteende. Eftersom förskjutning-arna blir olika stora vid samma belastning betyder det att en aktiv förankring fixerar konstruktionen mer än en passiv. Vilket genererar för- och nackdelar i olika situationer. Konstruktionen kan påverkas av bland annat krympning och krypning vilket skapar residualspänningar och rörelser. En aktiv förankring kan också utsättas för relaxation, något som kan komma få stor inverkan på effekten vid användning.

Förankringar dimensioneras enligt Swedish standards institute (2006) och beroende på vilken kategori de tillhör är det olika dimensioneringskrav. De delas in i A-, B- och C-kategorin. Tabell 2.3 enligt Eurokod 3 presenterar indelningen, (Swedish standards institute, 2006).

**Tabell 2.3:** Tabell med tre kategorier av dragbelastade komponenter och är framställd efter inspiration från Eurokod, (Swedish standards institute, 2014b).

Grupp	Dragkraftsbelastad del	Komponent
A	Stång	Passivt eller aktivt system
B	Cirkulär tråd	Kardellina
	- Z-formad	Sluten lina
	Cirkulär- och kardelltråd	Kardellina
C	Cirkulär tråd	PWS
		Parallella trådar
	Sjutrådlig kardell	Parallella kardeller



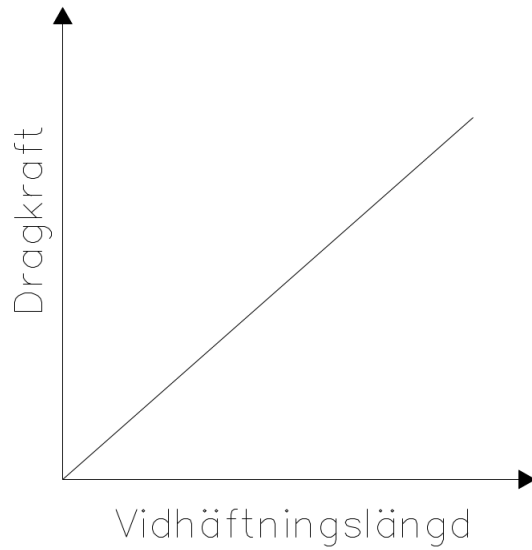
Det som särpräglar de olika kategorierna är att kategori A i allmänhet har ett homogent cirkulärt tvärsnitt, B är gjord av trådar som är ändförankrade med beslag och C kräver en separat eller en gemensam förankring avseende skydd för slutprodukten. Vid dimensionering i brottgränstillståndet gäller samma sak som tidigare presenterats i rapporten, att den dimensionerande bärförmågan ska minst vara lika stor som lasteffekten, (Swedish standards institute, 2006).

### 2.3.1 Passiva förankringar

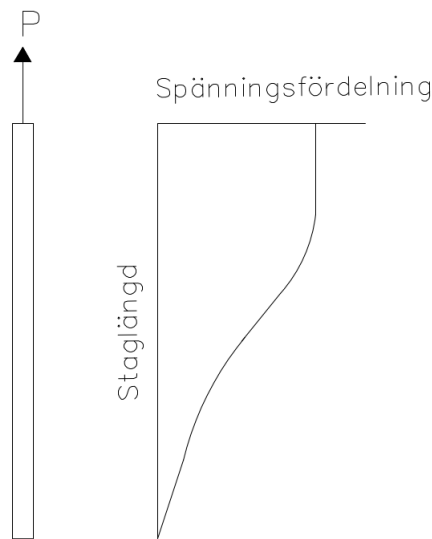
Enligt Söder och Burtu (2005) anges några fördelar med passiva förankringar där det beskrivs att eftersom bottenplattan och förankringarna gjuts i ett skede minskar möjligheten för läckage av vatten i konstruktionen. De beskriver även att formsättningen under byggskedet underlättas eftersom ingen formsättning krävs under det momentet. Eftersom verkningssättet är att den passiva förankringen aktiveras när nettolasten har förts på så innebär det att en cyklisk belastning uppstår. Spänningsvariationen kommer således att bli väldigt stor och risk för utmattning av förankringen föreligger. Eftersom en passiv förankring inte är inspekterbar eller utbytbar på grund av installationensmetoden så går det inte att tillämpa skadetålighetsmetoden för att kontrollera att bärförmågan fortfarande är tillförlitlig. Det gör att en mer konservativ metod behöver tillämpas, vilken benämns som livslängdsmetoden. Skadetålighets- och livslängdsmetoden är dimensioneringsmetoder som är till för att verifiera bärförmågan över livslängden. För att kompensera för osäkerheten på grund av ovannämnda anledningar behöver säkerheten mot brott ökas, vilket är möjligt med andra partialkoefficienter, (Eriksson, K., 2010).

Eftersom en passiv förankring inte är förspänd så minimeras inte rörelserna i konstruktionen lika mycket som vid användandet av aktiva förankringar. Det medför att krympning och krypning inte ger allvarliga konsekvenser.

I Kina har en fältstudie genomförts där mätningar i brottgränstillståndet för vidhäftningen mellan berget och förankringen har analyserats. Avhandlingen utgår från en teoretisk analys och fältstudier för att förklara beteendet hos förankringar i berg. Idén till avhandlingen grundar sig i att det har funnits stora skillnader mellan beräkningsresultat och uppmätt data. I försöken som har genomförts har mätare gjutits in i betongen med olika avstånd mellan förankringen och berget, (Liu och Jiang, 2017).

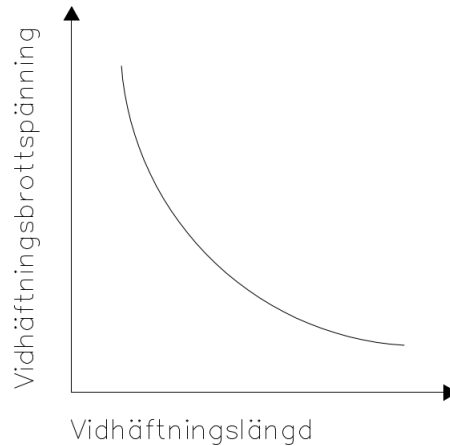


**Figur 2.7:** Brottlastkapaciteten som en funktion av totala vidhäftningslängden under axiell lastpåverkan. Ritad med inspiration från (Liu och Jiang, 2017).



**Figur 2.8:** Spänningsfördelning i ett godtyckligt stag under inverkan av en fiktiv last  $P$ . Spänningen är betydligt större närmast lasten och avtar med längden. Ritad med inspiration av (Weerasinghe och Littlejohn, 1997).

Resultatet i figur 2.7 visar att förankringens kapacitet i brottgränstillståndet har ett linjärt samband med den totala vidhäftningslängden. Anledningen till resultatet kan med hjälp av figur 2.8 beskrivas att den elastiska zonen flyttas efterhand som betongen plasticerar. Spänningarna är som störst närmast där lasten appliceras, efterhand som lasten ökar sker plasticering i betongen och den vandrar nedåt efterhand som spänningen ökar. Sambandet gäller när förankringen blir utsatt för en last i axiell led. Som visas i figur 2.9 avtar däremot maximal brottspänning logaritmiskt efterhand som vidhäftningslängden ökar, (Liu och Jiang, 2017).



**Figur 2.9:** Maximal spänning i brottgränstillståndet som en funktion av totala vidhäftningslängden under axiell lastpåverkan. Ritad med inspiration av (Liu och Jiang, 2017).

## 2.3.2 Aktiva förankringar

### Förspänning och relaxation

Den största skillnaden mellan en passiv och en aktiv förankring är förspänningen. Genom förspänningen kan friktion mellan de sammanfogade delarna uppstå vilket gör att rörelserna blir mindre, något som kan härledas till att motståndet mot tvärkrafter blir större. Att förspänna innebär att skruven eller bulten får kontrollerade axiella spänningar som sammanfogar två delar, t. ex. betongtråg mot berg, (Carlunger och Isaksson, 1999). Förspänningen innebär därmed att energi lagras för att motverka dragkrafter i förankringarna, (Bickford, 2007). Beroende på stålqualiteten är relaxationen av olika dignitet och kompenseras med hjälp av uppspänningskraften, men det kommer alltid att vara ett problem med aktiva förankringar, (Söder och Burtu, 2005).

När en bult eller förankring blir utsatt för höga spänningar kan spänningsrelaxation uppstå, något som liknar krypningsfenomenet för betong. Spänningsrelaxationen vilket innebär spänningsförändring vid konstant töjning. Vilket leder till att de initiala spänningarna som uppstod vid förspänningen långsamt kommer att avta, (Bickford, 2007). Vid uppföljning av relaxationen i förspända konstruktioner visar det sig att spänningsreduktionen blir någonstans mellan 10 och 25 %. Vid användning av stål som har mindre benägenhet att relaxera kan reduktionen istället hamna på 5 %. Ifall betong är inkluderat i konstruktionen påverkar den också hur stor spänningsreduktionen blir då krypning och krympning påverkar egenskaperna, (Gilbert och Mickleborough, 1990).

## Regelverk vid förspänning av aktiv förankring

Eftersom en aktiv förankring förspänns krävs också särskilda dimensioneringsregler. Maximal spännkraft i en aktiv förankring under normala förhållanden beräknas enligt relationen

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max} \quad (2.3)$$

där  $A_p$  representerar förankringens area och  $\sigma_{p,max}$  den maximala spänningen som appliceras på förankringen. Den maximala spänningen definieras som

$$\sigma_{p,max} = \min \{ k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k} \} \quad (2.4)$$

där  $k_1 = 0.8$  och  $k_2 = 0.9$ .  $f_{pk}$  motsvarar den förspännda förankringens draghållfasthet och  $f_{p0,1k}$  är spänningen vid töjning 0.1 %. Bärförmågan mellan aktiva förankringar och passiva förankringar råder det således ingen skillnad mellan. Förspänningen i förankringar påverkar endast förskjutningen, det vill säga när de upplyftande krafterna  $V_{dst,d} \leq P_{max}$  kommer ingen deformation i förankringarna ske. Bärförmågan för en passiv och aktiv förankring kommer således vara lika.

## 2.4 Injekteringsbetong

Betongen som skapar vidhäftningen mellan berget och stagen behöver verifieras med beräkningar, där stag syftar på förankring eller påle. I detta examensarbete beaktas inte glidning mellan berget och injekteringsbetongen utan enbart vidhäftningsbrott. Vidhäftningslängden,  $I_{max}$ , ges av relationen

$$I_{max} = \frac{\Delta p b}{\tau_0} \quad (2.5)$$

där  $\Delta p = p_g - p_w$  och motsvarar skillnaden mellan trycket i betongen vid ingjutning och vattentrycket i borrhålet,  $b$  är spricköppningen i borrhålet och  $\tau_0$  är betongens skjuvhållfasthet. Initialt är vidhäftningen tidsberoende där kvoten  $I_D = \frac{I}{I_{max}}$  beskriver förhållandet mellan den aktuella penetrationslängden och maximal vidhäftningslängd. Men med antagandet enligt ekvation 2.5 antas tiden inte inverka, förklaringen återfinns fullständigt i Gustafson och Fransson (2013) men kvot  $I_D \rightarrow 1$ , vilket medför att  $I = I_{max}$ , (Gustafson och Fransson, 2013).

Vidare är inverkan av borrhålets diameter av intresse. Eftersom vidhäftningen mellan berg och betong är svår att förutse krävs beprövade metoder för att uppskatta den. Kraft som leder till vidhäftningsbrott kan därmed definieras som

$$F_{brott} = \pi d L c \quad (2.6)$$

där  $d$  är borrhålets diameter,  $L$  vidhäftningslängden och  $c$  ett schablonvärde för brottsvidhäftning, (Avén och Stål, 1984). Enligt Avén och Stål (1984) kan schablonsvärdet,  $c$ , uppskattas beroende på bergart enligt tabell 2.4 där de lägre respektive de högre värdena beror på ifall berget har vittrat och är sprucket.

**Tabell 2.4:** Brottsvidhäftning beroende på bergart med inspiration från (Avén och Stål, 1984).

Bergtyp	$c$ [MPa]
Granit	2-5
Sandsten	0.5-2
Kalksten	1.0-3

Enligt Sabatini och Tanyu (2005) kan uppskattningar göras avseende vidhäftning mellan betong och berg för mikropålar av typ D enligt figur 2.1 där injektering sker utifrån ”Gravity grouting”, som innebär att borrhålet fylls utan att trycksättas eller packas. Brottsvidhäftning varierar baserat på bergart, exempelvis lerskiffer uppskattas till ett värde mellan 0.205-0.55 MPa medan granit eller basalt uppskattas till 1.38-4.2 MPa, (Pålkommisionen, 2021).

## 2.5 Eurokod - brottgränstillståndet

Vid dimensionering i brottgränstillståndet för pålar och förankringar finns det likheter och skillnader. Generellt går det att tillämpa samma metod för pålar och förankringar som är utsatta för dragbelastningar när brottlasten ska bestämmas. Verifikationen av bärförmågan är en viktig del för att säkerställa funktionen och därför genomförs ett praktiskt lämplighetsprov för att kontrollera att förankringslasten är mindre än den dimensionerande bärförmågan. Samtliga förankringar provdras tillskillnad från pålar där endast ett fåtal provdras. Den faktiska bärförmågan för pålar är därav mer osäker än förankringars och behöver därför kompenseras med partialkoefficienter av högre värde, (Maertens J. och K.-U., -).

Enligt Swedish standards institute (2005) ska en förankring dimensioneras för att motstå upplyftande krafter som verkar på konstruktionen genom att överföra dragkrafter till omgivande mark. Det gäller både för aktiva förankringar och passiva förankringar, (Swedish standards institute, 2005). En påle, som även kan ta tryckkrafter, får ett annat verkningsätt. Det gör att brottlasten avseende moment och normalkraft, böjknäckning och anslutningen mot det stöttande konstruktionen blir annorlunda, (Swedish standards institute, 2009b). För att kontrollera brottgränstillståndet tillämpas Swedish standards institute (2005) och kontroller avseende stålets materialegenskaper hänvisas till (Swedish standards institute, 2014b). Vid kontroll av brottgränstillståndet för geotekniska konstruktioner görs det enligt GEO och STR. STR avser det konstruktiva gränstillståndet och GEO det geotekniska gränstillståndet. Godkänd dimensionering i brottgränstillståndet ska uppfylla att  $E_d \leq R_d$ , det vill säga att den dimensionerande lasteffekten ska vara mindre eller lika med den dimensionerande bärförmågan, (Swedish standards institute, 2005).

## 2.5.1 Lasteffekt

När den dimensionerande lasteffekten,  $E_d$ , ska bestämmas finns två olika valmöjligheter att beräkna den. Första alternativet är att använda

$$E_{d,1a} = E \left\{ \gamma_F F_{rep} : \frac{X_k}{\gamma_m} : a_d \right\} \quad (2.7)$$

Där partialkoefficienten,  $\gamma_F$ , appliceras lasterna. Alternativt appliceras partialkoefficienten,  $\gamma_E$ , på lasteffekten,  $E$ , det vill säga

$$E_{d,1b} = E \gamma_E \left\{ F_{rep} : \frac{X_k}{\gamma_m} : a_d \right\} \quad (2.8)$$

där det minst gynnsamma blir dimensionerande.  $\frac{X_k}{\gamma_m}$  är det dimensionerande värdet på den geotekniska parametern, medan  $a_d$  tar hänsyn till de geometriska egenskaperna hos ett bärverk, exempelvis imperfektioner. I vissa fall kan lasterna bli orimligt stora när ekvation 2.8 används och då går det bra att välja det mest gynnsamma alternativet, (Swedish standards institute, 2005).

För det andra alternativet ser ekvationerna något annorlunda ut men innebörden är densamma. Dimensionerande lasteffekt,  $E_d$  för gränstillståndet GEO och STR beräknas enligt

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G_j} G_{k,j})^{''} + \gamma_P P^{''} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}^{''} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \quad (2.9)$$

Eller

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\xi_j \gamma_{G_j} G_{k,j})^{''} + \gamma_P P^{''} + \gamma_{Q_1} Q_{k,1}^{''} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \quad (2.10)$$

Där  $''$  innebär ”att kombineras med”. Likt ovan blir det minst gynnsamma dimensionerande. För båda dimensioneringsalternativen som presenteras i ekvationerna 2.7 och 2.8 samt 2.9 och 2.10 gäller att värsta fallet används som dimensionerande värde, (Swedish standards institute, 2005).

## 2.5.2 Dimensionering

Dimensionering i brottsgränstillståndet för geokonstruktioner tar hänsyn till var det är störst risk för brott, i jorden, GEO, eller i konstruktionen, STR. Dimensionering sker för geokonstruktioner utifrån tre sätt, DA1, DA2 och DA3. Dessa dimensioneringsätt tar hänsyn till osäkerheter och säkerhetsmarginaler i materialet, bärförmågan och lasten eller lasteffekten. För pålars geotekniska bärförmåga används DA2, vilket innebär att koefficienterna appliceras antingen på lasteffekter eller laster och på bärförmågan. För pålar konstruktiva bärförmåga används DA3, vilket innebär att koefficienterna appliceras på lasteffekten eller laster från konstruktionen och markens materialhållfasthetsparametrar. För förankringar används endast DA3 och nyttjas enligt samma metod som för pålar i DA3, (Swedish standards institute, 2005), (Trafikverket, 2011) och (Boverket, 2011).

Dimensioneringsätt 2 används enligt Swedish standards institute (2005) § 2.4.7.3.4.3 på den geotekniska bärförmågan genom att nyttja följande kombination av partialkoefficienter

$$A1'' + M1'' + R2 \quad (2.11)$$

Där A1 väljs utifrån tabell 2.5, M1 utifrån tabell 2.6 och tabell 2.7.

**Tabell 2.5:** Koefficienter för dimensioneringsätt 2 enligt (Swedish standards institute, 2005) avsnitt A.3.1 tabell A.3.

Last		Symbol	Uppsättning	
			A1	A2
Permanent	Ogynnsam	$\gamma_G$	1.35	1.0
	Gynnsam		1.0	1.0
Variabel	Ogynnsam	$\gamma_Q$	1.5	1.3
	Gynnsam		0	0

**Tabell 2.6:** Koefficienter M1 och M2 för dimensioneringsätt 2 och 3 enligt (Swedish standards institute, 2005) avsnitt A.3.2 tabell A.4.

Jordparametrar	Symbol	Uppsättning	
		M1	M2
Friktionsvinkel	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Odränerad skjuvhållfasthet	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Enaxlig tryckhållfasthet	$\gamma_{qu}$	1.0	1.4
Tunghet	$\gamma_y$	1.0	1.0

**Tabell 2.7:** Koefficienter R2 och R3 avseende grävpålar enligt (Swedish standards institute, 2005) avsnitt A.3.3.2 tabell A.7.

Bärförmåga	Symbol	Uppsättning	
		R2	R3
Spets	$\gamma_b$	1.1	1.0
Mantel (tryck)	$\gamma_s$	1.1	1.0
Total/kombinerad (tryck)	$\gamma_t$	1.1	1.0
Mantel (dragning)	$\gamma_{s:t}$	1.15	1.1

Dimensioneringsätt 3 används enligt Swedish standards institute (2005) § 2.4.7.3.4.4 på den konstruktiva bärförmågan genom att nyttja följande kombination av partialkoefficienter

$$(A1 \text{ eller } A2)'' + M2'' + R3 \quad (2.12)$$

där A1 appliceras på konstruktionslaster och A2 på geotekniska laster. Partialkoefficienterna i DA3, A1 eller A2, M2 och R3, bestäms enligt tabell 2.5, tabell 2.5, tabell 2.6 och tabell 2.7.

För att komplettera ekvation 2.9 och 2.10 nyttjas ekvationen

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{Gj} G_{k,j}) + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \quad (2.13)$$

för geoteknisk last i DA3 enligt (Swedish standards institute, 2009a). Beroende på gynnsamma eller ogynnsamma permanenta, variabla eller samverkande laster kommer ekvationerna 2.9, 2.10 och 2.13 olika partialkoefficienter hämtade från tabell A2.4(B)S och A2.4(C)S att tillämpas enligt (Swedish standards institute, 2009a) och (Trafikverket, 2007).

### 2.5.3 Dragbärförmåga

Som nämnts i ingressen i avsnitt 2.5 är det tillämpligt att använda sig av samma dimensioneringsmetod för pålar och förankringar utsatta för dragkrafter avseende STR. Den dimensionerande bärförmågan  $F_{t,Rd}$  definieras enligt

$$F_{t,Rd} = \min \{ F_{tt,Rd}; F_{tg,Rd} \} \quad (2.14)$$

där bärförmågan  $F_{tt,Rd}$  avser draghållfastheten i den gängande delen och  $F_{tg,Rd}$  draghållfastheten i den övriga stängen. Brott i den gängande delen definieras som

$$F_{tt,Rd} = k_t \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (2.15)$$

där  $k_t$  är en korrektionsfaktor vilken sätts lika med 0.6 ifall risk för böjning föreligger. I de fall där utformningen förhindrar böjning kan istället  $k_t$  lika med 0.9 tillämpas.  $f_{ua}$  är stängens brotthållfasthet. Brott i stängen definieras som

$$F_{tg,Rd} = k_t \frac{f_y A_g}{\gamma_{M0}} \quad (2.16)$$

där  $f_y$  är stålets sträckgräns. Värderna på partialkoefficienterna,  $\gamma$ , återfinns i (Swedish standards institute, 2009b).

### Dragbärförmåga - pålar

Enligt Swedish standards institute (2005) avsnitt 7.6.3 ska dimensionering av dragbärförmågan i mark avseende pålar dimensioneras i enlighet med avsnitt 2.5.4. När pålar utsätts för drag tas det hänsyn till brottfall genom utdragning av pålarna ur marken eller av utfall av block. Utfall av block betyder att pålen och injekteringen inte går till brott utan att berget istället går till brott och utfall av ett block sker. För att utdragning av hela blocket pålar inte ska ske kontrolleras risken för upplyftning enligt

$$V_{dst,d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (2.17)$$



Genom att verifiera att summan av ogynnsamma permanenta och variabla laster,  $V_{dst,d}$ , är lägre än summan av gynnsamma permanenta vertikala laster,  $G_{stb;d}$ , samt motstånd mot upptryckning,  $R_d$ . Ogynnsamma laster beräknas enligt

$$V_{dst,d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d} \quad (2.18)$$

## 2.5.4 Tryckbärförmåga - pålar

Enligt Swedish standards institute (2005) kan tryckbärförmågan i marken bestämmas för pålar med olika metoder, men i allmänhet grundar sig samtliga metoder i att pålgrundläggningen ska ha tillräcklig säkerhet mot tryckbrott för olika lastfall och lastkombinationer i brottgränstillståndet så att

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (2.19)$$

uppfylls, det vill säga att verkande tryckkraft är mindre än eller lika med tryckbärförmågan. Den karakteristiska tryckbärförmågan bestäms från statisk provbelastning, geotekniska undersökningar eller från dynamiska provbelastningar. Provbelastningar utförs på provpålar som installeras på samma sätt som produktionspålar. För att ta hänsyn till olikheter i markförhållanden och effekten av installationen av pålen görs provbelastningar på flera pålar, (Swedish standards institute, 2005).

Oavsett statisk eller dynamisk provbelastning så ska konstruktioner utan möjlighet att överföra laster mellan svaga och starka pålar uppfylla

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_a}, \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_b} \right\} \quad (2.20)$$

där korrelationskoefficienter  $\xi_a$  och  $\xi_b$  utgör medel respektive minsta uppmätta värdet avseende bärförmågan och  $R_{c;m}$  uppmätt värde från provbelastningar. Korrelationsfaktorerna varierar baserat på antal provbelastade pålar samt metod och bestäms enligt (Swedish standards institute, 2005) bilaga A tabell A.9-A.11.

Ifall konstruktionen anses uppnå tillräcklig styvhet och hållfasthet avseende lastöverförande mellan starka och svaga pålar kan korrelationskoefficienter divideras med 1.1 under förutsättning att  $\xi_a \geq 1.0$ .

Från geotekniska undersökningsresultat kan karakteristiska tryckbärförmågan hos omgivande mark bestämmas med hjälp av

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad (2.21)$$

där spetsbärförmågan,  $R_{b;k}$ , bestäms enligt relationen

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad (2.22)$$

där  $A_b$  är tvärsnittsarean längst ner på pålen och  $q_{b;k}$  motsvarar karakteristiska värdet på spetsbärförmågan. Mantelbärförmågan,  $R_{s;k}$ , bestäms enligt relationen

$$R_{s;k} = A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (2.23)$$

där  $A_{s;i}$  är pålens totala mantelarea och  $q_{s;i;k}$  är mantelfriktionen mellan pålen och omgivande material.

Den dimensionerande tryckbärförmågan bestäms utifrån ekvationen

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (2.24)$$

eller

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma_t \quad (2.25)$$

där  $\gamma_s$  och  $\gamma_b$  bestäms utifrån förutsättningarna beskrivna i avsnitt 2.5.2, (Swedish standards institute, 2005).

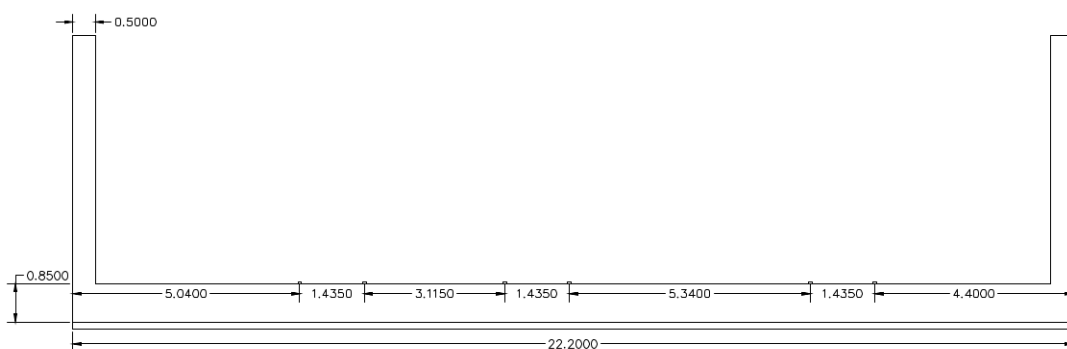
Tryckbärförmågan från dynamisk provbelastning utifrån hejarslag utgår från resultat från mätning av töjning och acceleration mot tiden under själva slaget. Den dimensionerande tryckbärförmågan bestäms enligt ekvation 2.25 och den karakteristiska tryckbärförmågan enligt ekvation 2.20.

# 3 Referensobjekt

Två fiktiva sektioner studeras, tråg 1 och tråg 2, vilka är baserade på förhållanden och förutsättningar efterliknande de som finns i projektet Varbergstunneln. Betongtrågen omfattas av en monolit bestående av en bottenplatta med vertikala trågväggar i betong. Trågens bottenplatta kommer att grundläggas på packad fyllning ner till berggrund. Konstruktionen kommer utsättas för trafiklast i form av spårtrafik från tre parallellt placerade spår. Tråg 1 och tråg 2 antas vara belägna under grundvattennivån och kommer därav utsättas för upplyftning. Tråg 1 förankras med passiva förankringar och tråg 2 förankras med mikropålar.

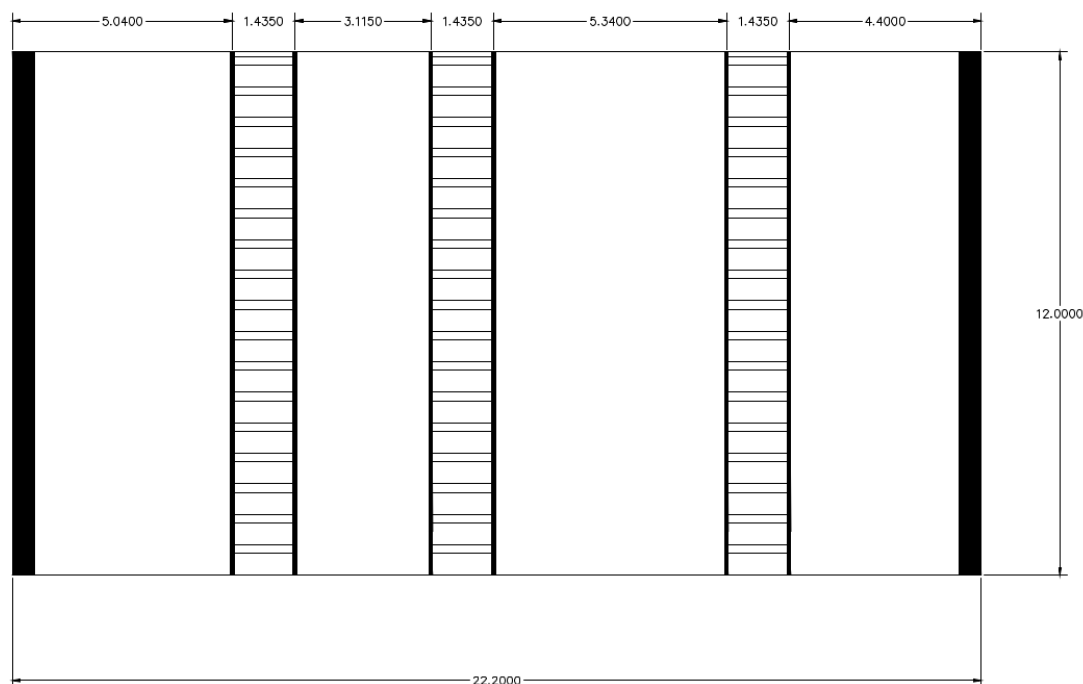
## 3.1 Fiktiva sektioner

Grundförutsättningarna för de två fiktiva sektionerna, tråg 1 och tråg 2, är att bottenplattans geometri är 12 meter lång och med en varierande bredd på 20-50 meter beroende på antalet spår. Höjden på monolitväggarna varierar längs spårsträckningen vilket är oberoende av bottenplattans bredd. Tråg 1 och tråg 2 illustreras i figur 3.1 med en bredd på 22.2 m, höjd på monolitväggar på 5.5 m och trågets underkant ligger på plusnivån +0.4 möh. Tråg 1 och tråg 2 illustreras i figur 3.1 utan placering av passiva förankringar respektive mikropålar. Placering och avstånd mellan stag bestäms och redovisas för respektive metod.



**Figur 3.1:** Principskiss över monolitens tvärsnitt för tråg 1 och tråg 2 med måttsättning. Idealisering av bilaga A.5.

Tre ovanliggande spår kommer att placeras enligt figur 3.2 för respektive fiktivt tråg.



**Figur 3.2:** Principskiss över placering av spår ovanliggande monoliten för tråg 1 och tråg 2. Idealisering av bilaga A.3 och bilaga A.5.

## 3.2 Geotekniska och geologiska förutsättningar

Bergmassan domineras av den magmatiska bergarten charnockit, även kallat för Varbergsgranit, som är den mest förekommande i den halländska berggrunden. Fältundersökningar av bergartsfördelningen, enligt bilaga A.2.1 utförd av Golder Associates AB (2020), visar att 93.3 % är av bergarten charnockit och som förenkling exkluderas övriga bergarter i rapporten. Bergklasser för bergmassan bestäms genom att utföra flertalet observationer utifrån klassificeringssystemet Q - Rock Tunnelling Quality Index. Vilken är en metod som utgår från fältundersökningar utförda på bergmassan där utvärdering görs avseende sprickornas egenskaper. Utifrån fältundersökningarna kan följande parametrar bestämmas. *RQD* - Rock Quality Designation som mäter sprickigheten i en borrhärna och bygger på en kvot där summan av samtliga bitar som är längre än 100 mm dividerat med den totala längden på borrhärnan. Kvoten multipliceras med 100 och varierar mellan 0 och 100, där 100 är det bästa betyget och innefattar en mycket bra bergkvalitet och 0 är det omvända, (Lindblom, 2010). Parametern  $J_n$  beaktar antalet sprickfamiljer,  $J_r$  beaktar råheten hos sprickorna,  $J_a$  beaktar vittring av sprickväggar och sprickfyllnad,  $J_w$  beaktar vattenförhållanden i berget och *SRF* är en spänningsreduktion beroende på spänningssituationen i berget, (Lindblom, 2010). Med parametrarna *RQD*,  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$ ,  $J_w$  och *SRF* kan sambandet

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (3.1)$$

nyttjas för att bestämma Q-värdet. Q-värdet motsvarar en totalpoäng vilken resulterar i en bedömd bergkvalitet, (Lindblom, 2010).

Från parametrar i Q-värdesmetoden är det möjligt att bestämma relativa värden som normalt bestäms utifrån provningar i fält och på laboratorie. Konstanterna FC, ”friction component”, och CC, ”cohesion component”, på svenska friktionskomponent och kohesionskomponent, kan användas för att uppskatta bergmassans mekaniska egenskaper för specifika provningar. FC beräknas enligt

$$FC = \arctan\left(\frac{J_r}{J_a} J_w\right) \quad (3.2)$$

och blir en uppskattning av friktionsvinkel och dilatans. Utifrån samma teori, (Barton, 2002), kan en uppskattning av kohesionskomponenten beräknas CC enligt

$$CC = \frac{RQD}{J_n} \frac{1}{SRF} \frac{\sigma_c}{100} \quad (3.3)$$

Med ekvationerna 3.2 och 3.3 är det möjligt att göra dessa utan hjälp av en programvara, RocLab. I rapporten härleds de mekaniska egenskaperna för berget från Varbergprojektets marktekniska undersökningsrapport av Golder Associates AB (2020), där uppskattningar gjorts utifrån fältundersökningar i bergmassan och representerar ett genomsnitt. I tabell 3.1 presenteras charnockits mekaniska egenskaper avseende bergmassans kvalitet, hämtade från bilaga A.2.2 utförd av (Golder Associates AB, 2020).

**Tabell 3.1:** Aktuella parametrar för Charnockit i projektet enligt bilaga A.2.2.

Q-värde	>10	4<Q≤10	1<Q≤4	0.1<Q≤1	≤0.1
Kohesion [MPa]	21	21-19	19-16	16-10	<10
Friktionsvinkel [°]	41	41-39	38-35	35-27	<26
Elasticitetsmodul [GPa]	15	15-9.5	9.5-4.7	4.7-1.3	<1.3
Enaxiell tryckhållfasthet [MPa]	24	24-15	15-7	7-1.4	<1.4
Dilatationsvinkel [°]	7	7	7	7	7
Draghållfasthet [MPa]	0	0	0	0	0

Det genomfördes 39 stycken observationer av bergmassan i Varbergprojektet enligt bilaga A.2.1 utförd av Golder Associates AB (2020), dessa observationer klassades enligt tabell 3.2. Värt att notera är att observationer av bergmassan bestämdes  $Q_{bas}$  inte till 1 eller lägre. Enligt Kim och Cho (2012) uppskattas draghållfastheten till mellan  $\sim 4 - 7\%$  av tryckhållfastheten, vilket tillämpas i simuleringen.

**Tabell 3.2:** Fördelning av observationer utförda i Varbergsprojektet enligt bilaga A.2.1 utförd av (Golder Associates AB, 2020).

Qbas	Antal observationer	Procent
$Q > 10$	16	41
$4 < Q \leq 10$	17	44
$1 < Q \leq 4$	6	15
$Q \leq 0.1$	0	0

Betydelsen av poängintervallen i tabell 3.1 och tabell 3.2 presenteras i tabell 3.3.

**Tabell 3.3:** Poänggradering av Q-systemet inspirerad av (Lindblom, 2010).

Qbas	Kvalitet
$Q > 10$	Bra
$4 < Q \leq 10$	Medelbra
$1 < Q \leq 4$	Dålig
$Q \leq 0.1$	Väldigt dålig

I rapporten nyttjas de mekaniska egenskaperna i tabell 3.1 i beräkningsmodellerna genom att använda egenskaper i intervallet  $Q > 10$ . Det görs för att 41 % av observationerna upprätthåller dessa egenskaper och att simuleringar avseende lägre bergkvalité utförs genom en parameterstudie.

Med hjälp av kärnbörning har Poissons tal bestämts för bergmassan enligt bilaga A.2.2 de presenteras i tabell 3.4.

**Tabell 3.4:** Poissons tal för Charnockit, hämtat från bilaga A.2.2 utförd av (Golder Associates AB, 2020).

Charnockit		
Poissions tal	Min	0.39
$\nu$	Typ	0.4
	Max	0.41

Den packade fyllningen antas vara av typen sprängsten eller sorterad sprängsten där mekaniska hållfasthetsegenskaper bestäms enligt projektförutsättningar enligt tabell 3.5.

**Tabell 3.5:** Hållfasthetsegenskaper för packad fyllning.

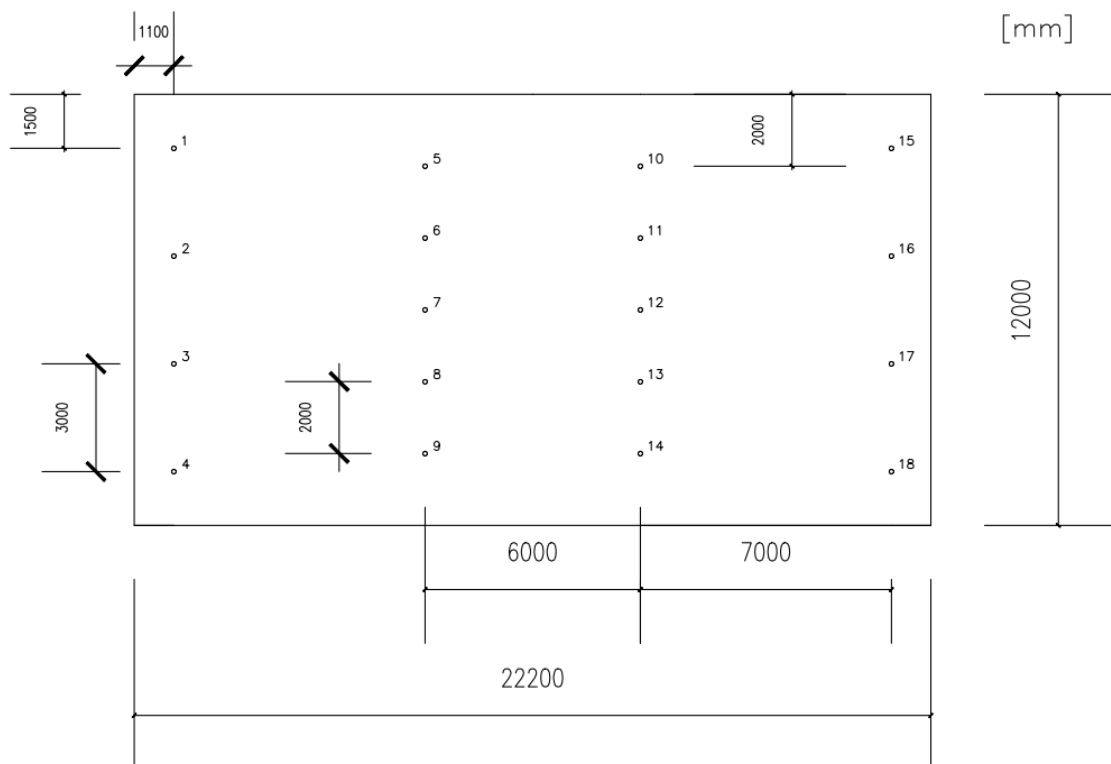
Packad fyllning	
Friktionsvinkel, $\phi_k$	45°
Tunghet, $\gamma_k$	22 kN/m <sup>3</sup>
Effektiv tunghet, $\gamma'_k$	12 kN/m <sup>3</sup>
Karakteristisk elasticitetsmodul, $E_k$	50 MPa
Poissions tal, $\nu$	0.3

### 3.3 Bergförankring

Rapporten studerar två metoder för att förankra betongtråg i berggrund. I aktuellt fall beaktas enbart permanenta förankringar eftersom referensprojektet har en längre beräknad livslängd än 2 år. Tråg 1 utformas med passiva förankringar medan tråg 2 utformas med mikropålar.

#### Placering av stag

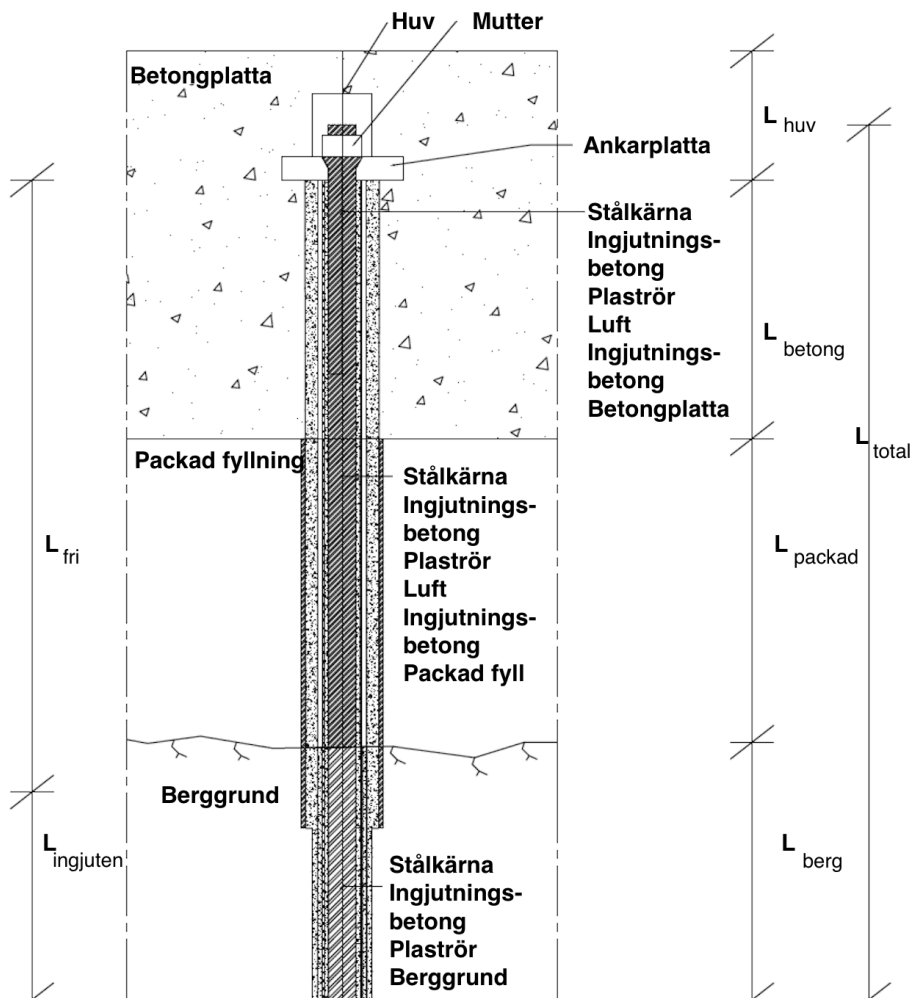
Placering av stagen utgår från referensobjektet och kommer att placeras enligt Figur 3.3, där både passiva förankringar och mikropålar placeras på samma sätt.



**Figur 3.3:** Stagplacering för tråg 1 och tråg 2.

#### 3.3.1 Passiv förankring

Den passiva förankringen som är föreslagen i projektet kommer att utformas enligt



**Figur 3.4:** Förenklad ritning över utformningen av föreslagen passiv förankring med inspiration från bilaga A.4.

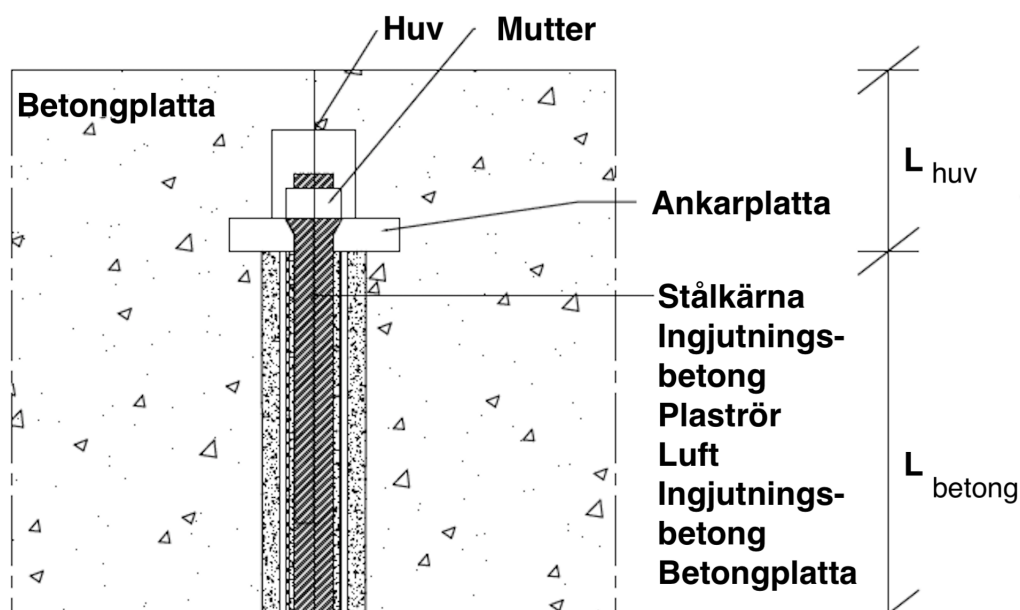
Där figur 3.4 är en förenkling utifrån referensprojektet ena lösning enligt bilaga A.4. Borrning kommer ske till erforderligt djup,  $L_{berg}$ , därefter fylls hålet med injekteringsbetong till nivån,  $L_{berg}$ . I rapporten tas det hänsyn till att injekteringsbetongen kan sjunka in i sprickor längs borrhålet i berggrunden, vid utförande görs kontroller så det inte sjunker mer än 0.3 m. Därav beaktas det i beräkningsmodellerna att injekteringsbetongen sjunker 0.3 m under nivån,  $L_{berg}$ . Specifika mått och dimensioner presenteras i tabell 3.6.



**Tabell 3.6:** Förutsättningar avseende modellering av passiv förankring enligt bilaga A.4 och bilaga A.5.

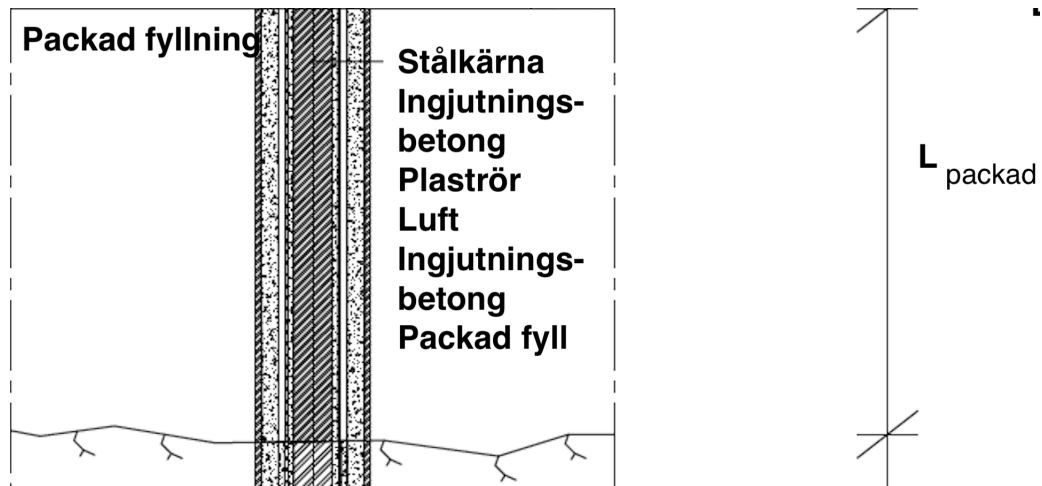
Passiv förankring	m
Stag, diameter, $\phi$	0.0635
Staglängd, $L_{tot}$	10
Packad fyllning, $L_{packad}$	0.3
Betongplatta, $L_{betong}$	1.0
Betongplatta, $L_{huv}$ OK $\rightarrow$ UK	0.5
Fri staglängd, $L_{fri}$	1.1
Ingjuten staglängd, $L_{ingjuten}$	8.9
Staglängd i berggrund, $L_{berg}$	9.2
Borrhål, diameter, $\phi$	0.14

Som tidigare nämnt, den passiva förankring dimensioneras inte för att ta upp tryckkrafter och för att endast utsätta förankringen för axiell dragbelastning utformas ankarplattan i förankringens spets med en huv enligt figur 3.5. Huvens utgör ett fritt utrymme mellan bottenplatta och förankringens topp, det fria utrymmet tillåter bottenplattan att röra sig i vertikalled utan att förankringen påverkas. Med hjälp av huvens kan förankringarna antas vara obelastade avseende axiell tryckbelastning.



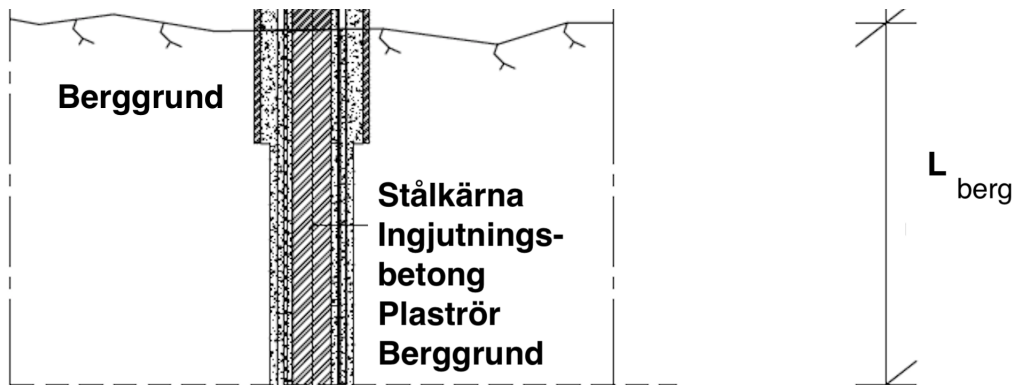
**Figur 3.5:** Illustrationsbild av förankring-betongplatta-packad fyllning.

Vidhäftning mellan förankring och berggrund utförs från berggrundens yta till erforderligt djup,  $L_{ingjuten}$ , enligt figur 3.7. Stagets fria längd,  $L_{fri}$ , innefattas av den längd där det finns ett fritt utrymme mellan plaströr och ingjutningsbetong enligt figur 3.6.



Figur 3.6: Illustrationsbild av förankring-bergrund.

Var den fria längden slutar och förankringslängd påbörjas illustreras i figur 3.7.



Figur 3.7: Illustrationsbild av förankring-bergrund.

## Materialparametrar

Tabell 3.7: Materialparametrar avseende stag enligt bilaga A.4 av (Implemia Sverige AB, 2021).

Stag	
Karakteristisk sträckgräns, $f_{yk}$	555 MPa
Karakteristisk brotthållfasthet, $f_{uk}$	700 MPa
Elasticitetsmodul, E	210 GPa
Poissons tal, $\nu$	0.3

**Tabell 3.8:** Materialparametrar avseende injekteringsbetong enligt bilaga A.4 av (Implenia Sverige AB, 2021).

Injekteringsbetong	
Hållfasthetsklass	C30/37
Karakteristisk tryckhållfasthet	29 MPa
Karakteristisk draghållfasthet	1.9 MPa
Karakteristisk elasticitetsmodul	33 GPa
Poissons tal	0.2

### Brottsvidhäftning

Den dimensionerande brottsvidhäftning,  $f_{bd}$ , mellan betong och stål beräknas enligt (Swedish standards institute, 2014a) § 8.4.2 med

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (3.4)$$

där  $f_{ctd}$  är betongens dragkraftskapacitet som bestäms enligt

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c \quad (3.5)$$

där  $\alpha_{ct}$  väljs till 1.0 och  $\gamma_c$  till 1.5 för varaktiga konstruktioner enligt Swedish standards institute (2014a) § 3.1.6(2)P respektive § 2.4.2.4. Med en injekteringsbetong enligt materialparametrar ovan kan dragkraftskapaciteten beräknas enligt

$$f_{ctd} = 1.0 \cdot 1.9 / 1.5 = 1.27 \text{ MPa}$$

I ekvation 3.4 bestäms  $\eta_1$  utifrån vidhäftningsförhållanden och då vi inte kan påvisa att goda vidhäftningsförhållanden råder väljer vi  $\eta_1$  till 0.7. Avseende  $\eta_2$  bestäms värden utifrån stångdiameterna enligt

$$\eta_2 = 132 - \phi / 100 \quad (3.6)$$

Utifrån en stångdiameter enligt avsnitt 3.3.1 och 3.3.2 kan  $\eta_2$  beräknas enligt

$$\eta_2 = 132 - 63.5 / 100 = 0.685$$

Med alla ingående parametrar kända i ekvation 3.4 kan den dimensionerande brottsvidhäftningen mellan betong och stål beräknas enligt

$$f_{ctd} = 2.25 \cdot 0.7 \cdot 0.685 \cdot 1.27 = 1.37 \text{ MPa}$$

Brottsvidhäftningen mellan injekteringsbetong och stål kan uppskattas utifrån stål och tryckhållfastheten för injekteringsbetong enligt (Littlejohn, 1975). Med injekteringsbetong i hållfasthetsklass enligt avsnitt 3.3.1 och 3.3.2 samt ståltyp kamstång kan brottsvidhäftningen uppskattas. För en injekteringsbetong med en tryckhållfasthet,  $f_{ck}$  på 30 MPa uppskattas brottsvidhäftningen till 2.2 MPa.

### 3.3.2 Mikropåle

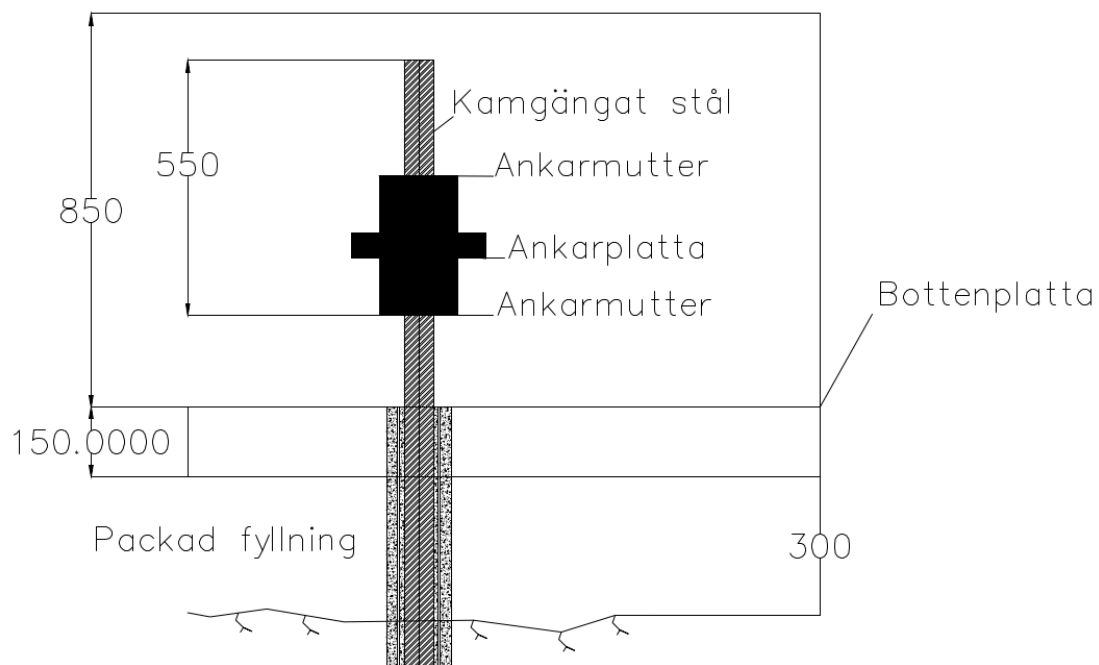
Mikropålen som är föreslagen i projektet är en så kallad BBV injektionspåle. Likt andra mikropålar kan denna verka både under tryck- och dragförhållanden. BBV pålen är tillverkad av ett bolag som heter BBV-Systems som har anknytningar till Implenia. Den motsvarar en pålvariant som kallas för GEWI-påle vilken kommer att presenteras nedan.

#### GEWI-påle

GEWI-pålen besitter egenskaper att verka under både tryck- och dragkrafter. När pålen kommer från fabriken har vissa moment redan genomförts. Den är uppbyggd genom att placera ett medelhållfast kamgångat stål i ett korrugerat platsrör där hålrummen fylls upp med betong. Kamgångat stål kan liknas med ett vanligt armeringsjärn. Väl på plats borrar ett hål i berget och distanshållare träs över pålen.

När pålen, som i aktuellt fall, utsätts för både tryck- och dragkrafter krävs att ankarplatta låses på båda sidor, (Söder och Burtu, 2005). Utifrån referensobjektets ena lösning enligt bilaga A.6 har följande förenkling gjorts

**Figur 3.8:** Typsektion av den övre delen av en mikropåle. Förenklad utifrån bilaga A.6 av Implenia Sverige AB (2021).



Illustrerar hur pålen är förankrad från berget, genom den packade fyllningen och i betongplattan. Låsning med mutter ömse sidor av ankarplattan för att hantera tryck- och drag-belastning. Specifika materialparametrar och dimensioner utnyttjas enligt tabell 3.9.

**Tabell 3.9:** Förutsättningar avseende modellering av mikropåle, enligt bilaga A.6 och bilaga A.6.1 av (Implenia Sverige AB, 2021).

Mikropåle	m
Stag, diameter, $\phi$	0.0635
Staglängd under trågvägg, $L_{tot,vägg}$	6.5
Staglängd under centrum av monolit, $L_{tot,mitt}$	4
Packad fyllning, $L_{packad}$	0.3
Betongplatta, $L_{betong}$	1.0
Fri staglängd, $L_{fri}$	0
Ingjuten staglängd, $L_{ingjuten}$	6.5 resp 4
Staglängd i berggrund, $L_{berg}$	5.7 resp 3.2
Borrhål, diameter, $\phi$	0.14

## Materialparametrar

Materialparametrar för mikropåle respektive injekteringsbetong erhålls enligt tabell 3.7 och 3.8.

### 3.3.3 Sammanfattande skillnader

De stora skillnaderna mellan den passiva förankringen och mikropålen är till att börja med att passiva förankringar har en del som är fixerad och en del som är fri medan mikropålen endast har en fixerad längd. Runt den fria längden finns ett hålrum, som medför att staget i den delen är fritt att röra sig och en viss vinkelförändring tillåts. Den fixerade längden betyder att den är fastgjuten, i aktuellt fall i berget, och är förhindrad att röra sig. Mikropålen, som är fastgjuten längs hela längden, är därmed förhindrad att röra sig. En annan viktig skillnad är att den passiva förankringen enbart är verksam under dragkraftsbelastning medan mikropålen har förmåga att verka under både tryck- och dragkraftsbelastning. Anledningen till att den passiva försäkring enbart verkar vid dragkraftsbelastning är till viss del att övre delen är fri och inte fastgjuten i betongplattan, men till största del konstruktionen av ankarplattan och huven. Ankarplattan, som endast är installerad nedanför muttern, skapar bara kontakt med betongtråget under dragkraftsbelastning. Vid tryckkraftsbelastning gör huven samt att ingen ankarplatta är installerad på ovansidan av muttern att staget inte belastas. Det medför också att ingen kontakt kan ske mellan betongtråget och förankringen när tryckkrafter uppstår. Mikropålen har ankarplattor installerade på ömse sidor om muttern, vilket gör att mikropålen aktiveras under både tryck- och dragkraftsbelastning.

## 3.4 Dimensionerande laster

Från förutsättningarna från referensprojektet bestäms de dimensionerande lasterna i säkerhetsklass 3. Partialkoefficienten  $\psi$  bestäms vid upplyftning till  $\psi = 1.0$  och vid

lastpåföring av trafiklast till  $\psi = 0.75$ . Övriga partialkoefficienter och nödvändig information hämtas från representativ Eurokod.

### 3.4.1 Upplyftning

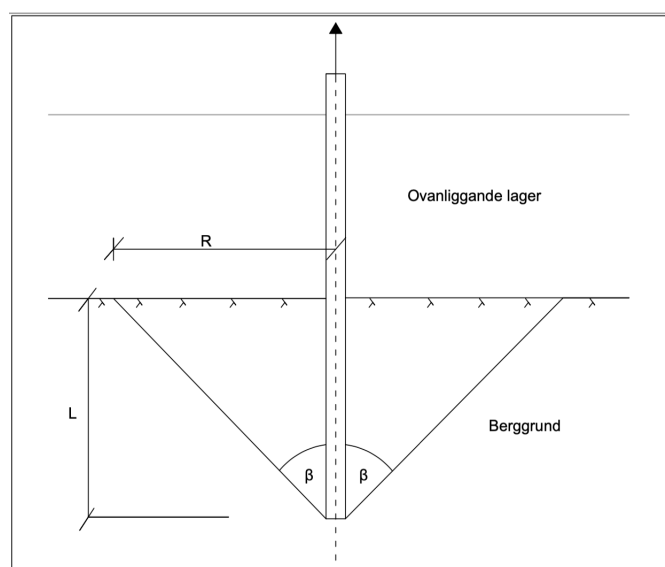
Enligt Trafikverket (2019) ska brott genom upplyftning kontrolleras och dimensioneras enligt Trafikverkets dokument TK Geo 13, (Trafikverket, 2014). Kravet är att den upplyftande kraften,  $G_{dst}$ , ska vara mindre än ett skjuvmotstånd,  $R$  och nedåtriktade laster,  $G_{stb}$ . Sambandet

$$1.0 G_{dst} \leq G_{stb} + G_{berg} \quad (3.7)$$

presenterar den inbördes relationen, (Trafikverket, 2014). Eftersom ekvation 3.7 är skriven för geoteknisk dimensionering i jordar krävs att relationen skrivs för att få den applicerbar i bergförhållanden. Istället ersätts skjuvmotståndet med bergmassans egentyngd som får en nedåtriktad verkan vid aktivering vid dragbelastning. Därav skrivs relationen om enligt

$$1.0 G_{dst} \leq 0.9 G_{stb} + G_{berg} \quad (3.8)$$

vilken presenteras i Eurokod 7, (Swedish standards institute, 2005). Anledningen till omskrivningen är att vid dragbelastning av förankringarna och pålen kommer berget få en mothållande massa. Den beräknas med konvinkelmetoden där vinkeln på konen är beroende av bergets kvalitet. Vinkel kan variera mellan 45 ° och 30 ° enligt figur 3.9.



**Figur 3.9:** Illustrativ bild över konvinkelmetoden med inspiration från (Bredenberg, H., 2000).

Ett bättre berg genererar en högre konvinkel. I ett normalförfarande så beräknas

mothållande krafter för upplyftning med säkerhetsfaktor på 1.5, (Bredenberg, H., 2000). Slutgiltiga sambandet blir därmed

$$1.0 G_{dst} \leq 0.9 G_{stb} + \frac{G_{berg}}{1.5} \quad (3.9)$$

som kontroll för att nedåtriktade laster är större än upplyftande. Dimensioneringen ska utföras för det lägsta av vattennivån  $HHW_{100}$  eller den vattennivå som leder till att tråget översvämmas enligt (Trafikverket, 2019).

### 3.4.2 Permanenta laster

Vattentrycket beräknas enligt

$$G_{vatten,k} = \gamma_w h_w$$

Där vattennivå,  $h_w$ , som leder till att tråg 1 eller tråg 2 svämmer över ges av höjden på trågvägg, 5.5 m, och bottenplattans tjocklek, 1.0 m. Utifrån tunghet för vatten,  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  och vattennivån kan den karakteristiska upplyftande kraften under betongtråget beräknas, (Trafikverket, 2014).

$$G_{vatten,k} = 10 \cdot 6.5 = 65 \text{ kN/m}^2$$

Avseende egentygnd beaktas den armerade betongplattan, trågväggar och ovanliggande ballast.

- Armerad betong:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ballast:  $h = 700 \text{ mm}$ ,  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Egentygnder från ballast och betongtråg beaktas som permanenta laster. Karakteristiska permanenta laster beräknas enligt

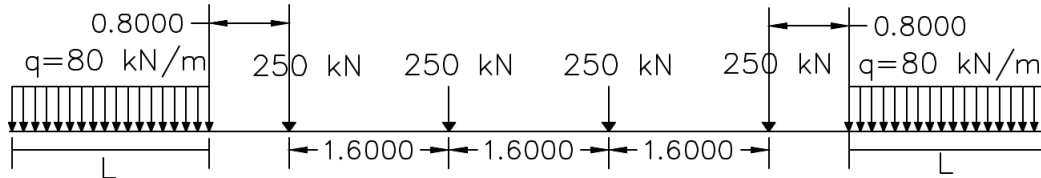
$$G_{betongplatta,k} = \gamma h \gamma_{G,g} = 25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{trågvägg,k} = \gamma h \gamma_{G,g} = 25 \cdot 5.5 \cdot 1.0 = 137.5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{ballast,k} = 25 \cdot 0.7 \cdot 1.0 = 17.5 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.3 Variabla laster

Laster från tågtrafik bestäms utifrån Swedish standards institute (2003) avsnitt 6.3.2 LM 71 med tillägg enligt Trafikverket (2019) avsnitt B.3.2.1. Lastmodell LM 71 representerar den statiska effekten av vertikal belastning från normal järnvägstrafik vilken presenteras i figur 3.10.



**Figur 3.10:** Lastmodell LM 71 med inspiration av Eurokod 1 - Laster på bärverk.

Tråg 1 och tråg 2 utformas med tre spår, se figur 3.2, och kommer att dimensioneras därefter. Faktorn  $\alpha$  appliceras enligt Swedish standards institute (2003) § 6.3.2(3)P på de karakteristiska värdena som angivits i figur 3.10. För bärverk med tre eller fler spår ska enligt Swedish standards institute (2003) § 6.8.1 lastmodell LM 71 appliceras en reduktionsfaktor på 0.75 på varje spår. Utöver lastmodell LM 71 ska även faktorn  $\alpha$  appliceras på sidokraft samt accelerations- och bromskrafter. Faktorn  $\alpha$  väljs utifrån typen av järnvägstrafik som kommer trafikera spåren, exempelvis järnvägstrafik som tyngre eller lättare.

$$\alpha = \{ 0.75 : 0.83 : 0.91 : 1.00 : 1.10 : 1.21 : 1.33 : 1.46 \} \quad (3.10)$$

Enligt Transportstyrelsen (2018) §11 ska faktorn,  $\alpha$ , väljas till 1.33 då inga andra krav ställs. Då referensprojektet Varbergstunneln inte innefattas av särskilda krav nyttjas faktorn 1.33. Med hänsyn till den valda faktorn,  $\alpha$ , och reduktionsfaktorn med hänsyn till tre spår eller fler nyttjas den totala faktorn,  $\alpha_{tot}$ , på lastmodell LM 71 enligt

$$\alpha_{tot} = 0.75\alpha \quad (3.11)$$

Linjelasterna, 80 kN/m, och punktlasterna, 250 kN, appliceras enligt avsnitt 3.4.3 per spår vilket i beräkningsmodellen hanteras genom att lasten fördelas spårets två räl. Utifrån den totala reduktionsfaktorn,  $\alpha_{tot}$ , kan de karakteristiska linje- och punktlasterna beräknas per räl enligt

$$q_{räl,k} = 80/2 \cdot 1.33 \cdot 0.75 = 39.9 = 40 \text{ kN/m}$$

$$P_{räl,k} = 250/2 \cdot 1.33 \cdot 0.75 = 124.6875 = 125 \text{ kN}$$

I den aktuella situationen kommer betongtråget att utsättas för en horisontell trafiklast som är orsakad av tåg. Vid konstant hastighet tillämpas Newtons första lag, att vid konstant hastighet är summan av alla krafter lika med noll. Det vill säga att den horisontella kraften blir noll. Krafterna som påverkar konstruktionen kommer då att vara accelerations- och bromskrafter samt en sidokraft. Beräkningarna genomförs inte för en miljö som simulerar en kurva vilket innebär att centrifugalkrafter försummas.



## Sidokraft

Sidokraften utgörs av en koncentrerad kraft som appliceras i rälsens överkant vinkelrätt mot centrum av spårlinjen. Den klassade sidokraften beräknas genom att,  $Q_{sk} = 100$  kN enligt Swedish standards institute (2003) avsnitt 6.5.2, multipliceras med faktorn  $\alpha$  då faktorn uppfyller  $\alpha \geq 1.0$ . Lastmodell LM 71 beskriver den statiska effekten av vertikal belastning vid normal järnvägstrafik och ska kombineras med en vertikal trafiklast.

## Accelerations- och bromskrafter

De accelerations- och bromskrafter som uppstår beräknas enligt Swedish standards institute (2003) avsnitt 6.5.3. Acceleration- och bromskraften väljs utifrån schablonvärde,  $Q_{lak} = 33$  kN/m för accelerationskraft och  $Q_{lbk} = 20$  kN/m för bromskraft. Accelerations- och bromskrafterna antas jämt utbredda över influenslängden  $L_{a,b}$ . Beroende på influensbredden begränsas accelerationskraften enligt

$$L_{a,b} Q_{lak} \leq 1000 \text{ kN} \quad (3.12)$$

och bromskraftern enligt

$$L_{a,b} Q_{lbk} \leq 6000 \text{ kN} \quad (3.13)$$

Accelerationslasten,  $Q_{lak} = 33$  kN/m, applicerat på spårets längd, 12 m, sett över trågmonoliten, beräknas den karakteristiska accelerationslasten.

$$Q_{la,k} = Q_{lak}\alpha = 33 \cdot 1.33 = 43.89 \text{ kN/m}$$

Kontroll mot krav 3.12 enligt (Swedish standards institute, 2003), ger

$$12 \cdot 43.89 = 527 \text{ kN}$$

$$527 \text{ kN} < 6000 \text{ kN}$$

vilket är godkänt.

Bromslasten,  $Q_{lbk} = 20$  kN/m, applicerat på spårets längd, 12 m, sett över trågmonoliten, beräknas den karakteristiska bromslasten.

$$Q_{lb,k} = Q_{lbk}\alpha = 20 \cdot 1.33 = 26.6 \text{ kN/m}$$

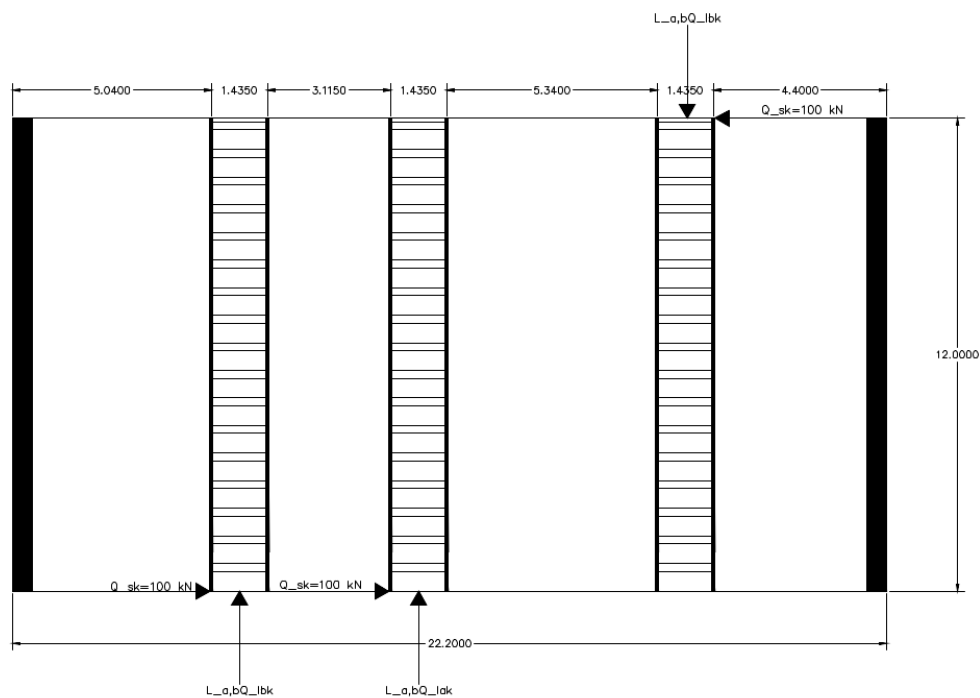
Kontrollerar mot krav 3.13 enligt Swedish standards institute (2003), ger

$$12 \cdot 26.6 = 319 \text{ kN}$$

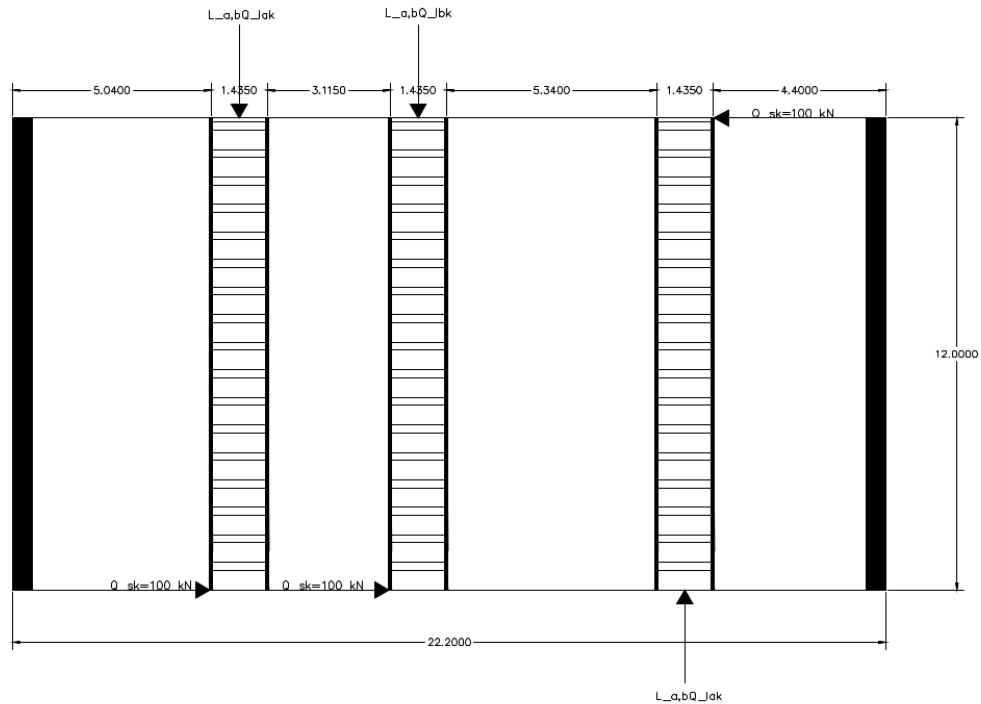
$$319 \text{ kN} < 1000 \text{ kN}$$

vilket är godkänt.

Accelerations- och bromskrafterna appliceras per spår som en horisontell last i rälöverkant och ska kombineras med de vertikala laster som bestäms med lastmodell LM 71. I de fall där tre spår finns ska bromskrafter beaktas på två spår tillsammans med accelerationskrafter på resterande spår enligt Transportstyrelsen (2018) kapitel 11 § 15. Då två eller fler spår har samma färdriktning ska kombinationen även kontrolleras för två accelerationkrafter på två spår och bromskrafter på resterande spår enligt (Swedish standards institute, 2003) § 6.5.3(9)P. Vid dimensionering enligt Swedish standards institute (2003) så ska värsta fallet bli det dimensionerande oberoende spårlinjernas placering. Eftersom dimensioneringen redan är genomförd utnyttjas istället placering av spårlinjerna och två lastfall upprättas därefter. Det värsta fallet, tillika lastkombination 2 enligt figur 3.12, upprättas efter de givna förutsättningarna. Accelerations- och bromskrafter samt sidokrafterna placeras för mest ogynnsam verkan. Lastfall 1, enligt figur 3.11, är istället tvärtom lastfall 2 avseende riktningarna för accelerationerna. Sidokrafterna appliceras nu istället efter den mest gynnsamma verkan, för att se skillnaderna i beteendet mellan passiva förankringar och mikropålar beroende på vad som händer i trafiken.



**Figur 3.11:** Kombination av två bromskrafter och en accelerationskraft enligt avsnitt 3.4.3 tillsammans med sidokrafter på samtliga tre spår.



**Figur 3.12:** Kombination av en bromskraft och två accelerationskrafter enligt avsnitt 3.4.3 tillsammans med sidokrafter på samtliga tre spår.

### Hantering av horisontella laster

Eftersom tunneln och trågmonoliterna befinner sig under grundvattennivån beaktas upplyftning. På grund av upplyftning kan inte de horisontella lasterna tas av friktionen mellan bottenplattan och jorden eller berget under. Utifrån referensobjektet Varbergstunneln var lösningen att installera en balk under varje monolit för att hantera de horisontella belastningarna. På grund av lagret av betongplatta (150 mm) och lagret av packad fyllning (>300 mm) blev balkens höjd bestämd till 400 mm. Broms- och accelerationskrafter kan överföras via denna balk till betongplattan då betongplattan är sammankopplad med underliggande packad fyllning. Lasten kan därför överföras genom vidhäftning mellan packad fyllning och berget. Med balklösningen är det möjligt vid dimensionering av bottenplattan att bortse från inverkan av broms- och accelerationskrafter i referensobjektet. I kommande modellering beaktas horisontella belastningar, verkningsättet i förankringarna och pålarna ska beaktas utan inverkan av externa upplag. Den aktuella förutsättning i referensobjektet med en balk nedsänk i den packade fyllningen beaktas således inte.



# 4 Finita element - modellering

Finita elementmetoden är en allmän metod som löser differentialekvationer approximativt vilka formuleras enligt sambandet  $Ka = f$ . Där  $K$  är en styvhetsmatris för systemet,  $a$  är förskjutning och  $f$  är lastvektor. Med anledning av metodens förmåga att lösa ett stort antal ekvationer är den lämplig att tillämpa för ändamålet. Beroende på valet av antalet noder blir elementenätet förfinat av olika grad vilket leder till av resultatet. Vid ett finmaskigt elementnät går det att få noggranna simuleringar av verkningsättet samt spänningsfördelningen över tvärsnittet och längden, (Logg och Wells, 2012). I finita element-modelleringen simuleras pålars respektive förankringars verkningsätt under inverkan av olika vertikala- och horisontella laster.

## 4.1 Tresca - kriteriet

För beräkning av maximal sjuvspänning som uppträder på intressanta ytor beräknas effektivspänning enligt Tresca. Trescakriteriet beräknar den största sjuvspänning som uppstår på en snittyta och beräknas med hjälp av huvudspänningen. Definitionen är

$$\sigma^T = 2|\tau|_{max} = \max(|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_3 - \sigma_1|) \quad (4.1)$$

och ger oss information om största skjuvspänning i rummet, (Brouzoulis, 2022). I Abaqus ger den oss största skjuvspänningen i en punkt över en vald yta, men det är inte möjligt att se var i den valda ytan det inträffar.

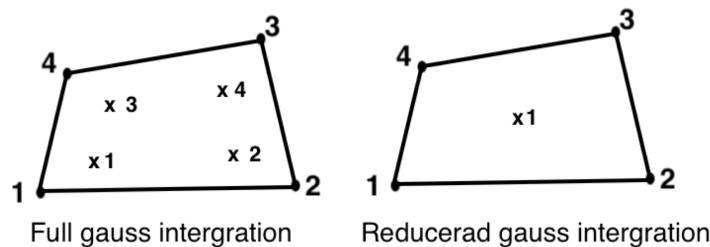
## 4.2 Modell - enskilt stag

Först skapas en generell modell för både passiva förankringar och mikropålar som enbart ska illustrera spänningsfördelningen i berget vid dragkraftsbelastning för ett enskilt stag. Analysen genomförs enligt den linjärelastiska teorin och modelleras utan inverkan av injekteringsbetong. Berget antas vara ett solitt berg utan försvagningszoner med antagande om full vidhäftning mellan berg och stag. Definitionen av brott är inte av intresse i första modellen, vid senare analyser utvecklas modellen för att kunna simulera brottgänsstillståndet.

Från sambandet mellan last och skjuvspänning som presenteras i figur 2.8 i Kapitel 2 noteras att spänningen börjar i kontaktytorna som ligger närmast lastpåföringspunkten. Därmed förväntas berget få högst spänning närmast lasten och avta i ett konliknande beteende nedåt. Även om modellen inte behandlar plasticering är det intressant att notera att samma fenomen uppstår även här. Det för att kunna verifiera modellens validitet samt att ha något att jämföra senare utvecklade modeller med.

Pålen- och förankringens utformning förenklas och beaktas enbart som ett ingjutet kamstål, eftersom de övriga komponenterna för påle respektive förankring enbart används för korrosionsskyddande egenskaper. Pålen och förankringen modelleras med antagandet att full vidhäftning uppnås mellan berg och kamstål. Inspiration till modellen hämtas från jord- och betongmodeller eftersom dessa har likheter med berg som material. Materialparametrar hämtas eller inspireras från avsnitt 3.3.

I modell för enskilt stag utnyttjas tvådimensionell axisymmetri och skalelement vilket medför att antalet frihetsgrader minskas. Skalelementet modelleras med två frihetsgrader och fyra noder, en nod i varje hörn av det kvadratiske elementet. Element med två frihetsgrader kan endast ta last i sitt egna plan,  $xy$ -planet i det här fallet. Med reducerad integration innebär det att Gauss-intergrationspunkterna reduceras i varje dimension jämfört med den exakta lösningen. Exempelvis, för ett fyra-nods kvadratisk skalelement reduceras intergrationspunkterna från  $2 \cdot 2 = 4$  till 1. Det illustreras enligt



**Figur 4.1:** Reducerad integration för ett fyra-nods kvadratisk element.

För bergmodellen och staget nyttjas en strukturerad elementindelning, då geometrin för respektive del är av solida kvadratiske 2D-element. Konvergensstudie utförs inte på modell 1 då vi endast vill uppvisa ett spänningsbeteende i berget. Elementindelningen gav 99453 och 2755 noder för berget respektive staget.

### 4.2.1 Geometri

Den passiva förankringen och mikropålen antas båda ha samma förankringslängd i berget,  $L_{\text{ingjuten}}$ , där den totala längden i berget är  $L_{\text{tot}}$ . Mikropålen förankras egentligen ytterligare, avseende packad fyllning och betongplatta, men då vi i modell för enskilt stag endast är intresserade av spänningsfördelningen i berget beaktas inte det.

### 4.2.2 Materialparametrar

Materialparametrar som nyttjas i modell för enskilt stag presenteras i tabell 4.1.

**Tabell 4.1:** Materialparametrar i modell 1.

Materialparametrar	E-modul	Densitet	Poissons tal
Berg	15 GPa	2700 kg/m <sup>3</sup>	0.4
Stag	210 GPa	7800 kg/m <sup>3</sup>	0.3

### 4.2.3 Randvillkor

Avseende randvillkor förhindras förskjutning i  $x$ -led längs bergelementets högra sida och  $y$ -led längs bottenytan. Längs bergelementets och stagets vänstra sida föreligger axisymmetriska förhållande vilket innebär att förskjutning i  $x$ -led samt rotation i  $y$ - och  $z$ -led förhindras.

### 4.2.4 Kontaktytor

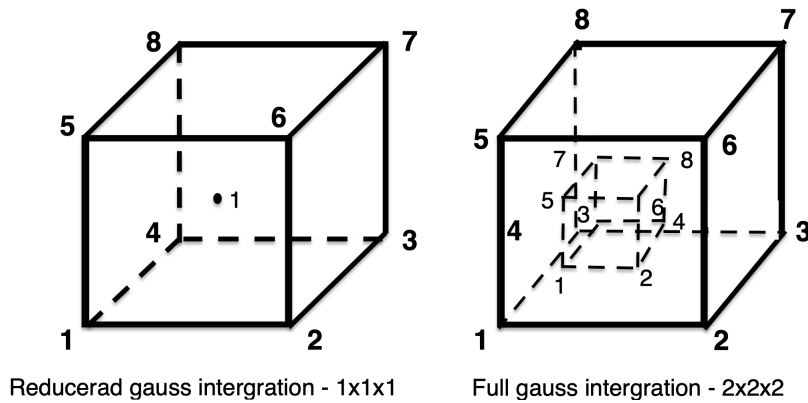
Full vidhäftning mellan stag och berg modelleras med Tie-kommandot där stagytan låses samman med borrhålets yta i berget. Det innebär i modellen att ytparet har samma translations och rotationsrörelse, vilket innebär att full samverkan mellan stag och berg uppstår. Tie kommandon nyttjas över den ytan som utgör förankringslängden,  $L_{\text{ingjuten}}$ .

### 4.2.5 Last

Staget belastas i  $y$ -led med en punktlast på 1000 kN, lasten appliceras som en koncentrerad kraft i toppen av staget längs den axisymmetriska linjen.

## 4.3 Tillämpningar vid 3D-modellering

I 3D-modelleringen används solida element i form av ett kubiskt format 8-nodigt Lagrange element, vilket även kallas för ett linjärt kubelement. Det kan vara en fördel att använda sig av ett linjärt element eftersom det genererar ett förhållandevis lågt antal frihetsgrader i relation till det kvadratiska som har 27 noder. Vid en finita elementberäkning i tre dimensioner får små modeller snabbt ett stort antal frihetsgrader vilket påverkar beräkningshastigheten. För att öka beräkningshastigheten ytterligare tillämpar även Abaqus reducerad integration, beskriven i ingressen, så antalet integrationspunkter reduceras med ett för varje dimension. Det medför att ett linjärt element med 8-noder reduceras ner till endast en integrationspunkt istället för åtta vilken placeras i centrum av elementet, (Oñate, 2009). Det illustreras enligt figur 4.2.



**Figur 4.2:** Reducerad intergration och full intergration för ett hexaedriskt element.

## 4.4 Modell - upplyftning

Utifrån modell med enskilt stag väljer vi att studera spänningsfördelningen i berget som uppstår när förankrings- och pålgrupp utsätts för upplyftning i 3-dimensioner. I denna modell beaktas utöver berget och stagen även betongmonoliten med trågväggar, den packade fyllningen, ballasten och injekteringsbetongen. Dragspänningar som uppstår i stagen undersöks avseende materialbrott, skjuvspänningar mellan berg och injekteringsbetong avseende vidhäftningsbrott samt normalspänningar som uppstår i bergskiktet kring borrhål. Analysen utgår från en 3D-modell där stagtyperna placeras utifrån betongmonoliten enligt figur 3.3. Modell för betongtråg under upplyftning utförs för passiva förankringar samt mikropålar.

### 4.4.1 Geometri

Berget modelleras i modell med upplyftning som ett 3D solitt element, se avsnitt 4.3, med materialegenskaper som bestäms från avsnitt 3.2. Geometrin för berget modelleras i  $xy$ -planet enligt mått för betongmonoliten i figur 3.3 med ett djup i  $z$ -led på 9.7 m. Berget modelleras med cirkulära hål med en diameter på 140 mm till ett djup i  $z$ -led som representerar förankringslängden  $L_{\text{ingjuten}}$  för respektive tråg enligt avsnitt 3.3.1 och 3.3.2. Betongmonolitens geometri modelleras i enlighet med avsnitt 3.1 figur 3.1 och 3.2 med ursparningar i form av hål med diameter 0.140 m samt djup på 0.5 m och placering enligt figur 3.3. Den packade fyllningen modelleras i enlighet med betongmonoliten avseende  $x$ - och  $y$ -led med ett djup på 0.3 m i  $z$ -led samt hål med diameter 0.140 m med placering enligt figur 3.3.

### 4.4.2 Materialparametrar

Materialparametrar som nyttjas i modell med upplyftning presenteras i tabell 4.2.



**Tabell 4.2:** Materialparametrar nyttjade i modell med upplyftning.

Materialparameter	E-modul	Densitet	Poissons tal
Berg	15 GPa	2700 kg/m <sup>3</sup>	0.4
Stag	210 GPa	7800 kg/m <sup>3</sup>	0.3
Injekteringsbetong	34 GPa	2500 kg/m <sup>3</sup>	0.2
Packad fyllning	0.05 GPa	2200 kg/m <sup>3</sup>	0

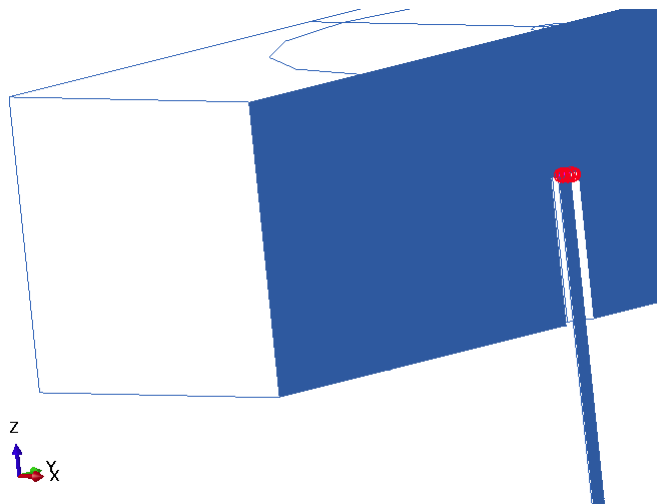
### 4.4.3 Randvillkor

Randvillkor i modell med upplyftning utgörs av att bergelementet, väggytorna i  $xy$ -planet och  $yz$ -planet förhindras att förskjutas i  $z$ - och  $x$ -riktningen respektive  $z$ - och  $y$ -riktningen.

### 4.4.4 Kontaktytor

Ytor mellan berg och injekteringsbetong samt mellan injekteringsbetong och stag modelleras med full samverkan, det vill säga att ingen glidning mellan komponenter kan uppstå. Samma gäller för kontaktytorna mellan bergelementets ovkant och den packade fyllningens underkant samt den packade fyllningens ovkant och betongplattan underkant.

I modell med upplyftning med passiva förankringar modelleras full samverkan mellan stagens toppyta och betongplattans ursparning i underkant. Vilket innebär att staget är fritt att röra sig i horisontell riktning över mantelytan mellan betongplatta och ingjutning i berg figur 4.3.



**Figur 4.3:** Full samverkan mellan toppyta av passiv förankring mot betongplatta i modell med upplyftning.

I modell med upplyftning med mikropålar modelleras, förutom toppytan av stagen, även stagens mantelyta mot ursparningar i betongplattan. Ursparningarna i betong-

plattan för mikropålar är av diameter 63.5 mm vilket innebär att inget fritt utrymme finns mellan stag och betongplatta som för passiv förankring.

#### 4.4.5 Last

Vid simulering av enbart upplyftning beräknas de dimensionerande lasterna med utgångspunkt från ekvation 2.9 och ekvation 2.10. Geometrin hämtas från avsnitt 3.1. I aktuellt fall blir egentyngderna gynnsamma, vilket innebär att  $\gamma_{Gj} = 1.0$  och  $\varepsilon = 1.0$ . Med antagandet att  $\psi_{0,i} = 1.0$ , och att upplyftningen är permanent ges enligt Swedish standards institute (2005) blir därmed

$$E_d = \gamma_d(\gamma_{Gj}(l_{BP} b_{BP} h_{BP} + b_{TV} l_{BP} h_{TV} n_{TV})\rho_{Be} g + ((b_{BP} - 2 b_{TV}) \cdot l_{BP} \cdot h_{Ba})\rho_{Ba} g) - (l_{BP} b_{BP}(h_{TV} + h_{BP}) \rho_{Va} g \gamma_{Q,i})$$

som med aktuell data blir

$$E_d = 1.0(1.0(12 \cdot 25 \cdot 1 + 0.5 \cdot 12 \cdot 5.5 \cdot 2) \cdot 2500 \cdot 9.81 + ((25-2 \cdot 0.5) \cdot 12 \cdot 0.7 \cdot 2500 \cdot 9.81)) - 12 \cdot 25 \cdot (5.5 + 1) \cdot 1000 \cdot 9.81 \cdot 1.1$$

vilket resulterar i

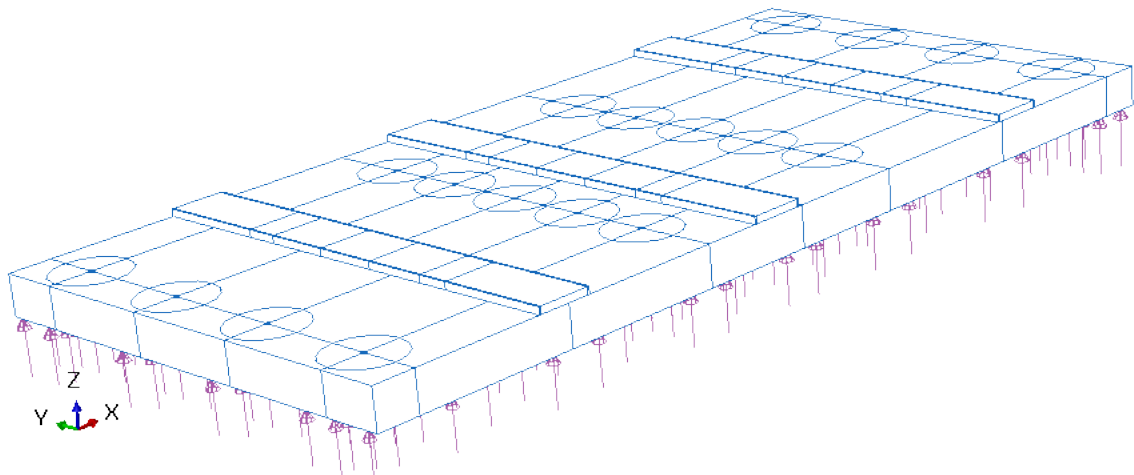
$$E_d = -7325 \text{ kN}$$

riktad uppåt. Följande beteckningar används

- BP=Betongplatta
- TV=Trågvägg
- Be=Betong
- Ba=Ballast
- Va=Vatten

De gynnsamma permanenta lasterna som verkar på betongplattan är egenvikt från trågväggarna enligt

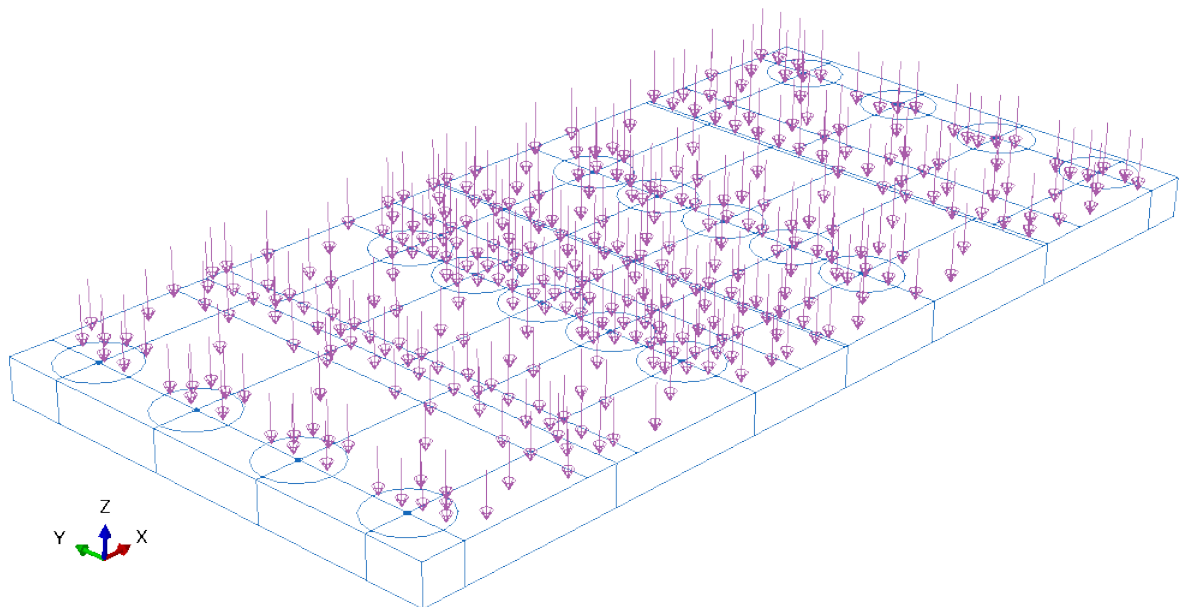
$$G_{\text{trågväggar,d,gynnsam}} = 5.5 \cdot 2500 \cdot 9.81 \cdot 1.0 = 134.89 \text{ kN/m}^2$$



**Figur 4.4:** Vattentryck applicerat som utbredd tryckkraft i underkant av betongplattans yta riktad i positiv z-riktning.

och egenvikt enligt

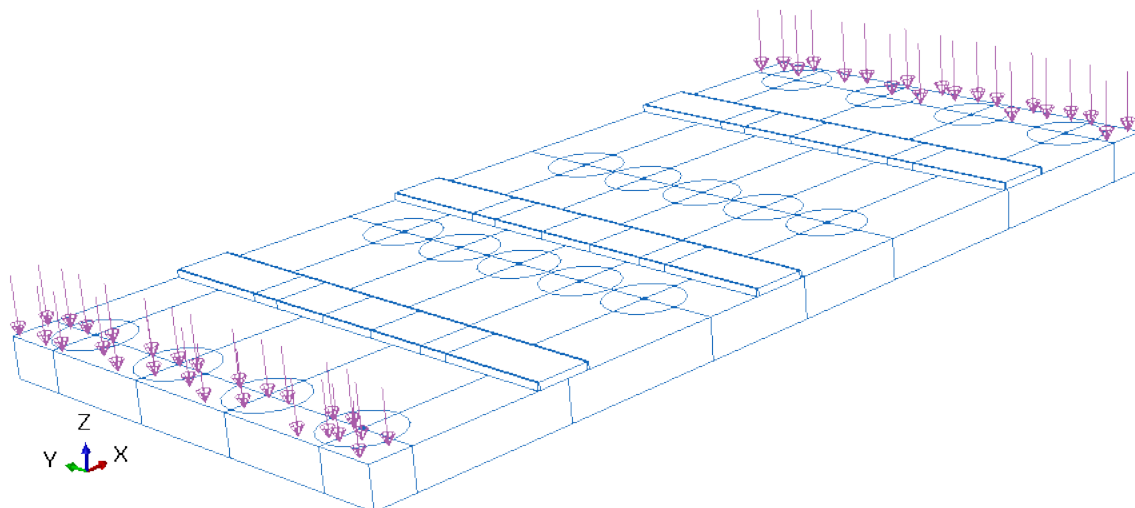
$$G_{\text{Ballast,d,gynnsam}} = 0.7 \cdot 2500 \cdot 9.81 \cdot 1.0 = 17.17 \text{ kN/m}^2$$



**Figur 4.5:** Egenvikt från ballast applicerad som utbredd tryckkraft i ovankant av betongplattans yta riktad i negativ z-riktning.

samt vattentryck enligt

$$G_{\text{vattentryck,d}} = 1000 \cdot 9.81 \cdot (5.5 + 1) \cdot 1.1 = 70.14 \text{ kN/m}^2$$



**Figur 4.6:** Egenvikt från trågväggar applicerad som utbredd tryckkraft i ovankant av betongplattans yta riktad i negativ  $z$ -riktning.

## 4.5 Konvergensstudie

För att åstadkomma en förhållandevis hög beräkningshastighet med acceptabla beräkningsresultat krävs att en konvergensstudie genomförs. Konvergensstudien genomförs på tråg 1, passiva förankringar, under förutsättningarna som presenteras i avsnitt 4.4. Genom att plotta medelvärdet av von-Mises spänning i respektive materialsikt som en funktion av antalet frihetsgrader kan ett konvergerande beteende undersökas. Det är för att skapa en korrelation mellan beräkningshastighet och noggrannheten i beräkningarna, det eftersom ett större antal frihetsgrader genererar en längre beräknings-tid. På de fiktiva spåren genomförs ingen konvergensstudie eftersom de endast verkar som ett element för lastöverföring.

Konvergensstudien för betongplattan och den packade fyllningen är tillförlitliga på modeller med mikropålar eftersom samma geometri och uppbyggnad av elementnäten föreligger. Konvergensstudie avseende berg, stag och injekteringsbetong utförda för passiva förankringar kan även nyttjas i modeller för mikropåle. För att geometrin för passiv förankring respektive mikropåle endast skiljer i längsled avseende stag samt injekteringsbetong och djup av borrhål avseende bergskikt. Genom att skala elementnätet på samma sätt för passiva förankringar som för mikropålar kan frihetsgraderna skalas på samma sätt. Elementindelning presenteras i kapitel 5 avsnitt 5.2.

## 4.6 Modell - tågtrafik

Utifrån förutsättningar angivna i modell med upplyftning avseende, materialparametrar, geometri, randvillkor och elementnät, väljer vi i modell med tågtrafik undersöka beteendet hos passiva förankringar och mikropålar utsatta för belastning från tågtrafik med lastkombination 1 och 2. Grundhypotesen är att rotation i betongplattan upp-

står avseende horisontella belastningar, vilket bidrar till att både drag- och tryckspänningar uppstår i stagen. Lastkombination 1 är utformat på så vis att minst rotation ska uppstå i betongplattan jämfört med lastkombination 2 som utformats för störst rotation. Det görs för att jämföra simuleringsresultat mellan modellerna utifrån inverkan av rotation. Beteendet vi undersöker är dragspänningar som uppstår i stagen avseende materialbrott, skjuvspänningar mellan berg och injekteringsbetong avseende vidhäftningsbrott och normalspänning i berget kring borrhål. Vattentryck försummas i modellen då det ses som en gynnsam last. Modell tågtrafik utförs för passiva förankringar samt mikropålar.

### 4.6.1 Last

De vertikala lasterna beräknas enligt STR och GEO med lastmodell LM71 enligt figur 3.10 där  $l_{Sp,utbredd} = 2.8$  m.

$$E_{d,1,V} = \gamma_d(\gamma_{Gj}(l_{BP} b_{BP} h_{BP} + b_{TV} l_{BP} h_{TV} n_{TV})\rho_{Be} g + (b_{BP} - 2 b_{TV})l_{BP} h_{Ba} \rho_{Ba} g) + n_{Sp} \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} 0.75 \alpha(2 q l_{Sp,utbredd} + 3P))$$

$$E_{d,1,V} = 1.0 \cdot (1.35 \cdot (12 \cdot 25 \cdot 1 + 0.5 \cdot 12 \cdot 5.5 \cdot 2) \cdot 2500 \cdot 9.81 + (12 - 0.5 \cdot 2) \cdot 25 \cdot 0.7 \cdot 2500 \cdot 9.81) + 3 \cdot 1.5 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot 1.33 \cdot (2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 2.8 + 3 \cdot 250 \cdot 10^3))$$

$$E_{d,1,V} = 20.9 \text{ MN}$$

och

$$E_{d,2,V} = \gamma_d(\gamma_{Gj}((l_{BP} b_{BP} h_{BP} + b_{TV} l_{BP} h_{TV} n_{TV})\rho_{Be} g + (b_{BP} - 2 b_{TV})l_{BP} h_{Ba} \rho_{Ba} g)) + n_{Sp} \gamma_{Q,1} \alpha(2 q l_{Sp,utbredd} + 3P))$$

$$E_{d,2,V} = 1.0 \cdot (1.35 \cdot 0.89 \cdot (12 \cdot 25 \cdot 1 + 0.5 \cdot 5.5 \cdot 12 \cdot 2) \cdot 2500 \cdot 9.81 + (12 - 2 \cdot 0.5) \cdot 25 \cdot 0.7 \cdot 2500 \cdot 9.81) + 3 \cdot 1.5 \cdot 1.33(2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 2.8 + 3 \cdot 250 \cdot 10^3))$$

$$E_{d,2,V} = 12.84 \text{ MN}$$

Där Sp står för spår.

Lastkombinationer för det mest ogynnsamma värdet tillämpas för verkan vertikalt. De horisontella lasterna beräknas också enligt ekvation 2.9 och ekvation 2.10, men eftersom inga permanenta laster föreligger i horisontell riktning är  $G_{kj} = 0$ . Eftersom STR är mest ogynnsamt i vertikal riktning dimensioneras de horisontella enligt samma ekvation. De dimensionerande accelerations- och bromskrafterna blir därmed

$$Q_{la,d} = \gamma_{Gj} 0.75 \cdot 0.75 \cdot 1.33 \cdot 33 = 24.7 \text{ kN/m}$$

och

$$Q_{lb,d} = \gamma_{Gj} 0.75 \cdot 0.75 \cdot 1.33 \cdot 20 = 15 \text{ kN/m}$$

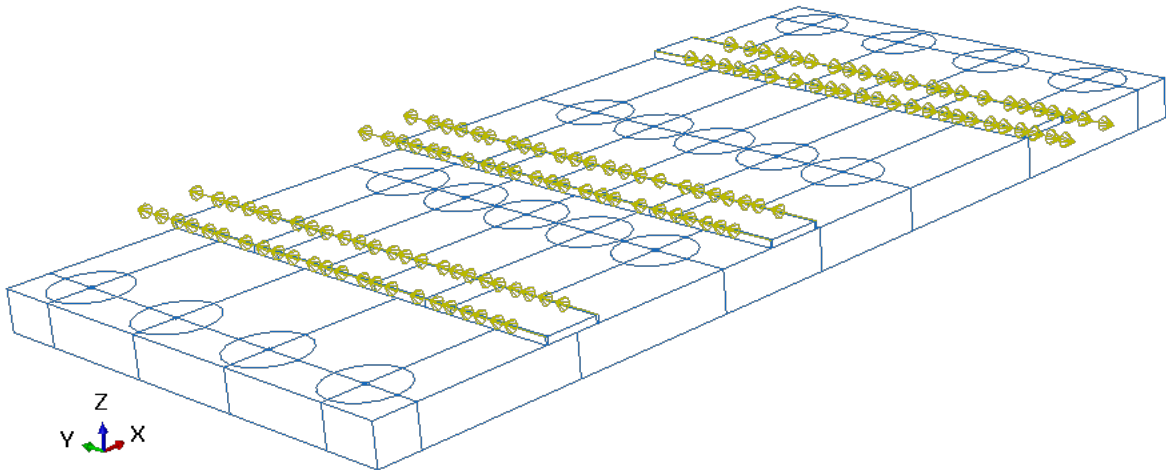
För att simulera den en horisontell linjelast har vi valt att fördela lasten på 121 st noder längs respektive räls längsriktning, 12 m, som koncentrerade statiska laster i  $y$ -led enligt

$$Q_{la,d} = 37.03 \cdot 12 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{121} = 1.84 \text{ kN}$$

och

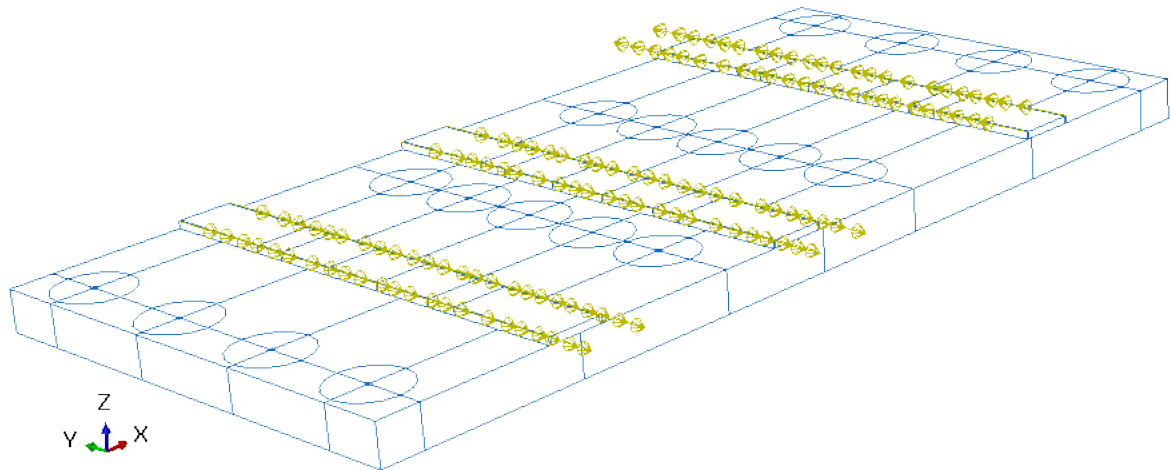
$$Q_{lb,d} = 22.44 \cdot 12 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{121} = 1.11 \text{ kN}$$

Accelerations- och bromskrafter appliceras i modell tågtrafik enligt två olika kombinationer, kombinationerna placeras för att skapa rotation av betongplattan. Första kombinationen, två bromskrafter och en accelerationskraft placeras för en gynnsam rotation, minsta möjliga rotation, enligt figur 4.7.



**Figur 4.7:** Lastkombination 1: Linjelaster avseende broms- och accelerationskrafter applicerade i  $y$ -led i ovankant av respektive spår och räls.

Andra kombinationen för störst rotation, två accelerationskraft och en bromskrafter, enligt figur 4.8.

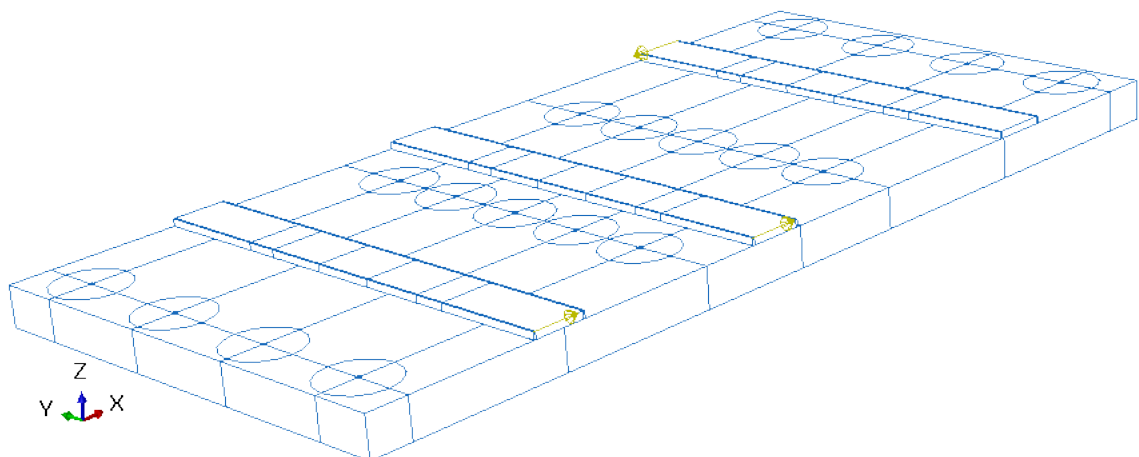


**Figur 4.8:** Lastkombination 2: Linjelaster avseende broms- och accelerationskrafter applicerade i  $y$ -led i ovankant av respektive spår och räl.

Sidokraften bestäms på samma sätt som för broms- och accelerationskraften

$$Q_{s,d} = \gamma_{Gj}\psi \cdot 0.75 \cdot \alpha \cdot Q_{s,k} = 112.2 \text{ kN}$$

där placering av punktlaster avseende sidokraft utförts utifrån det mest ogynnsamma fallet enligt figur 4.9.



**Figur 4.9:** Punktlaster avseende sidokraft applicerade i  $x$ -led i ovankant av respektive spår och räl.

Dimensionerande vertikal utbredd-,  $q_{\text{räl,d}}$ , och punktlaster,  $P_{\text{räl,d}}$ , från LM71 nyttjas i modellen enligt beräkning ovan

$$q_{\text{räl,d}} = 80 \cdot 1.5 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot 1.33 = 89.775 \text{ kN/m}$$

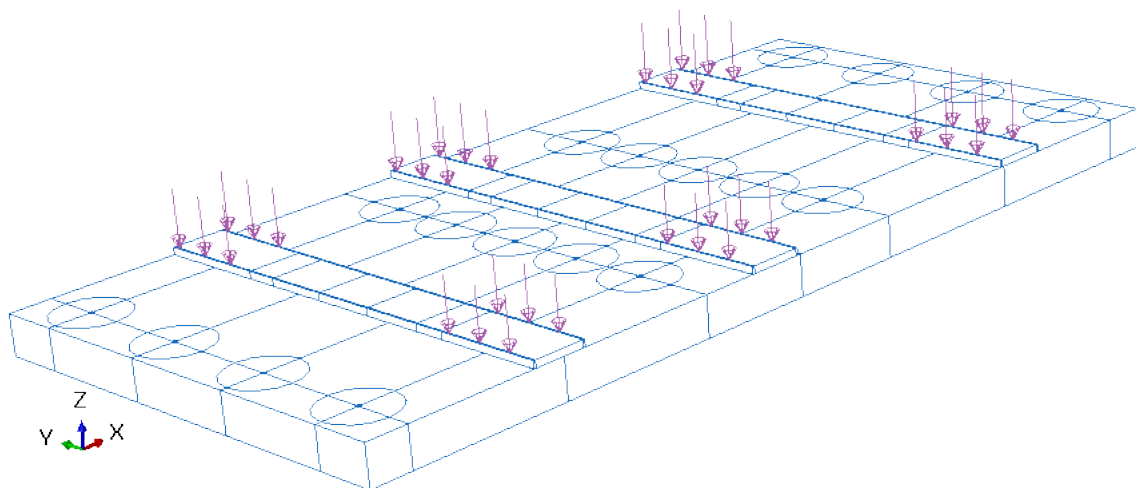
och

$$P_{\text{räl,d}} = 250 \cdot 1.5 \cdot 0.75 \cdot 0.75 \cdot 1.33 = 280.55 \text{ kN}$$

För att simulera en utbredda lasten och punktlasten från lastmodell, LM71, enligt avsnitt 3.4.3 modelleras de fiktiva spårelementet med två räl med en bredd på 50 mm. För att kunna applicera ett tryck över respektive räls yta, för att simulera den utbredda lasten. Punktlast modelleras per spår och appliceras i centrumlinjen av respektive räl. Vertikala utbredd skrivs om enligt

$$q_{\text{räl,d}} = 89.775 \cdot \frac{1}{0.05} \cdot \frac{1}{2} = 898 \text{ kN/m}^2$$

och appliceras per spår och respektive räl enligt figur 4.10.



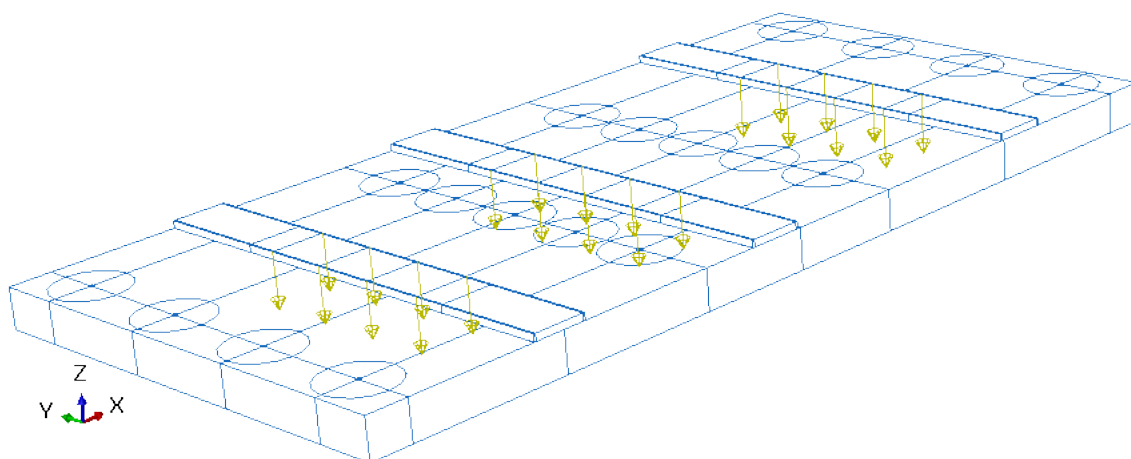
**Figur 4.10:** Utbredd last applicerade i z-led i ovankant av respektive spår och räl.

Vertikal punktlast skrivs om enligt

$$P_{\text{räl,d}} = 280.55 \cdot \frac{1}{2} = 140 \text{ kN}$$

och appliceras per spår och respektive räl enligt figur 4.11.





**Figur 4.11:** Punktlaster applicerade i  $z$ -led i ovankant av respektive spår och räl.

Egentyngder från ballast och trågväggar appliceras i modell med tågtrafik enligt avsnitt 4.4 figur 4.5 och 4.6. Däremot beaktas de som ogynnsamma permanenta laster och appliceras i modellen för trågväggarna som

$$G_{\text{trågvägg,d}} = 5.5 \cdot 2500 \cdot 9.81 \cdot 1.35 \cdot 0.89 = 162.1 \text{ kN/m}^2$$

och för ballasten som

$$G_{\text{ballast,d}} = 0.7 \cdot 2500 \cdot 9.81 \cdot 1.35 \cdot 0.89 = 20.6 \text{ kN/m}^2$$

## 4.7 Modell - sättning

Utifrån förutsättningar angivna i modell med tågtrafik avseende, materialparametrar, geometri, randvillkor, elementnät och lastfall, väljer vi i modell med sättning att beakta att sättning skett i den packade fyllningen för tråg 2, mikropålar. Hypotesen är att sättning kan leda till att all tryckbelastning i betongplattan överförs direkt till mikropålarna istället för att också fördelas till den packade fyllningen. Vi beaktar en sättning på 0.005 m i den packade fyllningen genom att modellera tjockleken till 0.295 m istället för tidigare 0.3 m. I modellen med sättning väljer vi att undersöka skjuvspänning längs injekteringsbetongens yta, normalspänning i stag och maximal skjuvspänning över ytan för borrhål i bergskikt samt injekteringsbetong. Eftersom passiva förankringar inte kan ta upp tryckkrafter påverkar inte en sättning i den packade fyllningen spänningsfördelningen i modellen. Därför simuleras inte en modell med sättning för passiva förankringar.

## 4.8 Modell - parameterstudie

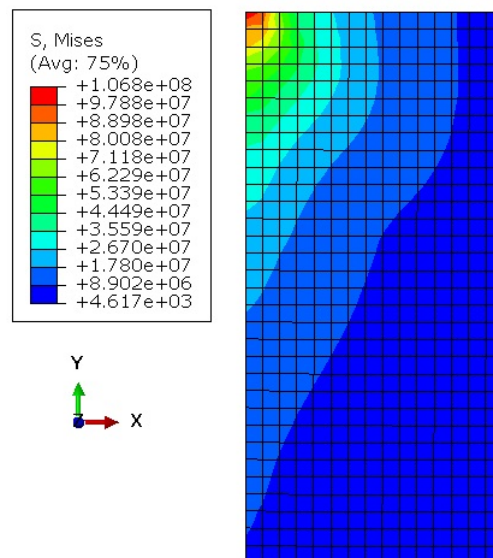
Utifrån förutsättningar angivna i modell med upplyftning avseende, geometri, randvillkor, elementnät och lastfall, väljer vi i modell 5 att beakta variation i bergskikten mekaniska egenskaper genom att utföra en parameterstudie. Studien utförs genom att variera berget elasticitetsmodul där materialegenskapen angiven i modell med upplyftning anses som högsta värde. I modellen undersöker vi spänningsfördelningen i berget, normalspänningar som uppstår i stagen avseende materialbrott och skjuvspänningar mellan berg och injekteringsbetong avseende vidhäftningsbrott som kan uppstå när förankrings- och pålgrupp utsätts för upplyftning. Parameterstudien utförs för passiva förankringar samt mikropålar.

# 5 Resultat

I kapitel presenteras resultat från simuleringar i Abaqus i form av modellillustrationer och beräkningsresultat.

## 5.1 Modell - enskilt stag

Modell för enskilt stag beaktar full vidhäftning mellan berg och stag, modellen påvisar spänningsbeteendet i berget vid dragbelastad passiva förankringar eller mikropålar. I figur 5.1 presenteras von Mises-spänningar i bergsiktet utan belastat stag.



**Figur 5.1:** Visualisering spänningsfördelning samt angivna spänningsnivåer i berget vid dragkraftsbelastat stag med 1000 kN. Axisymetriska förhållande föreligger.

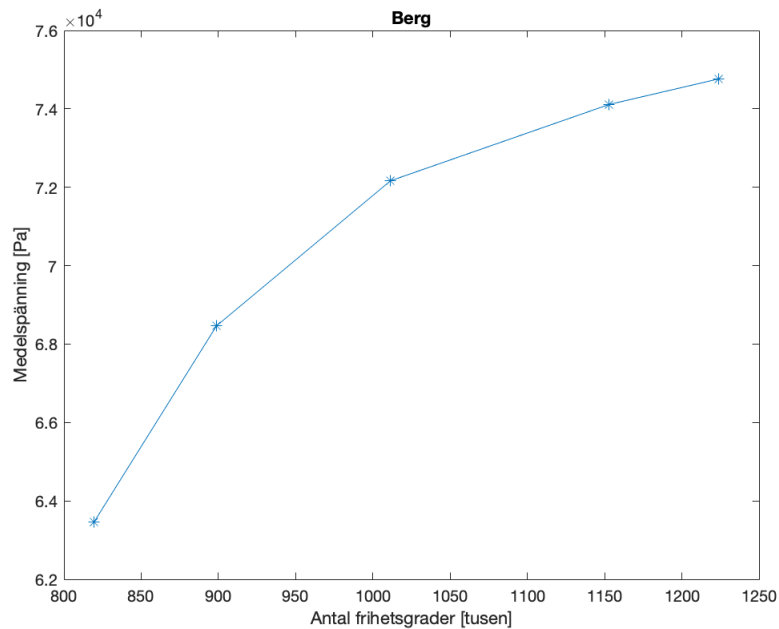
Största von Mises-spänning i berget uppstår närmast lastpåföring och minskar gradvis. Det går också att notera att spänningen rör sig likt en kon.

## 5.2 Konvergenstudie

Resultatet av konvergenstudien används i kommande modeller vilka presenteras nedan. För varje material presenteras vilket antal frihetsgrader som modellen använder.

## 5.2.1 Berg

I figur 5.2 presenteras resultatet från konvergensstudien för bergskiktet. Där varje punkt representerar medelspänningen i bergskiktet utifrån modell med passiva förankringar under upplyftning.



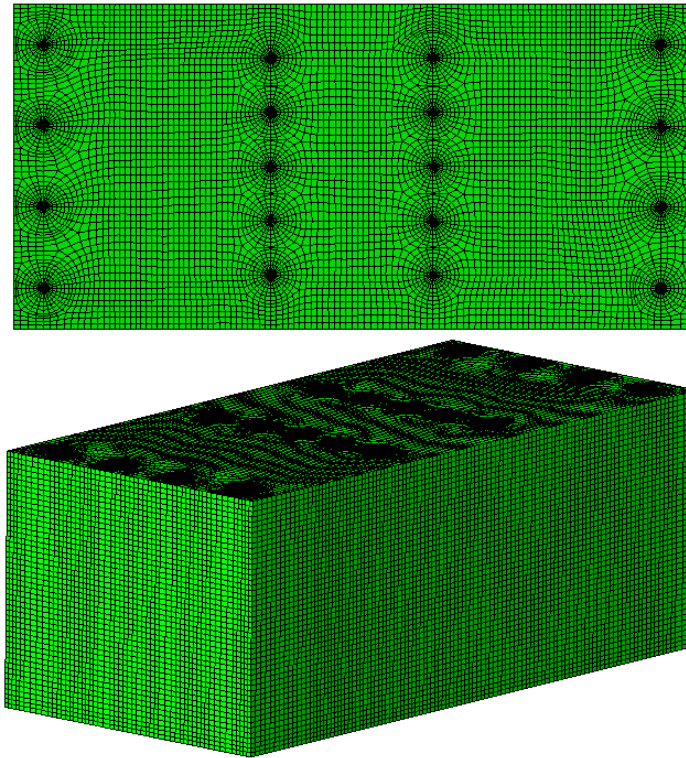
**Figur 5.2:** Konvergensstudie av bergskiktet där von-Mises medelspänningen plottas som en funktion av antalet frihetsgrader.

Genom att avläsa skillnaden i medelspänning mellan respektive punkt kan ett konvergerande beteende för berget avläsas. Differensen mellan punkterna presenteras i tabell 5.1.

**Tabell 5.1:** Skillnad i medelspänning mellan plottade punkter.

Punkt	1-2	2-3	3-4	4-5
Diff [%]	7.3	5.1	2.6	0.9

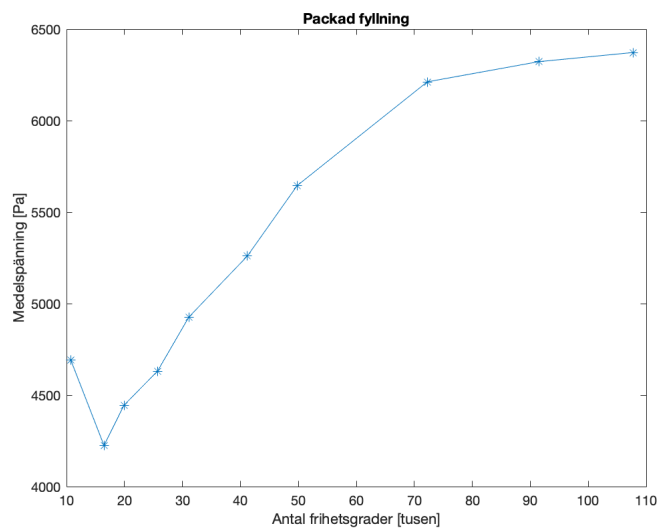
Konvergerande beteende ansågs uppnås mellan de sista två punkterna där differensen i medelspänning är 0.9 %. Antal frihetsgrader för bergskikt väljs till 1152900 med 384292 noder i följande modeller, elementindelning illustreras i figur 5.3.



**Figur 5.3:** Elementindelning avseende bergskikt sett från ovan, xy-planet, och från sidan i 3d-vy. Hämtat från simulering i Abaqus.

## 5.2.2 Packad fyllning

I figur 5.4 presenteras resultatet från konvergenstudien för skiktet packad fyllning. Där varje punkt representerar medelvärdet av von-Mises spänningen i skiktet packad fyllning utifrån modell 2.



**Figur 5.4:** Konvergenstudie av packad fyllning där medelvärdet av von-Mises spänning plottas som en funktion av antalet frihetsgrader.

Genom att avläsa skillnaden i medelspänning mellan respektive punkt kan ett konvergerande beteende för den packade fyllningen avläsas. Differensen mellan punkterna presenteras i tabell 5.2.

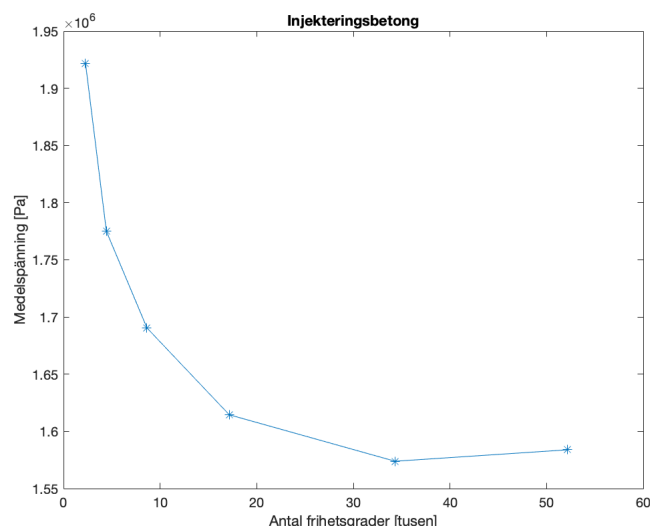
**Tabell 5.2:** Skillnad i medelspänning mellan plottade punkter.

Punkt	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
Diff [%]	11	4.9	4.0	6.0	6.3	6.8	9.1	1.7	0.8

Konvergerande beteende ansågs uppnås mellan de sista tre punkterna där differensen i medelspänning varierade mellan 1.7 och 0.8 %. Antal frihetsgrader för skiktet packad väljs till 91464 med 30488 noder i följande modeller.

### 5.2.3 Injekteringsbetong

I figur 5.5 presenteras resultatet från konvergenstudien för injekteringsbetong. Där varje punkt representerar medelspänningen i injekteringsbetongen utifrån modell 2.



**Figur 5.5:** Konvergenstudie av injekteringsbetong där medelvärdet av von-Mises spänning plottas som en funktion av antalet frihetsgrader.

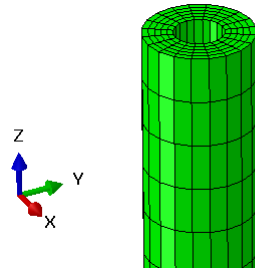
Genom att avläsa skillnaden i medelspänning mellan respektive punkt kan ett konvergerande beteende för injekteringsbetongen avläsas. Differensen mellan punkterna presenteras i tabell 5.3.

**Tabell 5.3:** Skillnad i medelspänning mellan plottade punkter.

Punkt	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Diff [%]	8.3	5.0	4.7	2.6	0.63

Konvergerande beteende ansågs uppnås mellan de sista tre punkterna där differensen i

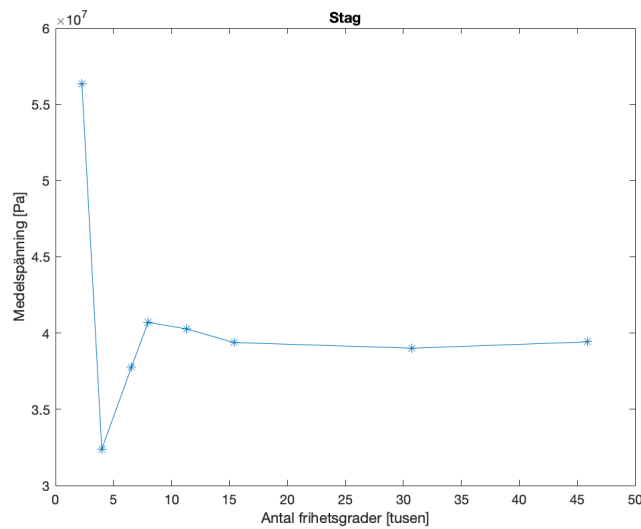
medelspänning varierade mellan 2.6 % och 0.63 %. Antal frihetsgrader för injekteringsbetongen väljs till 52179 med 17393 noder för passiva förankringar, 20520 frihetsgrader med 6840 noder för mikropålar under mitt sektionen respektive 35175 frihetsgrader med 11725 noder under trågväggarna. Elementindelning för injektering i modell med passiva förankringar och mikropålar illustreras, där indelningen skalas beroende på längd på injekteringsbetongen i respektive modell, därav olika frihetsgrader och noder.



**Figur 5.6:** Illustration av elementindelning för injekteringsbetong för både modell med passiva förankringar och mikropålar.

### 5.2.4 Passiva förankringar och mikropålar

I figur 5.7 presenteras resultatet från konvergensstudien för staget. Där varje punkt representerar medelspänningen i staget utifrån modell 2.



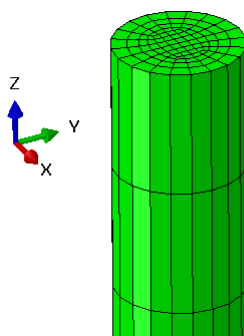
**Figur 5.7:** Konvergensstudie av staget där medelvärdet av von-Mises spänning plottas som en funktion av antalet frihetsgrader.

Genom att avläsa skillnaden i medelspänning mellan respektive punkt kan ett konvergerande beteende för staget avläsas. Differensen mellan punkterna presenteras i tabell 5.4.

**Tabell 5.4:** Skillnad i medelspänning mellan plottade punkter.

Punkt	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Diff [%]	73.9	14.2	7.2	1.1	2.3	0.95	1.05

Konvergerande beteende ansågs uppnås mellan de sista två punkterna där differensen i medelspänning varierade mellan 1.1 och 0.95 %. Antal frihetsgrader för staget väljs till 45885 med 15295 noder för passiva förankringar, 22425 frihetsgrader med 7475 noder för mikropålar under mitt sektionen respektive 36225 frihetsgrader med 12075 noder under trågväggarna. Ett större antal frihetsgrader väljs för respektive stag trots tidigare uppnådd konvergens för att förenkla undersökning av spänningsfördelning avseende dragspänning och skjuvspänning. Elementindelning för stag i modell med passiva förankringar och mikropålar illustreras i figur 5.8, där indelningen skalas beroende på längd på staget i respektive modell, därav olika frihetsgrader och noder.

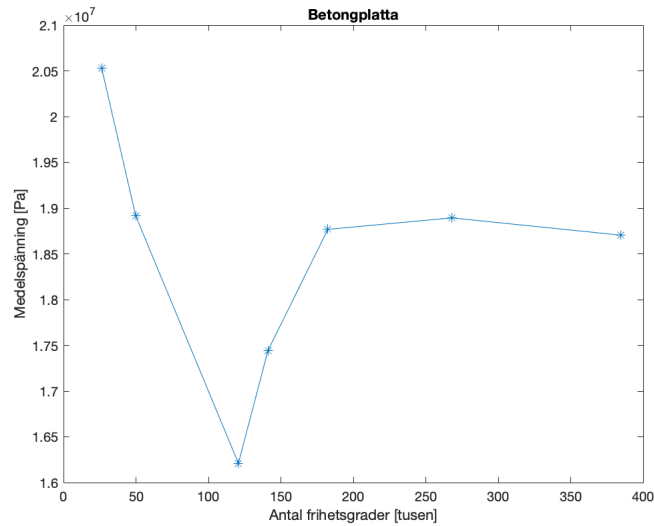


**Figur 5.8:** Illustration av elementindelning för stag för både modell med passiva förankringar och mikropålar.

### 5.2.5 Betongplatta

I figur 5.9 presenteras resultatet från konvergensstudien för betongplattan. Där varje punkt representerar medelspänningen i betongplattan utifrån modell 2.





**Figur 5.9:** Konvergenstudie av betongplattan där medelvärdet av von-Mises spänning plottas som en funktion av antalet frihetsgrader.

Genom att avläsa skillnaden i medelspänning mellan respektive punkt kan ett konvergerande beteende för betongplattan avläsas. Differensen mellan punkterna presenteras i tabell 5.5.

**Tabell 5.5:** Skillnad i medelspänning mellan plottade punkter.

Punkt	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Diff [%]	8.5	16.7	7.1	7.05	0.7	1.0

Konvergerande beteende ansågs uppnås mellan de sista tre punkterna där differensen i medelspänning varierade mellan 0.7 och 1.0 %. Antal frihetsgrader för betongplatta väljs till 182382 med 60794 noder i följande modeller.

### 5.3 Modell - upplyftning

Resultat i form av tabeller och grafer när modell med passiva förankringar och mikropålar blir utsatta för en upplyftande kraft.

### 5.3.1 Maximal skjuvspänning

**Tabell 5.6:** Maximal skjuvspänning per borrhål i bergskiktet för modell med passiva förankringar respektive mikropålar. Numrering enligt figur 3.3.

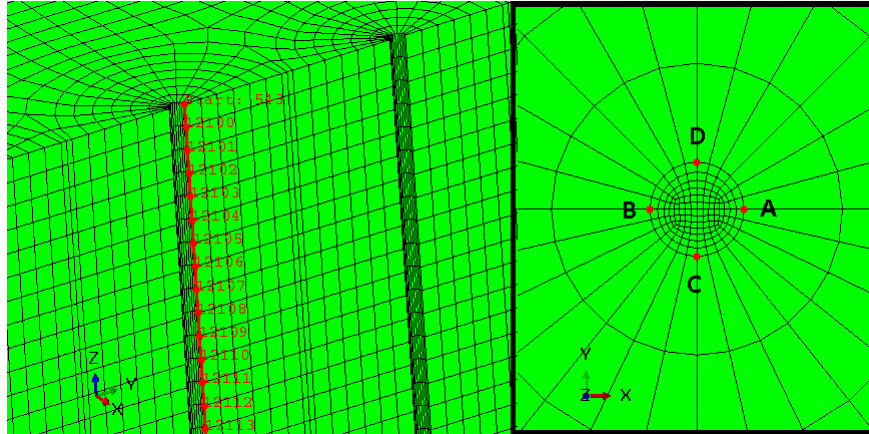
Passiva förankringar	$\tau_{max}$	$\tau_{max}$	Mikropålar	$\tau_{max}$	$\tau_{max}$	[MPa]
	Berg	Injekteringsbetong		Berg	Injekteringsbetong	
1	0.066	0.130	1	0.549	14.8	
2	0.110	0.217	2	0.493	9.87	
3	0.110	0.217	3	0.475	8.09	
4	0.066	0.129	4	0.472	6.72	
5	0.144	0.379	5	0.874	46.3	
6	0.197	0.569	6	0.752	31.8	
7	0.194	0.624	7	0.723	27.6	
8	0.192	0.570	8	0.750	31.4	
9	0.127	0.379	9	0.876	46.5	
10	0.144	0.379	10	0.880	46.8	
11	0.179	0.379	11	0.741	31.4	
12	0.212	0.622	12	0.708	27.1	
13	0.184	0.569	13	0.739	31.0	
14	0.144	0.379	14	0.881	47.2	
15	0.064	0.130	15	0.560	15.1	
16	0.110	0.228	16	0.481	8.05	
17	0.110	0.217	17	0.450	5.84	
18	0.066	0.129	18	0.481	5.36	

I tabell 5.6 presenteras största skjuvspänning som inträffar vid varje borrhål i berget och injekteringsbetongen. Skjuvspänning som uppstår i berget skiljer sig mellan mikropålar och passiva förankringar. Skillnaden för till exempel borrhål 1 är att kvoten mellan största skjuvspänning för modellen med mikropålar och passiva förankringar ungefär 8 och för hål 12 är kvoten ungefär 3.3. För injekteringsbetongen är det ännu större skillnader mellan lösningsalternativen, för hål 1 blir kvoten ungefär 115 och för hål 12 ungefär 44. Eftersom lokala extremvärden kan uppstå plottas skjuvspänningen i  $xz$ - respektive  $yz$  - riktningen. Största skjuvspänning i respektive riktning redovisas i tabellform och genom grafer.

### 5.3.2 Berg

#### Skjuvspänning

Skjuvspänning avläses runt borrhålen i bergmodellen för modellen med passiva förankringar respektive mikropålar genom att plotta skjuvspänning,  $\tau_{xz}$  och  $\tau_{yz}$ , i  $z$ -led längs fyra olika punkter i varje borrhål. Positionerna A, B, C och D nyttjas i figur 5.10.



**Figur 5.10:** Illustration över var spänningar avläses från modellerna för borrhål i berg.

Största skjuvspänning och medelskjuvspänning per borrhål presenteras utifrån den position i borrhålet som blir mest utsatt för modell med passiva förankringar enligt tabell 5.7.

**Tabell 5.7:** Skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  riktningen i borrhål för bergskiktet i modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	$\max\{\tau_{xz}; \tau_{yz}\}$	Position	Störst medel	Position [MPa]
1	0.0177	D	0.012	D
2	0.0098	C	0.0019	D
3	0.0010	C	0.0037	C
4	0	-	0	-
5	0.048	D	0.032	C
6	0.032	C	0.015	C
7	0.0291	C	0.039	C
8	0.0262	B	0.010	C
9	0.019	B	0.0029	B
10	0.048	D	0.032	C
11	0.031	C	0.015	C
12	0.030	C	0.004	C
13	0.025	B	0.004	B
14	0.018	B	0.007	B
15	0.028	A	0.020	A
16	0.054	A	0.038	A
17	0.054	A	0.044	A
18	0.028	A	0.020	A

$$\text{Störst medel} = \max\{\tau_{xz,mean}(\geq 0); \tau_{yz,mean}(\geq 0)\}$$

$$\text{Minst medel} = \min\{\tau_{xz,mean}(\leq 0); \tau_{yz,mean}(\leq 0)\}$$

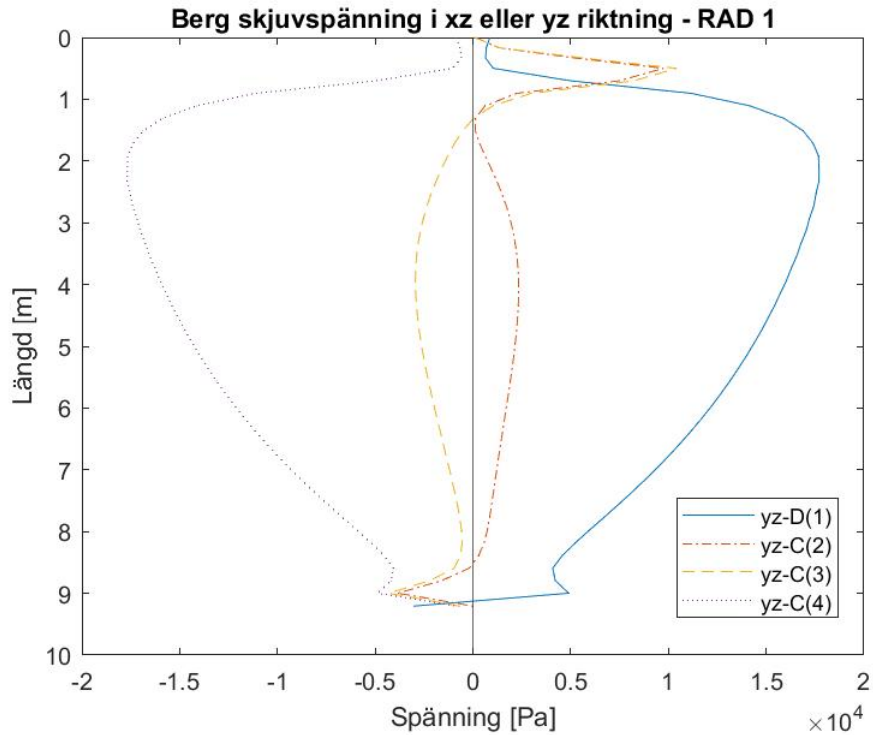
I modell med mikropålar avläses skjuvspänning för samtliga borrhål i berget enligt samma metod och redovisas i tabell 5.8.

**Tabell 5.8:** Skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$ - riktningen i borrhål för bergskiktet i modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

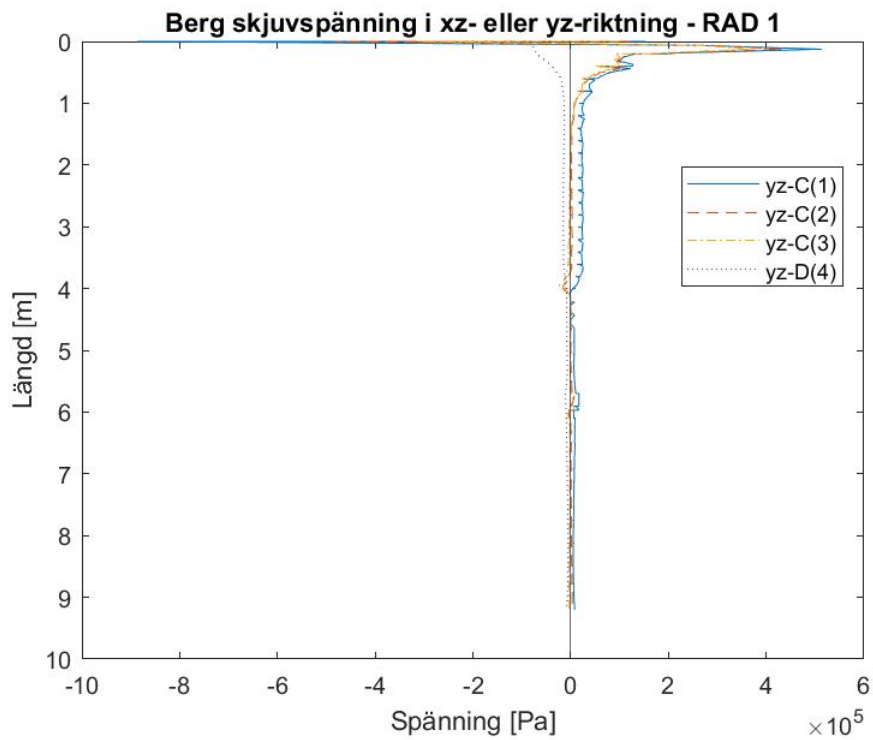
Mikropålar	$\max\{\tau_{xz}; \tau_{yz}\}$	Position	Störst medel	Position [MPa]
1	0.512	C	0.037	B
2	0.432	C	0.045	B
3	0.367	C	0.041	C
4	0.219	D	0.028	B
5	1.384	C	0.072	C
6	1.206	C	0.062	C
7	1.147	C	0.162	B
8	1.165	C	0.160	C
9	0.131	C	0.239	C
10	1.400	C	0.073	C
11	1.20	C	0.062	C
12	1.142	C	0.074	C
13	1.160	C	0.083	C
14	1.33	C	0.24	C
15	0.520	C	0.029	C
16	0.055	A	0.034	A
17	0.055	A	0.038	A
18	0.030	A	0.019	A

I jämförelse av skjuvspänningen i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i tabell 5.8 och tabell 5.7 visar de likt enligt tabell 5.6 att modellen med mikropålar får större toppvärden än modellen med passiva förankringar. Kvoten mellan största skjuvspänning i hål 1 för modellerna mellan blir ungefär 28.9 och för hål 12 blir den ungefär 38.1. Kvoten mellan toppvärdena och medelvärdena för respektive modell visar också skillnader, för hål 1 för mikropålar blir kvoten mellan toppvärdet och medelvärdet ungefär 13.8 och för hål 12 ungefär 15.4. För modellen med passiva förankringar blir kvoten för istället ungefär 1.5 och ungefär 7.5.

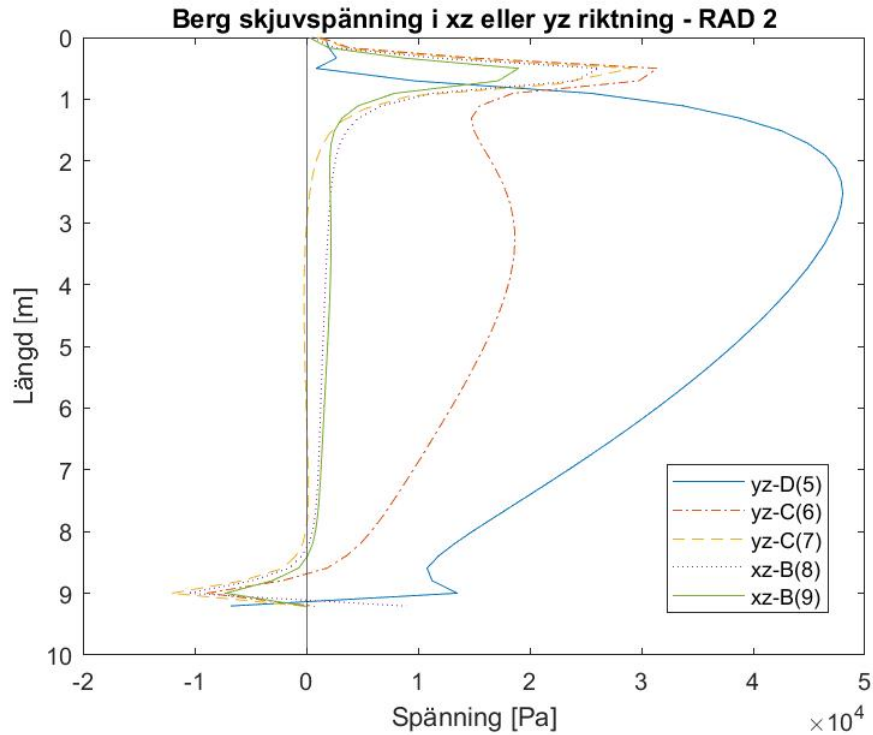
För att illustrera fördelningen av skjuvspänning i borrhålen för modellen med passiva förankringar och mikropålar plottas skjuvspänning över längden i  $z$ -led för den position i respektive borrhål som har största skjuvspänning i respektive rad i  $xz$ - och  $yz$ - riktningen. Rader definieras enligt figur 3.3 och positioner enligt figur 5.10. Graferna presenteras med modell för passiva förankringar följt av mikropålar.



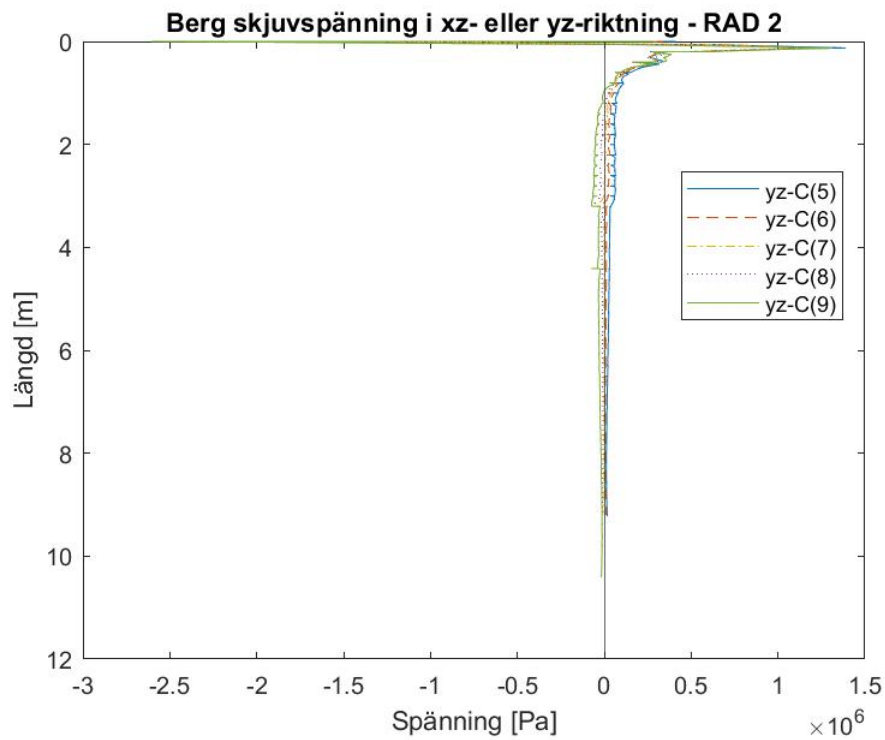
**Figur 5.11:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med passiva förankringar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



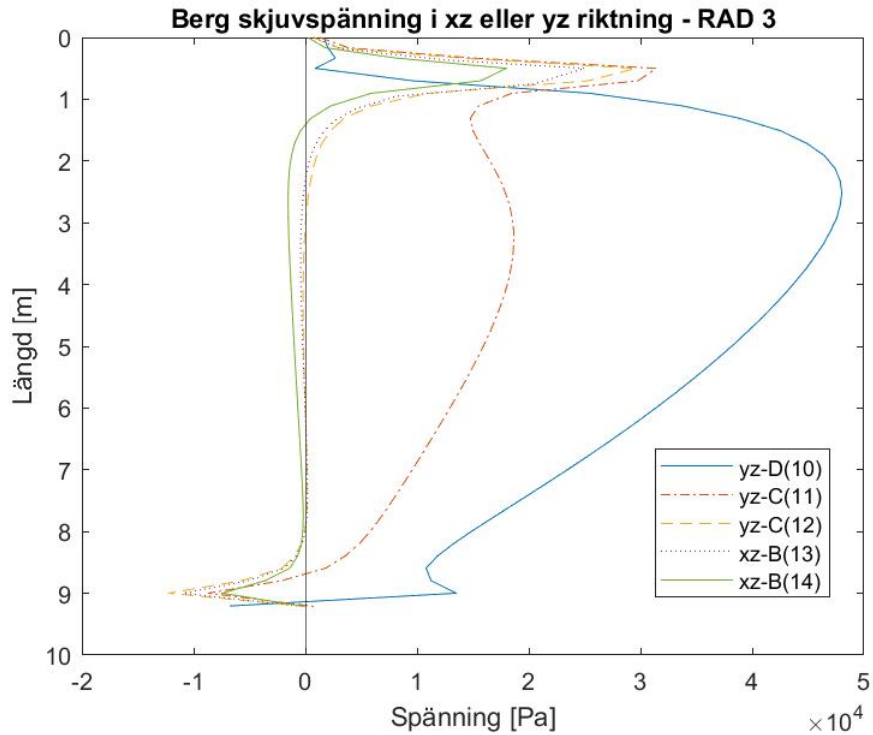
**Figur 5.12:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med mikropålar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



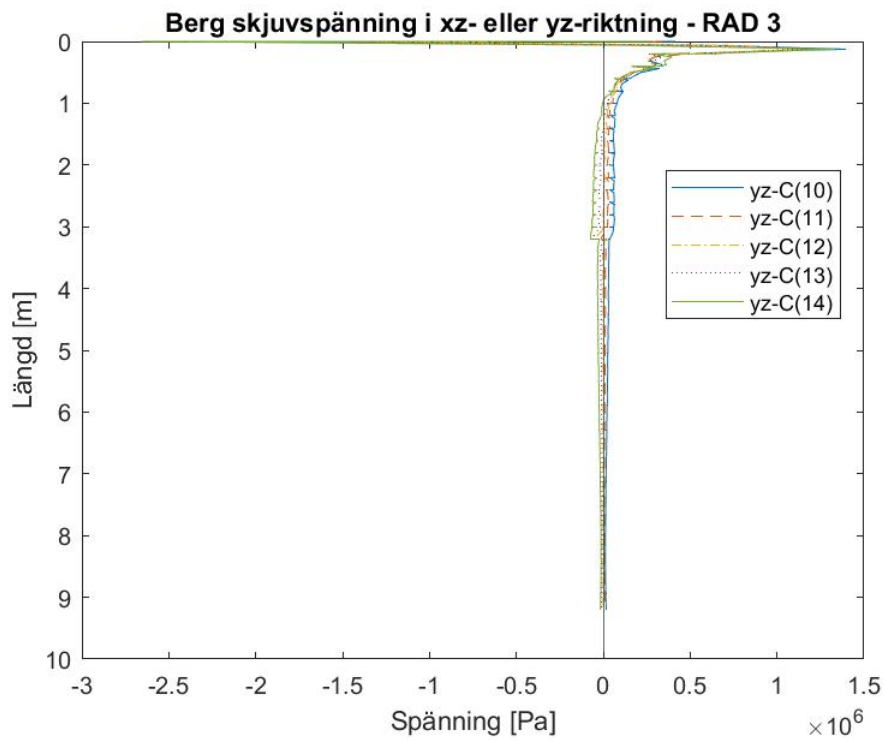
**Figur 5.13:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med passiva förankringar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



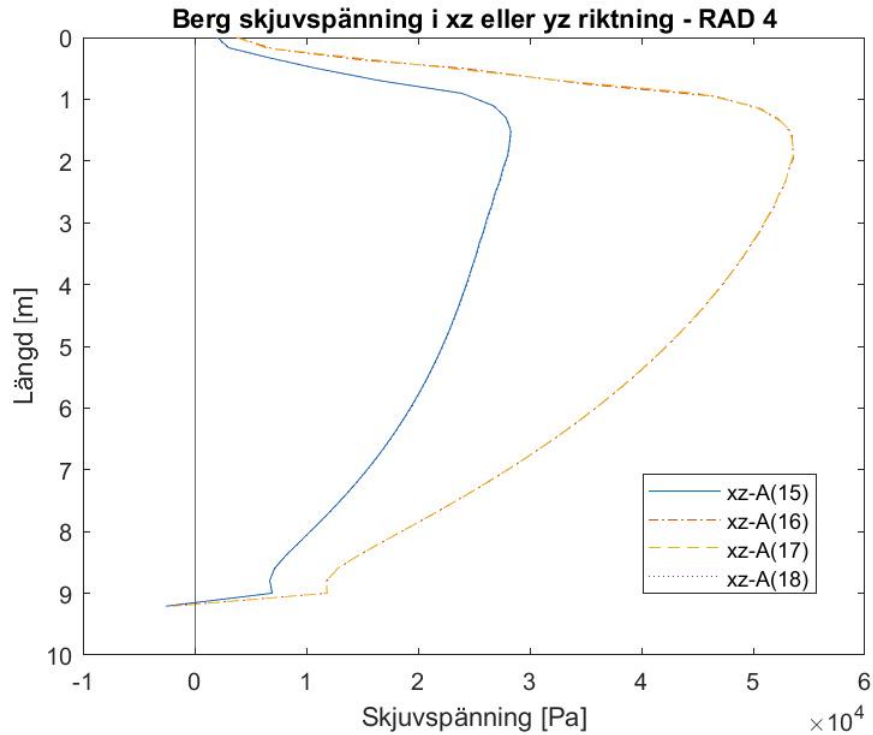
**Figur 5.14:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med mikropålar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



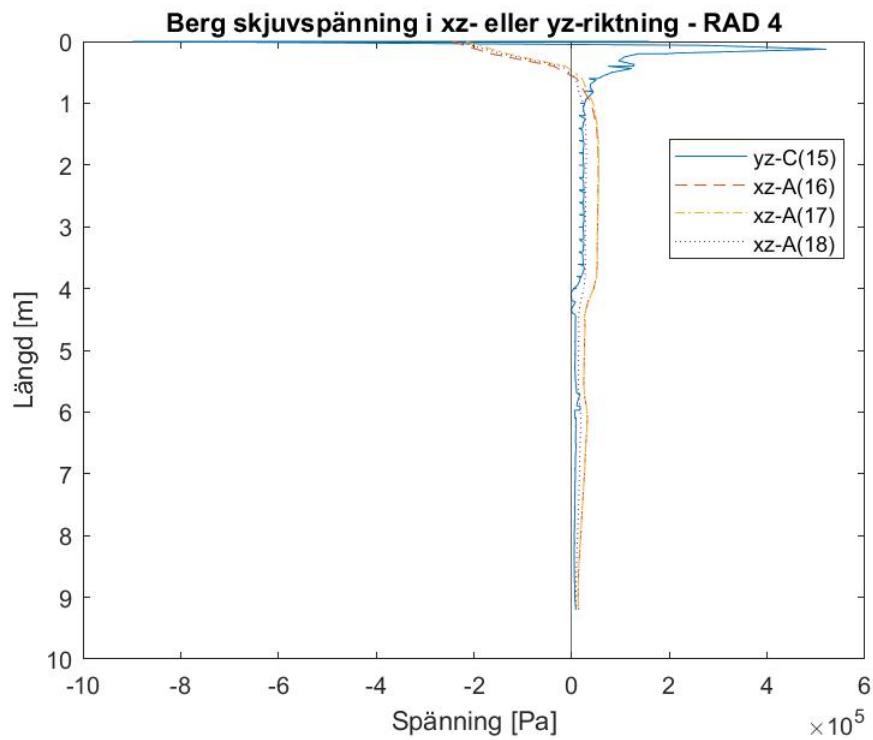
**Figur 5.15:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med passiva förankringar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.16:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med mikropålar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.17:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med passiva förankringar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.18:** Störst skjuvspänning per rad och position för modell med mikropålar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i berghålen under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



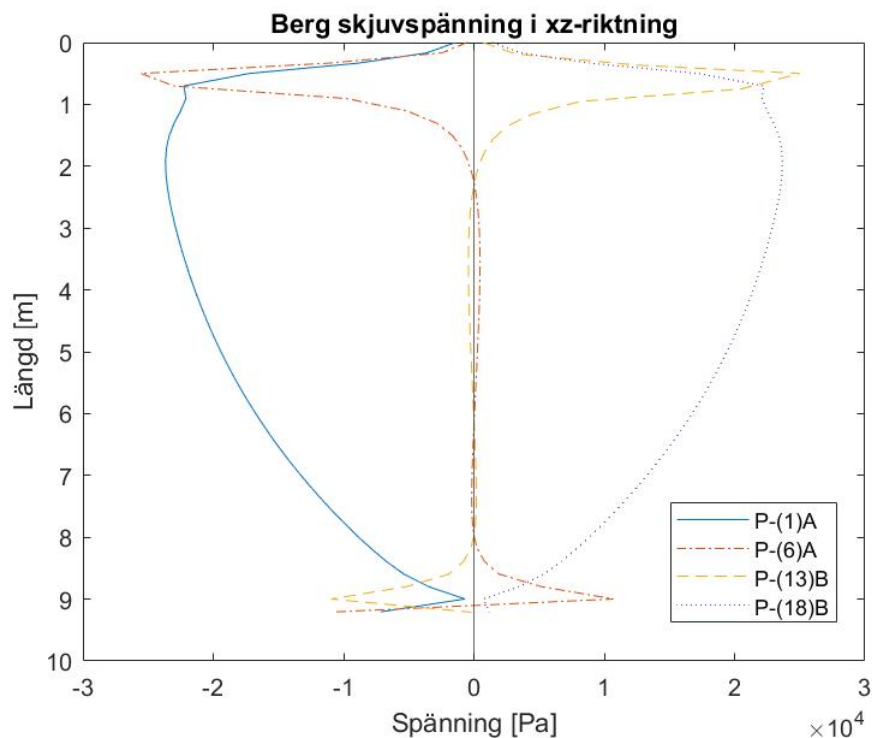
I figurerna 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17 och 5.18 påvisas generellt att skjuvspänningsfördelningen över borrhålens längd är betydligt mer jämn för passiva förankringar än för mikropålar. Det vill säga att det finns höga toppvärde för mikropålar men de avtar snabbt. För passiva förankringar syns inte samma beteende utan har en mer jämn fördelning över längden.

För att undersöka om det uppstår någon typ av symmetri avseende skjuvspänning längs ytan i borrhålen i bergskiktet undersöks de hål som går diagonalt över trågmonoliten, position 1, 6, 13 och 18. Största respektive minsta skjuvspänning för modell med passiva förankringar presenteras i tabell 5.10.

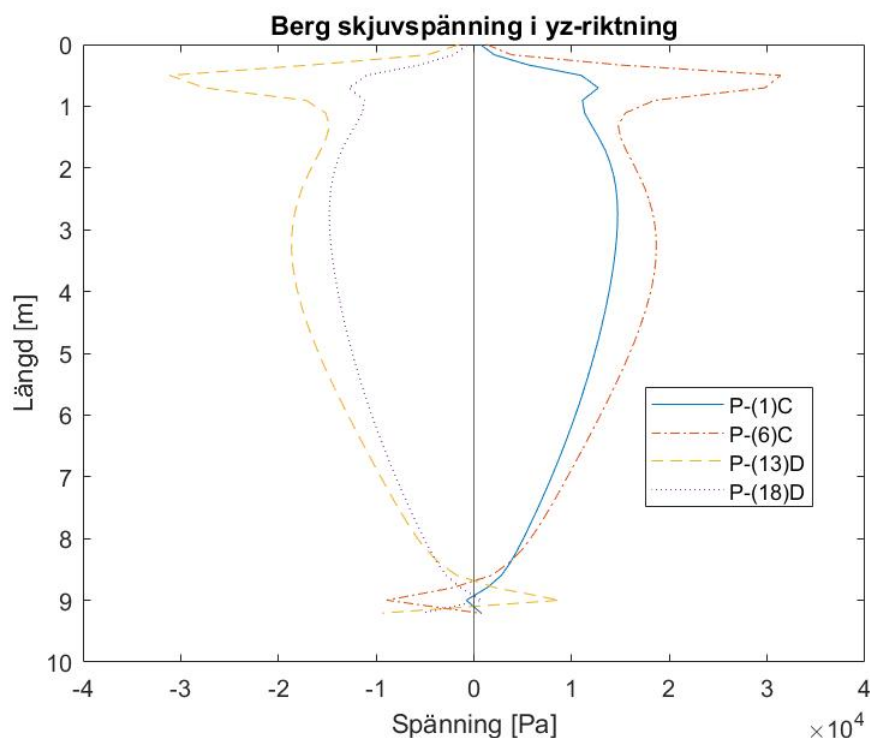
**Tabell 5.9:** Skjuvspänningar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen på berget i borrhål 1, 6, 13 och 18 i modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	$\max\{\tau_{xz}\}$	$\min\{\tau_{xz}\}$	$\max\{\tau_{yz}\}$	$\min\{\tau_{yz}\}$	[MPa]
1	$-6.91 \cdot 10^{-4}$	-0.028	0.018	-0.0031	
6	0.026	-0.026	0.031	-0.022	
13	0.025	-0.026	0.021	-0.03	
18	0.028	$7.88 \cdot 10^{-4}$	0.0031	-0.018	

Skjuvspänning över längden i borrhål 1, 6, 13 och 18 presenteras i figur 5.19 och 5.20.



**Figur 5.19:** Visualisering av skjuvspänningar för passiva förankringar i  $xz$ -riktningen i bergförankringshål 1, 6, 13 och 18 under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



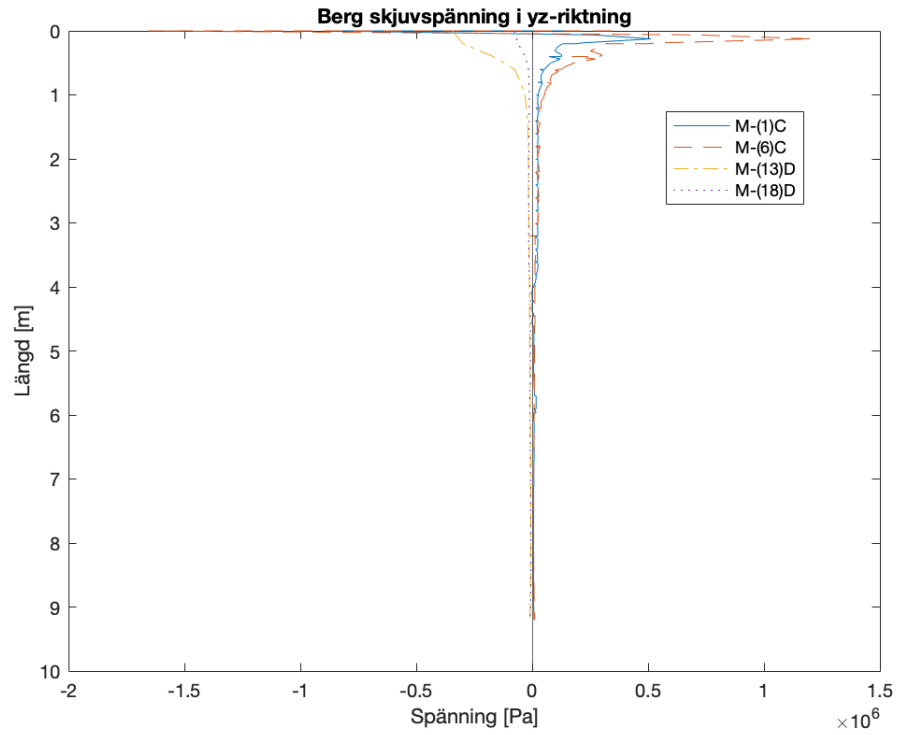
**Figur 5.20:** Visualisering av skjuvspänningar för passiva förankringar i  $yz$ -riktningen i bergförankringshålen 1, 6, 13 och 18 under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

För att undersöka om det uppstår någon typ av symmetri avseende skjuvspänning längs ytan i borrhålen i bergskiktet undersöks de hål som går diagonalt över trågmonoliten, position 1, 6, 13 och 18, för mikropålar. Största och minsta skjuvspänning för borrhål 1, 6, 13 och 18 presenteras i tabell 5.10.

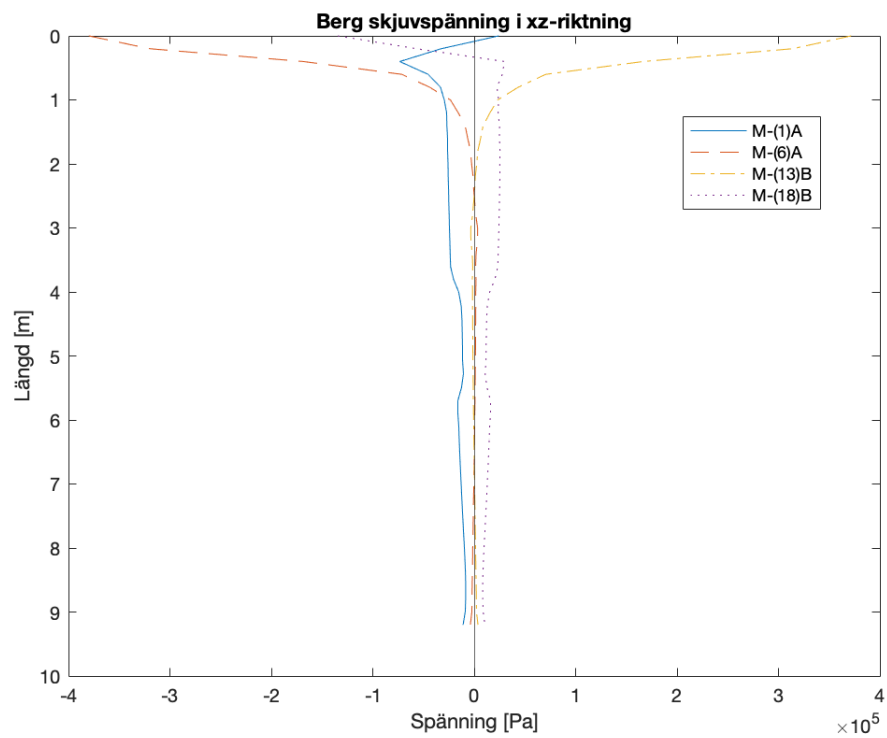
**Tabell 5.10:** Största och minsta skjuvspänningar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen på berget i borrhål 1, 6, 13 och 18 i modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Mikropålar	$\max\{\tau_{xz}\}$	$\min\{\tau_{xz}\}$	$\max\{\tau_{yz}\}$	$\min\{\tau_{yz}\}$	[MPa]
1	0.063	-0.074	0.512	-0.065	
6	0.167	-0.169	0.121	-0.164	
13	0.167	-0.165	0.116	-0.169	
18	0.03	-0.02	0.157	-0.041	

Skjuvspänning över längden i borrhål 1, 6, 13 och 18 presenteras i figur 5.21 och 5.22.



**Figur 5.21:** Visualisering av skjuvspänningar för mikropålar i  $yz$ -riktningen i bergförankringshål 1, 6, 13 och 18. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.22:** Visualisering av skjuvspänningar för mikropålar i  $xz$ -riktningen i bergförankringshål 1, 6, 13 och 18. Numrering enligt figur 3.3.

För att undersöka var i borrhålen i bergskiktet som största respektive minsta värde uppstår upprättas tabell 5.11.

**Tabell 5.11:** Positionering, enligt figur 5.10, var största och minsta skjuvspänning inträffar för respektive borrhål modellen för med passiva förankringar och mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	Största värde	Minsta värde	Mikropålar	Största värde	Minsta värde
1	D	B	1	C	A
2	C	B	2	C	A
3	C	B	3	C	A
4	C	B	4	D	C
5	D	A	5	C	A
6	C	A	6	C	A
7	C	D	7	C	B
8	B	D	8	C	D
9	B	C	9	C	D
10	D	A	10	C	A
11	C	A	11	C	A
12	C	D	12	C	A
13	B	D	13	C	D
14	B	C	14	C	D
15	A	D	15	C	D
16	A	D	16	A	C
17	A	D	17	A	C
18	A	C	18	A	C

## Normalspänning i berget

**Tabell 5.12:** Normalspänningar i berget för de hål i varje rad som blir utsatt för störst maximala skjuvspänningar enligt tabell 5.6.

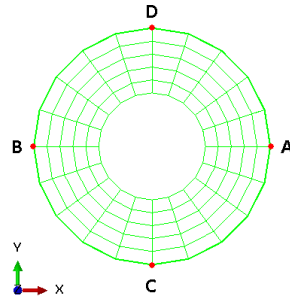
Passiva förankringar		Mikropålar		[MPa]
Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{max}$	
3	0.071	1	0.60	
6	0.036	9	0.82	
12	0.039	14	0.82	
16	0.062	15	0.61	

Värdena från tabell 5.12, kan jämföras med draghållfastheten från tabell 3.1, där draghållfastheten uppskattas vara 4-7 % av tryckhållfastheten i avsnitt 3.2. Under idealiska förhållanden, det vill säga inga sprickor eller försvagningszoner, som har antagits i simuleringarna skulle det generera en draghållfasthet i berget på mellan 0.96 till 1.68 MPa.

### 5.3.3 Injekteringsbetong

#### Skjuvspänning

För injekteringsbetong avläses skjuvspänningar för passiva förankringar respektive mikropålar genom att plotta skjuvspänning över längden utifrån fyra olika punkter enligt figur 5.23.



**Figur 5.23:** Punkter för injekteringsbetong där spänning avläses i  $z$ -led över längden för skjuvspänningar i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen. Punkterna avser injekteringsbetongens yttre yta.

Största skjuvspänning och medelskjuvspänning för varje injekteringsbetong presenteras från den positionen figur 5.23 illustrerar som blir mest utsatt. Avläsning sker för modellen passiva förankringar och presenteras i tabell 5.13.

**Tabell 5.13:** Skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen i injekteringsbetongen för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	$\max\{\tau_{xz}; \tau_{yz}\}$	Position	Störst medel $\tau$	Position	[MPa]
1	0.111	D	0.0689	D	
2	0.082	B	0.0632	D	
3	0.128	D	0.0391	D	
4	0.127	B	0.0249	A	
5	0.139	D	0.0203	D	
6	0.141	B	0.0247	A	
7	0.126	D	0.0672	D	
8	0.127	B	0.0236	B	
9	0.111	C	0.0689	D	
10	0.082	B	0.0632	C	
11	0.128	C	0.0392	C	
12	0.126	A	0.0369	B	
13	0.139	C	0.0724	B	
14	0.139	A	0.074	B	
15	0.122	C	0.0723	B	
16	0.126	A	0.0739	B	
17	0.077	C	0.0382	B	
18	0.083	A	0.0369	B	

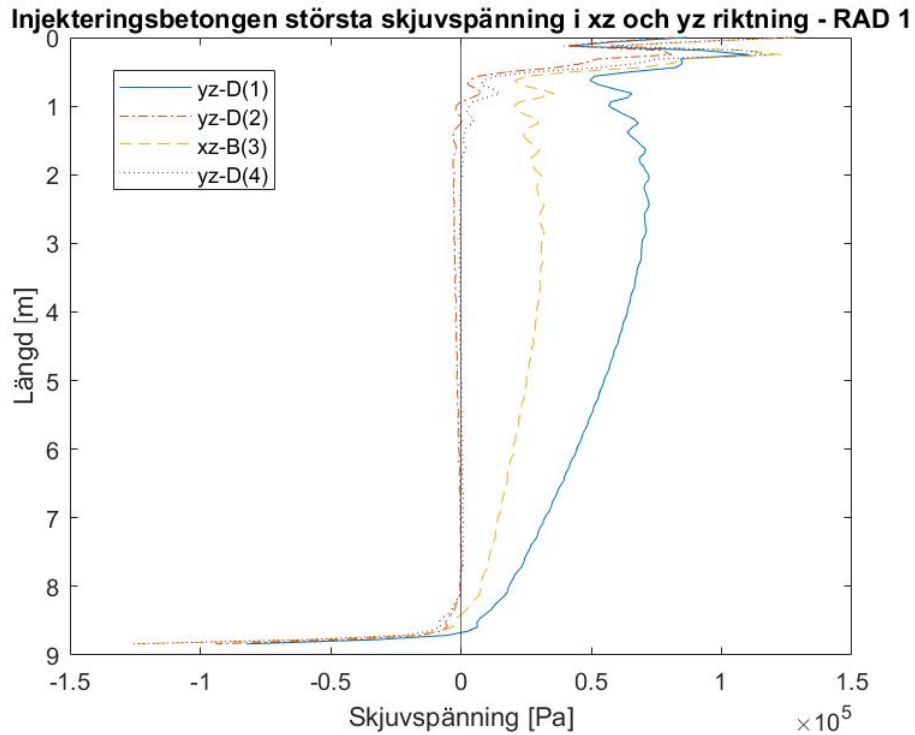
Med samma metod presenteras skjuvspänning för injekteringsbetong för modellen med mikropålar i tabell 5.14.

**Tabell 5.14:** Skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modellen med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

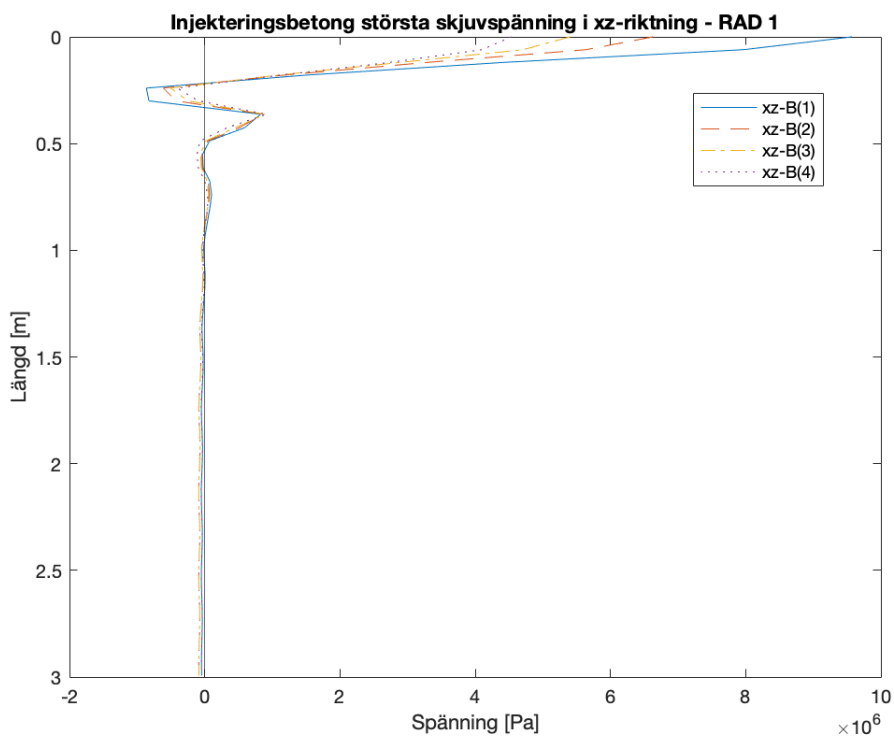
Mikropålar	$\max\{\tau_{xz}; \tau_{yz}\}$	Position	Störst medel $\tau$	Position	[MPa]
1	9.57	B	1.80	B	
2	6.63	B	1.66	B	
3	5.40	B	1.42	B	
4	4.54	B	1.38	B	
5	21.15	C	1.17	C	
6	14.47	C	0.81	C	
7	12.09	C	2.42	B	
8	13.26	C	1.24	C	
9	19.09	B	2.40	C	
10	21.44	B	1.36	B	
11	14.89	B	0.923	B	
12	12.94	B	0.793	B	
13	14.65	B	1.41	A	
14	21.45	B	2.44	C	
15	7.70	C	0.423	C	
16	3.19	C	0.185	C	
17	0.540	D	0.0940	B	
18	0.581	A	0.120	A	

Värdena i tabell 5.14 och tabell 5.13 visar på stora skillnader mellan mikropålar och passiva förankringar. Det går att utläsa att toppvärdena är större i samtliga fall för mikropålar än för passiva förankringar, för mikropålar är kvoten mellan toppvärdet och medelvärdet för hål 1 ungefär 5.3 och för hål 12 16.3. För samma hål för passiva förankringar blir kvoten på ungefär 1.6 respektive 3.4.

För att illustrera fördelningen av skjuvspänningar för modellerna med passiva förankringar och mikropålar plottas skjuvspänning över längden för den position i respektive injekteringsbetong som har högst spänning i respektive rad. Graferna presenteras med modell för passiva förankringar följt av mikropålar.

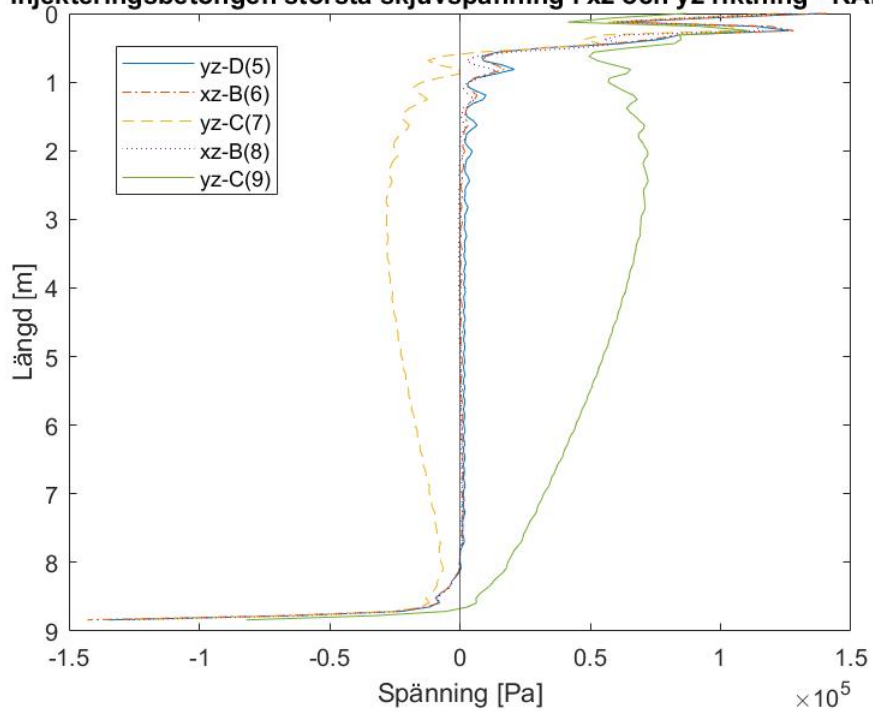


**Figur 5.24:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

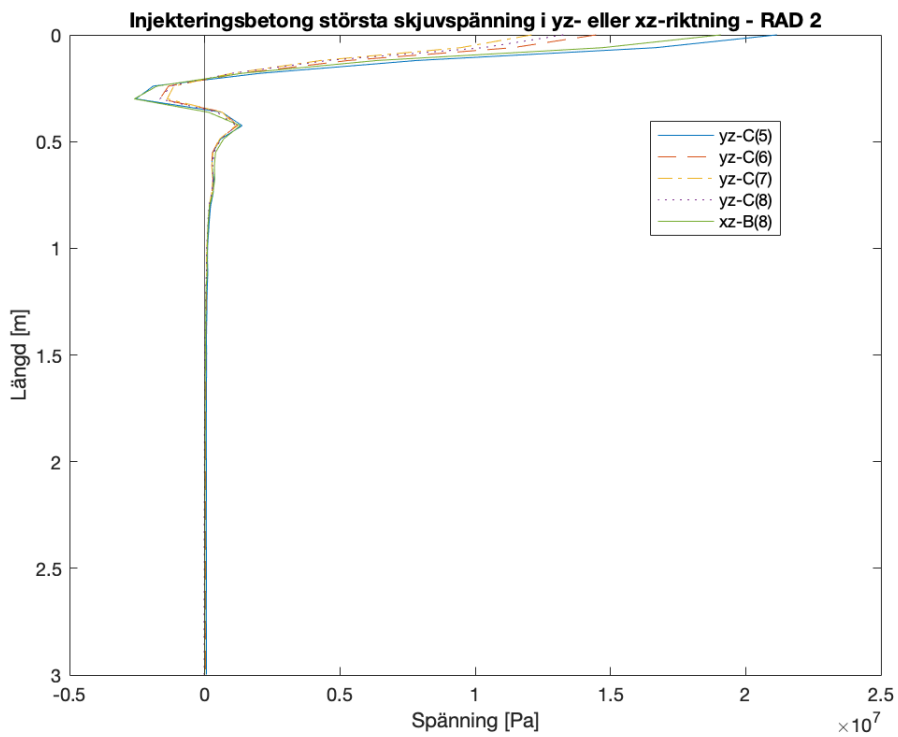


**Figur 5.25:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Injekteringsbetongen största skjuvspänning i xz och yz riktning - RAD 2

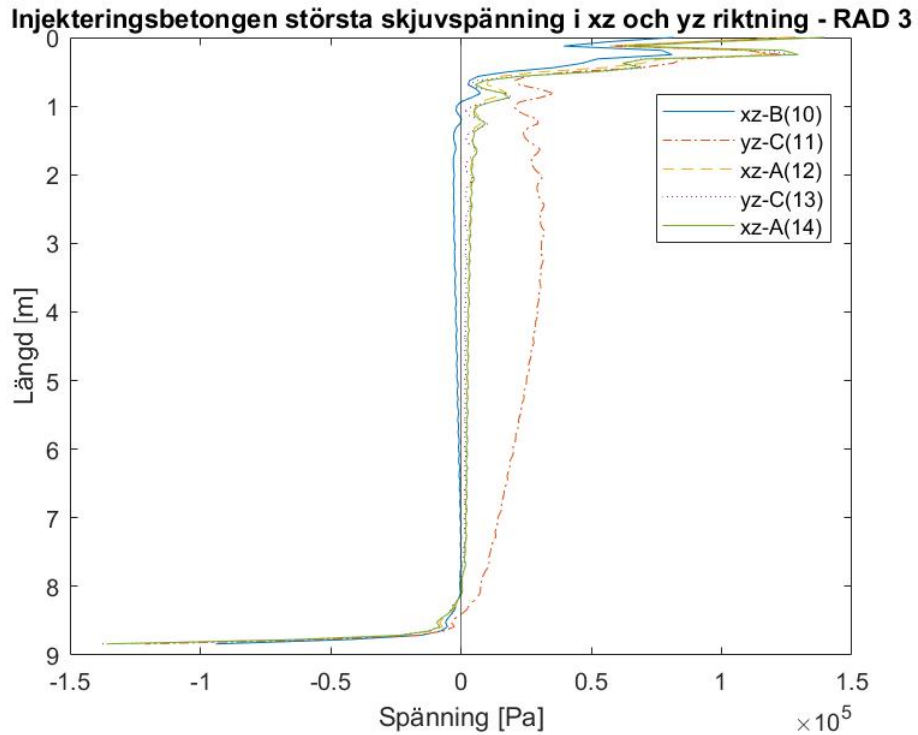


**Figur 5.26:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

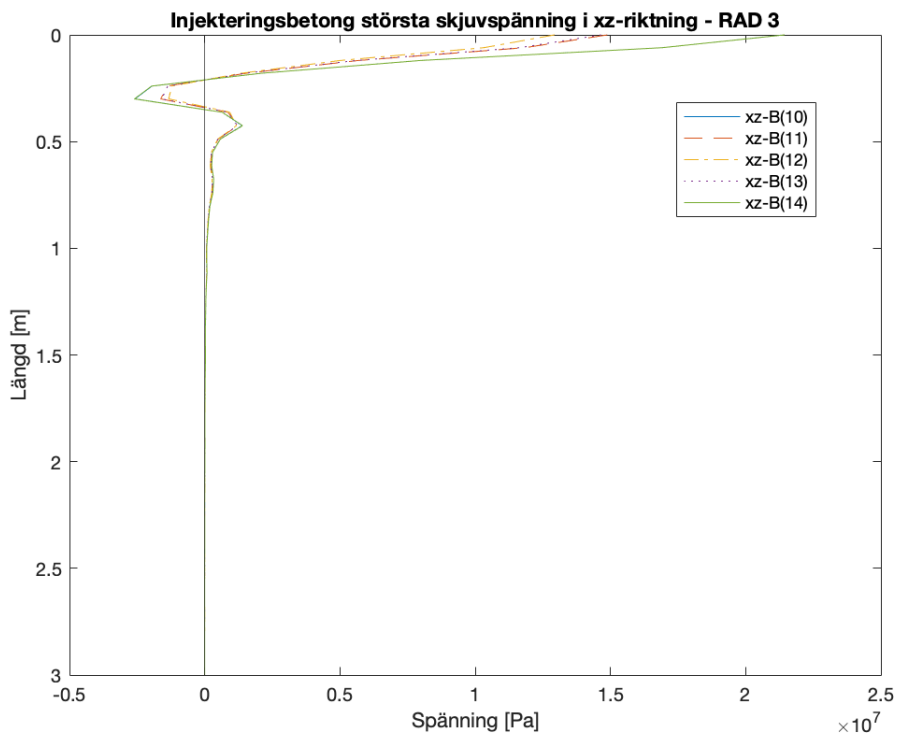


**Figur 5.27:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

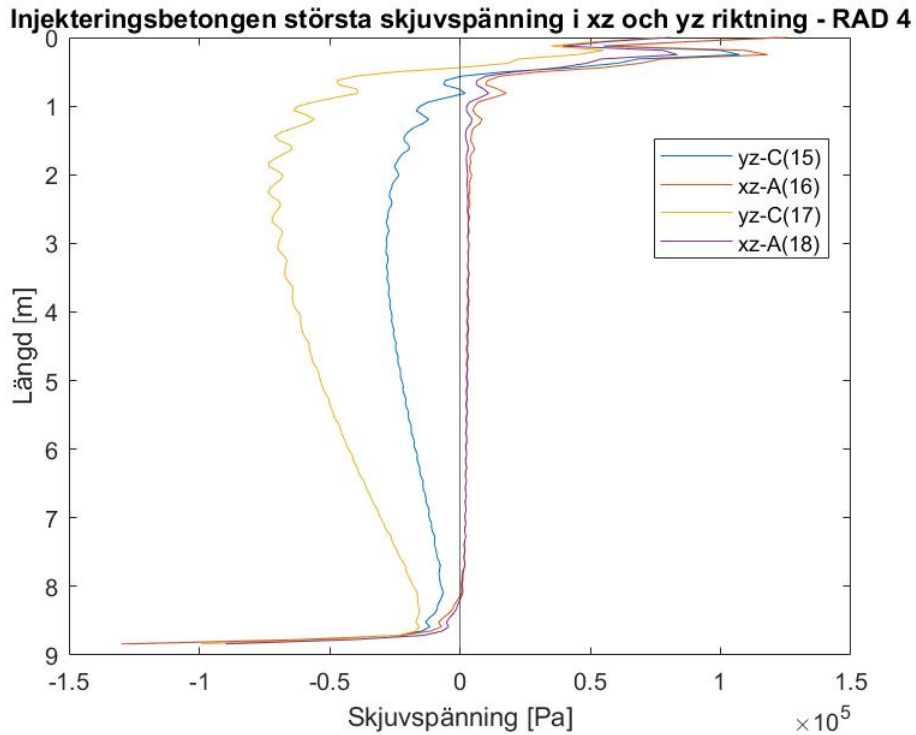




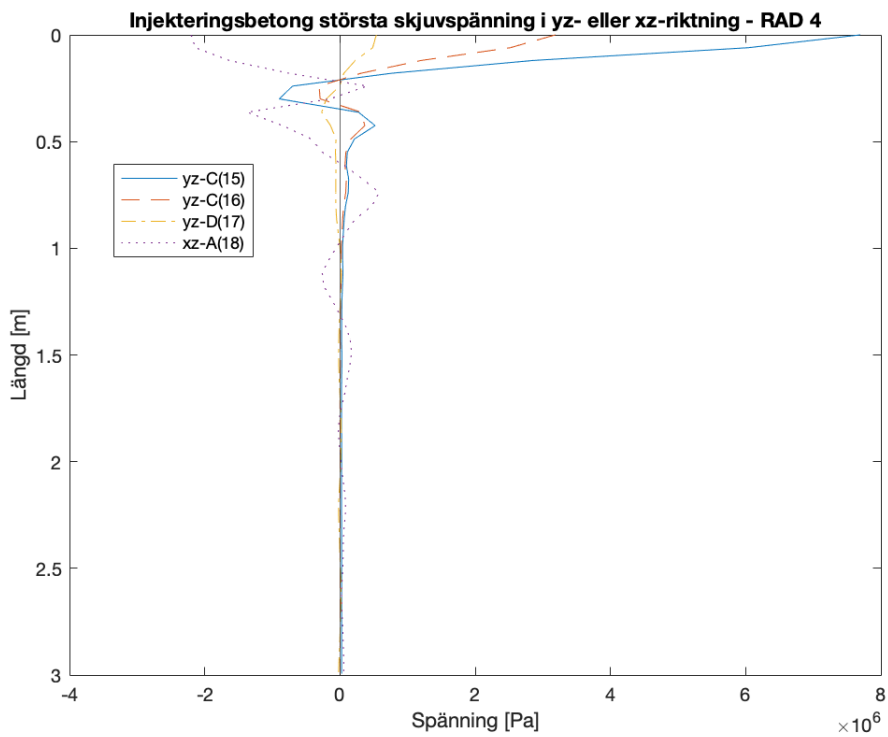
**Figur 5.28:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.29:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.30:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.31:** Störst skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$  - riktningen i injekteringsbetongen för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

I figur 5.24, 5.26, 5.28 och 5.30 visas beteendet i injekteringsbetongen för modellen med passiva förankringarna och figur 5.25, 5.27, 5.29, 5.31 visar för modellen med mikropålar under upplyftning. Graferna visar även de att injekteringsbetongen i modellen för de passiva förankringarna får en mer jämnfördelning av skjuvspänningarna än vad modellen för mikropålar får. Noterbart är också att största skjuvspänningens magnitud är väldigt lika för respektive rad i modellen för mikropålar i jämförelse med modellen för passiva förankringar. Nedan presenteras en tabell över de borrhål som blir mest utsatta för respektive modell.

**Tabell 5.15:** Tabellen presenterar den injekteringsbetong per rad i modellerna för passiva förankringar respektive mikropålar som blir mest utsatta. Numrering enligt figur 3.3.

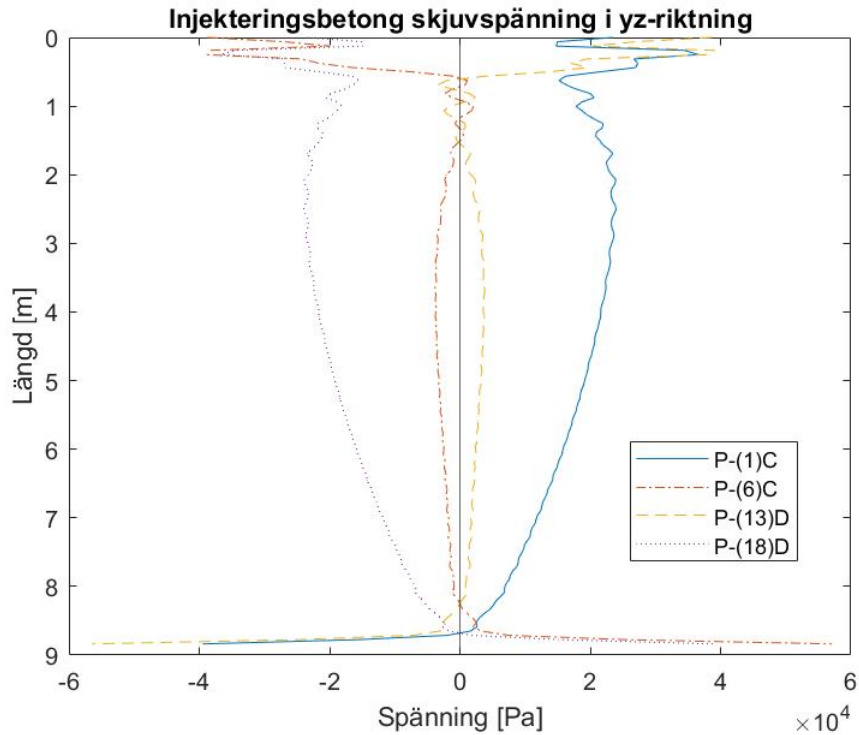
Rad	Passiva förankringar	Mikropålar
	Placering	Placering
1	2	1
2	7	5
3	12	14
4	16	15

För att undersöka om det uppstår någon typ av symmetri avseende skjuvspänning längs ytan i injekteringsbetongen undersöks de injekteringsbetongen som går diagonalt över trågmonoliten, position 1, 6, 13 och 18. Först presenteras största respektive minsta skjuvspänning för modell med passiva förankringar i tabell 5.16.

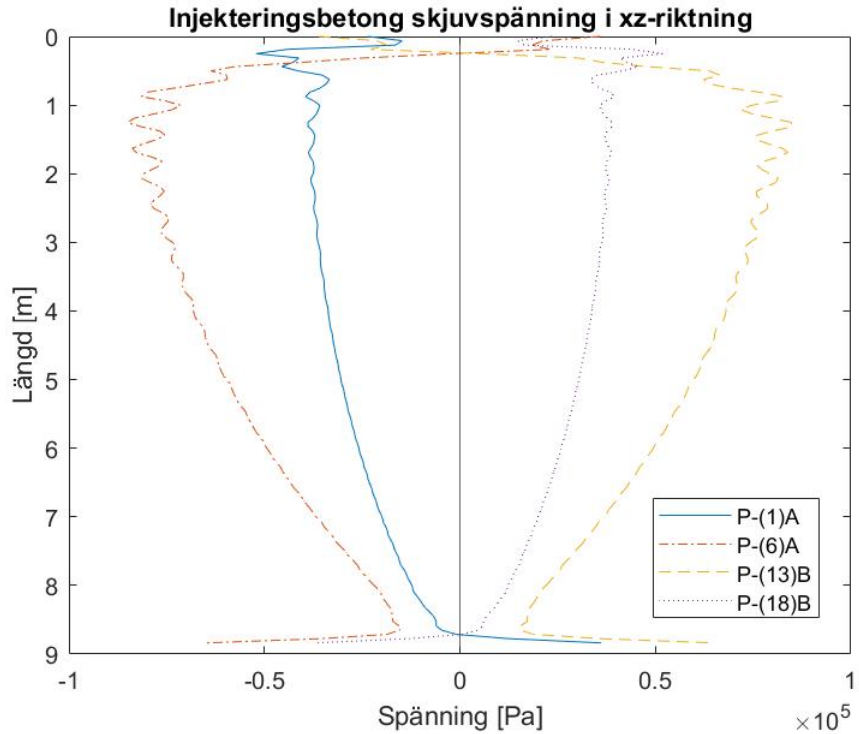
**Tabell 5.16:** Skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen på injekteringsbetong 1, 6, 13 och 18 i modell med passiva förankringar.

Passiva förankringar	$\max\{\tau_{xz}\}$	$\min\{\tau_{xz}\}$	$\max\{\tau_{yz}\}$	$\min\{\tau_{yz}\}$	[MPa]
1	0.036	-0.052	0.037	-0.040	
6	0.036	-0.085	0.057	-0.039	
13	0.085	-0.036	0.039	-0.056	
18	0.052	-0.037	0.039	-0.037	

Därefter plottas grafer för att illustrera symmetri över skjuvspänning som uppstår över längden i injekteringsbetongen enligt figur 5.32 och 5.33.



**Figur 5.32:** Skjuvspänning för modell med passiva förankringar under upplyftning i *yz*-riktningen i injekteringsbetong 1, 6, 13 och 18. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.33:** Skjuvspänning för modell med passiva förankringar under upplyftning i *xz*-riktningen i injekteringsbetong 1, 6, 13 och 18. Numrering enligt figur 3.3.

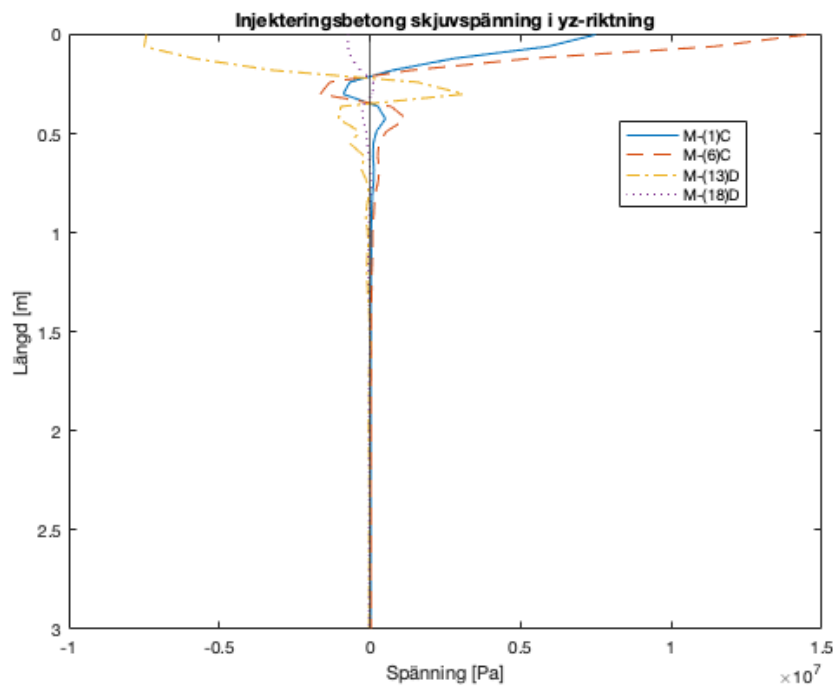
Samma metod nyttjas för att undersöka om det uppstår någon symmetri för skjuvspänning

längs ytan i injekteringsbetongen undersöks de element som går diagonalt över trågmonoliten, position 1, 6, 13 och 18. Största respektive minsta skjuvspänning för modell med mikropålar presenteras i tabell 5.17.

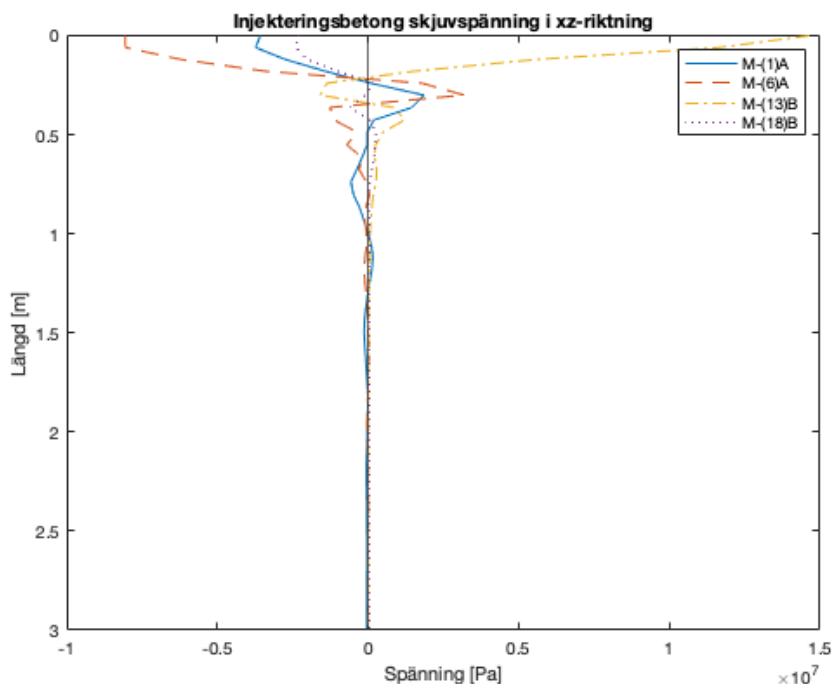
**Tabell 5.17:** Skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen på injekteringsbetong 1, 6, 13 och 18 i modell med mikropålar under upplyftning.

Mikropålar	$\max\{\tau_{xz}\}$	$\min\{\tau_{xz}\}$	$\max\{\tau_{yz}\}$	$\min\{\tau_{yz}\}$	[MPa]
1	1.8556	-3.7279	7.4841	-0.8861	
6	3.1816	-8.0611	14.4743	-1.6561	
13	14.6487	-1.5923	3.1140	-7.4938	
18	0.2697	-2.3936	0.1017	-0.7433	

Följande presenteras grafer över skjuvspänning över längden för utvald injekteringsbetong för modell med mikropålar enligt figur 5.34 och 5.35.



**Figur 5.34:** Skjuvspänning i  $yz$ -riktningen på injekteringsbetong 1, 6, 13 och 18 för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.35:** Skjuvspänning i  $xz$ -riktningen i injekteringsbetong 1, 6, 13 och 18 för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

### 5.3.4 Stag

#### Normalspänning

Tabell 5.18 presenterar största normalspänningen och största medel-normalspänningen över längden per rad för modell med passiva förankringar följt av modellen för mikropålar.

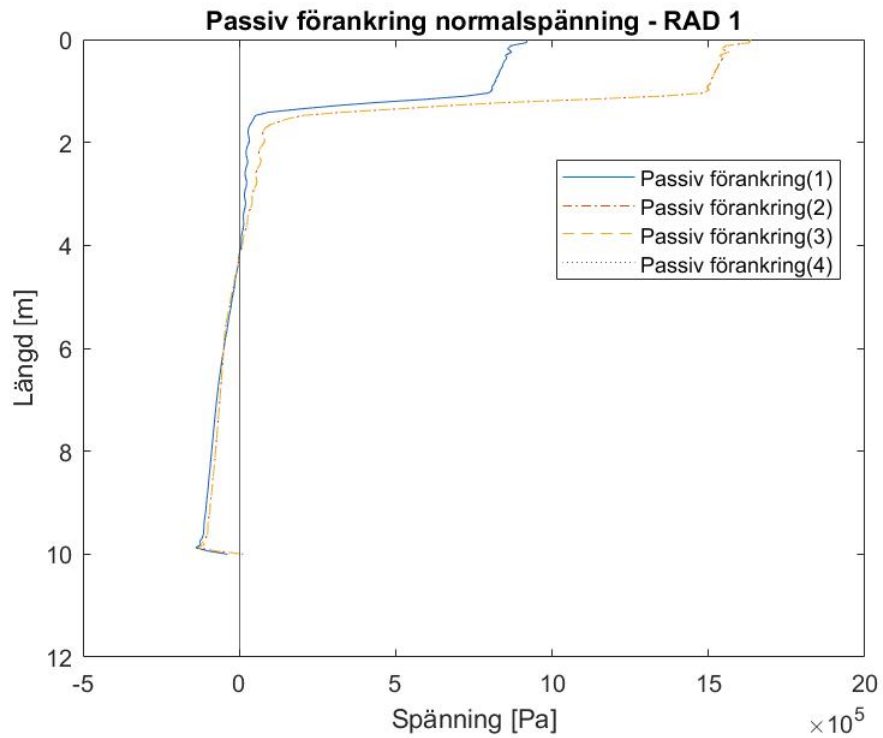
**Tabell 5.18:** Normalspänningar i stag för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{mean}$	Mikropålar	Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{mean}$	[MPa]
	3	1.64	2	0.45		1	48.90	1	4.58	
	7	5.76	5	0.94		5	138.90	5	13.07	
	12	5.76	13	0.95		10	141.89	10	13.0	
	16	1.64	16	0.43		15	48.95	15	4.89	

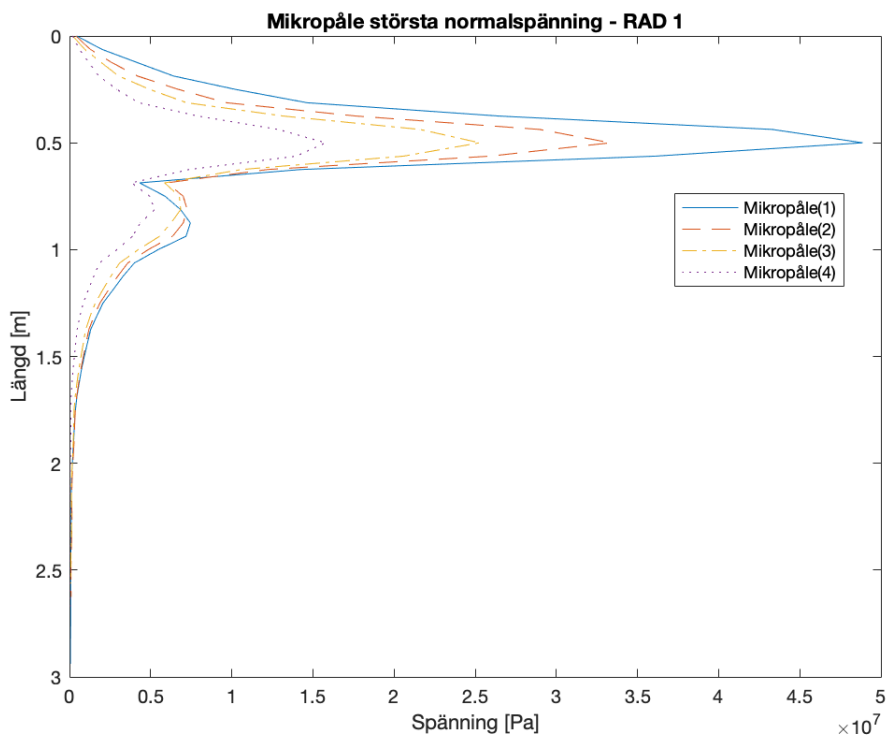
Tabell 5.18 visar att stagen i modellen för mikropålar får större normalspänningar än stagen i modellen för passiva förankringar. Kvoten mellan de mest utsatta stagen för respektive modell visar att mikropålars största spänning är ungefär 24.6 gånger större. Kvoten mellan toppvärdet och medelvärdet för respektive modell blir för mikropålar ungefär 10.9 och för passiva förankringar ungefär 6.1.

För modell med passiva förankringarna och mikropålar presenteras plottades största normalspänningar som ett genomsnitt över respektive stags tvärsnitt mot dess längd. Först plottas de stag där raderna definieras enligt figur 3.3. Graferna presenteras för

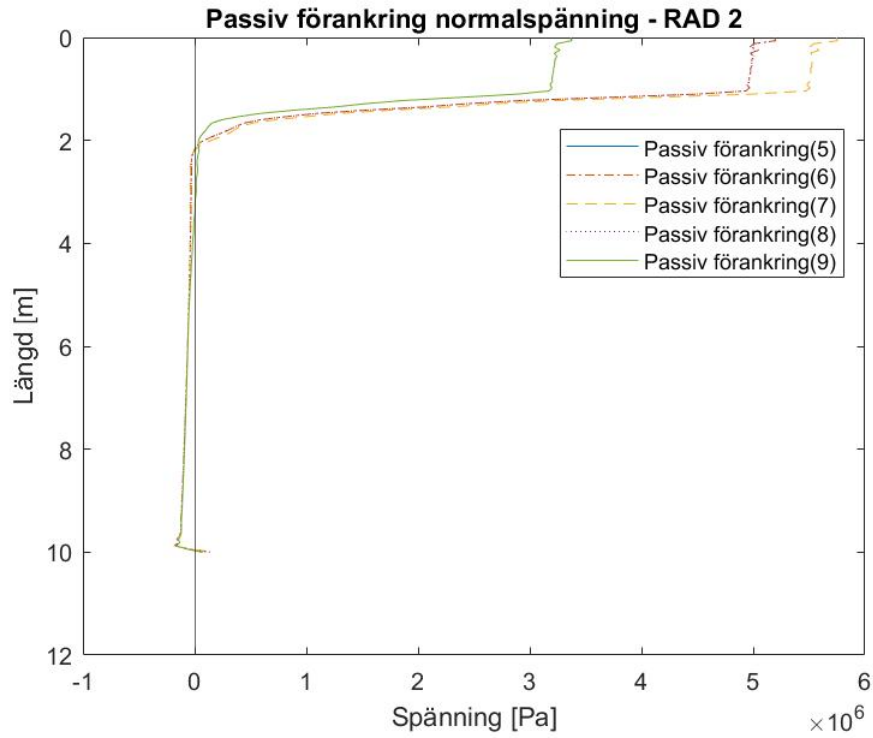
passiva förankringar följt av mikropålar.



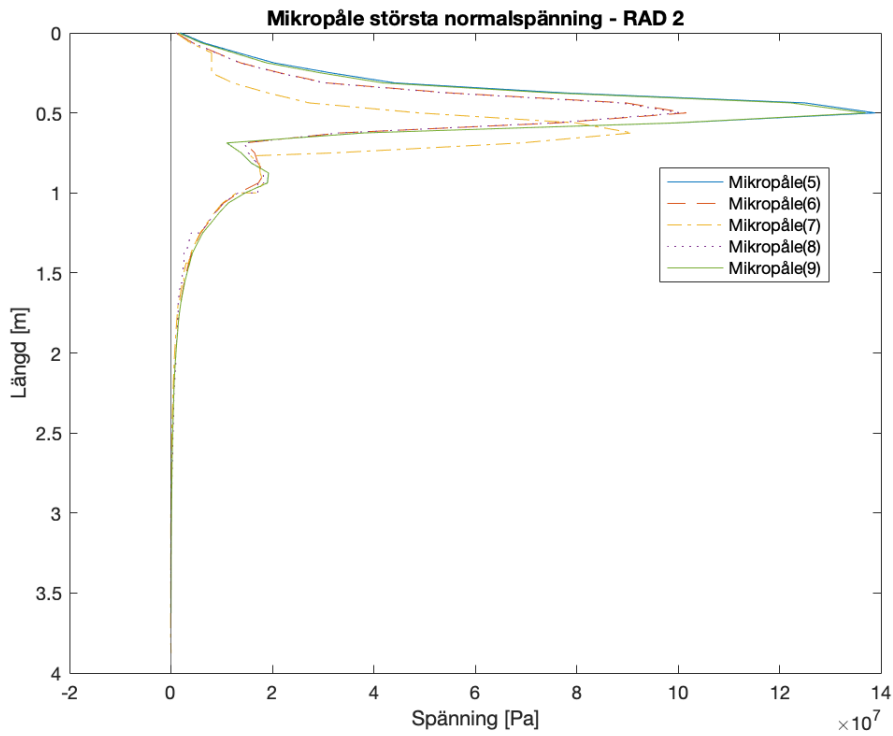
**Figur 5.36:** Största normalspänning i stagen i rad 1 för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.37:** Största normalpänning per stag i rad 1, för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

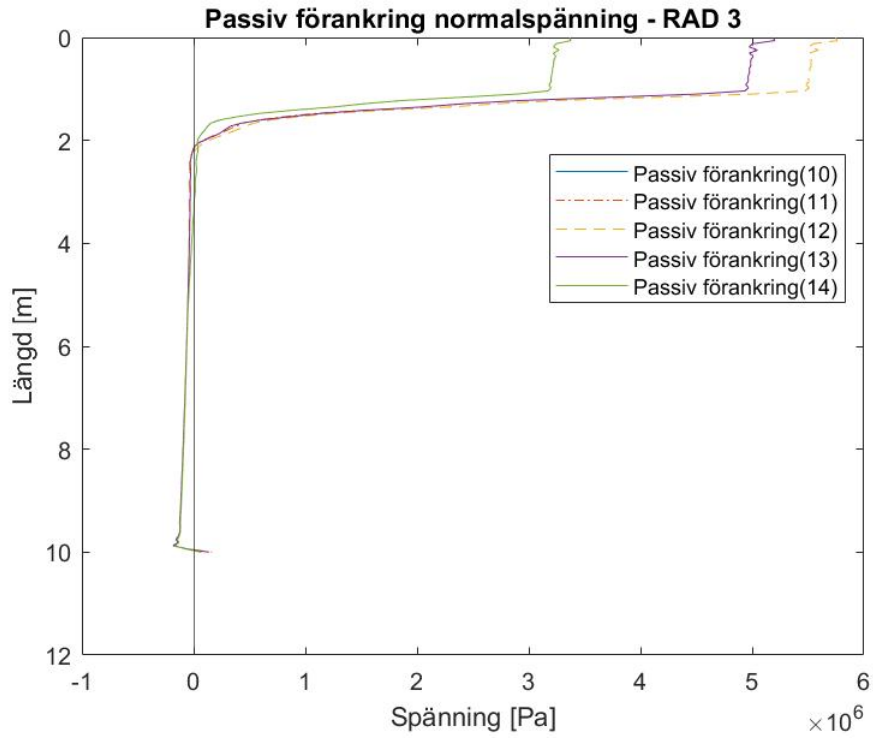


**Figur 5.38:** Största normalspänning i stagen i rad 2 för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

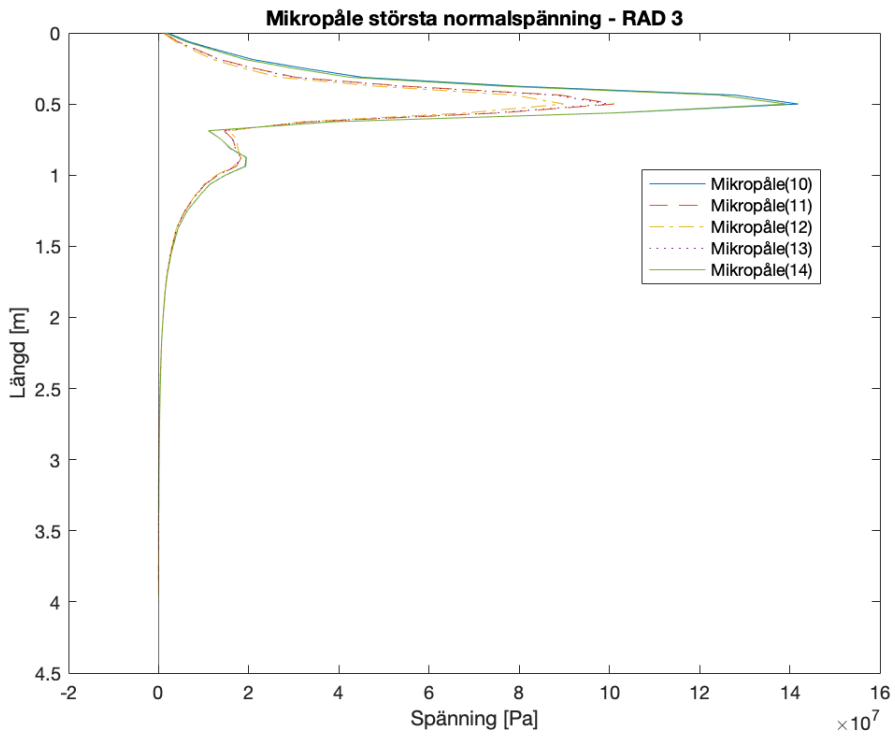


**Figur 5.39:** Största normalspänning per stag i rad 2, för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

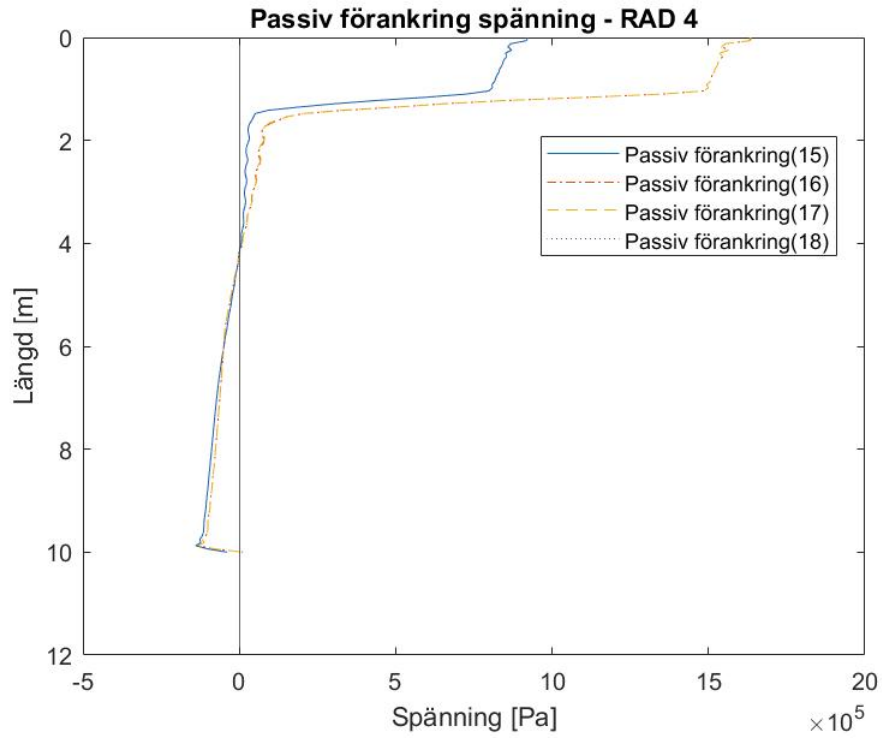




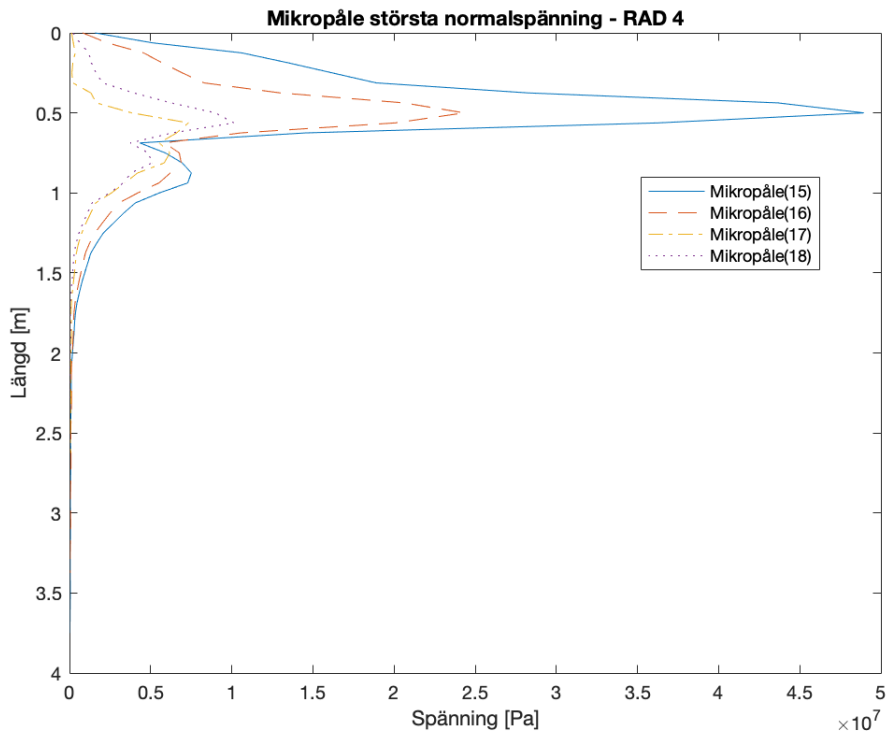
**Figur 5.40:** Största normalspänning i stagen i rad 3 för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.41:** Största normalspänning per stag i rad 3, för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



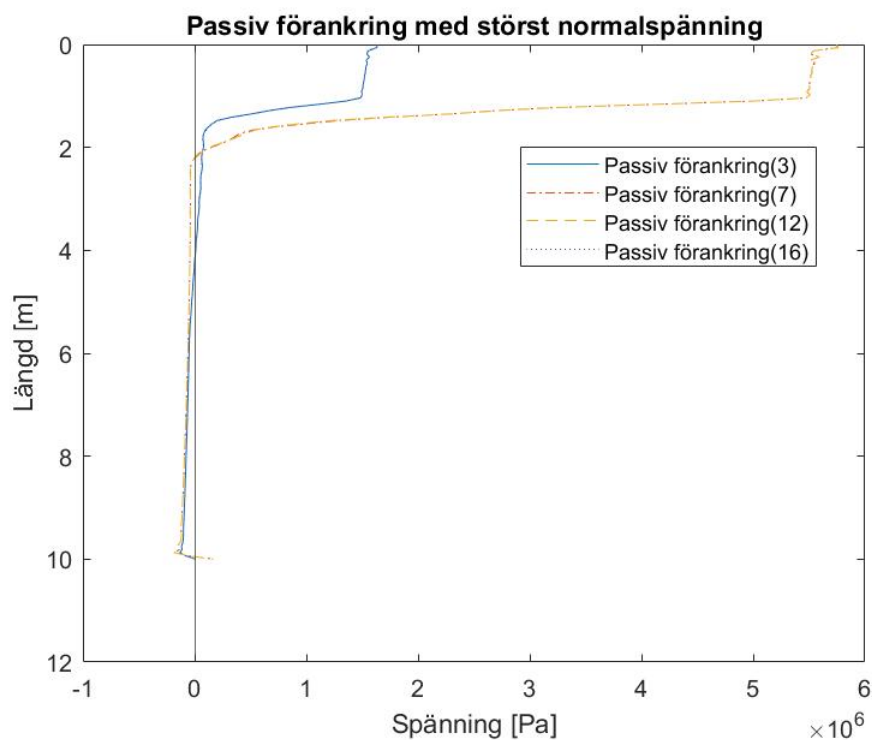
**Figur 5.42:** Största normalspänning i stagen i rad 4 för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



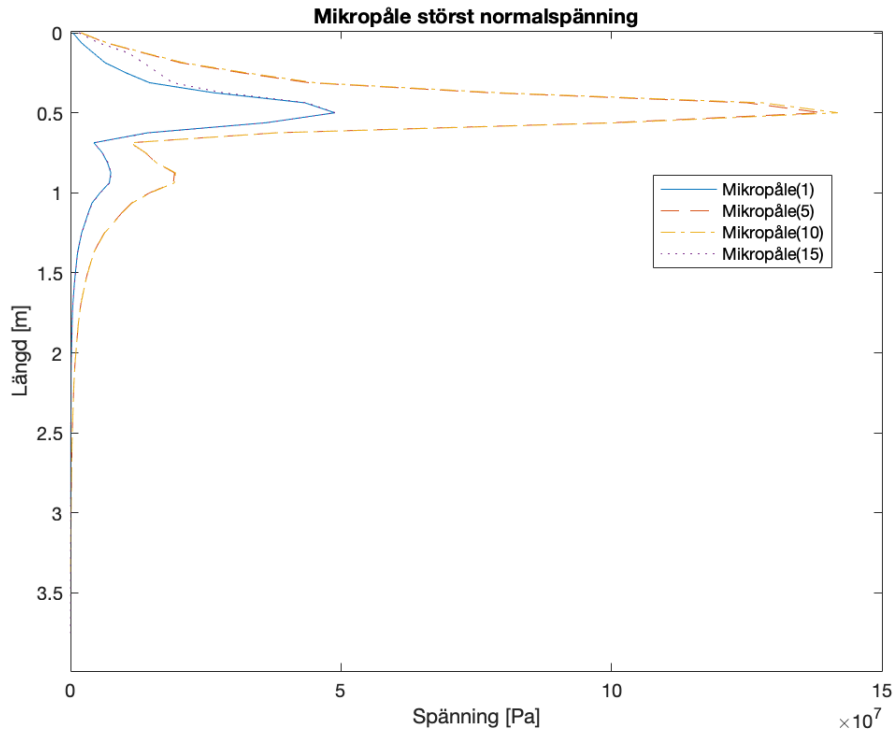
**Figur 5.43:** Största normalspänning per stag i rad 4, för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Figur 5.36, 5.38, 5.40 och 5.44 illustrerar största normalspänningen över längden för modell med passiva förankringar och figur 5.37, 5.39, 5.41 och 5.43 för modell med mikropålar. Generellet påvisar graferna att beteendet sinsemellan skiljer sig åt, normalspänningarna, som även noteras i tabell 5.18, blir betydligt större för modellen med mikropålar. Stagen i modellen för de passiva förankringarna går också från att vara tämligen obelastade till ett stort spänningsutslag och avslutar i toppen av staget med sin största spänning. Det skiljer sig åt från modellen med mikropålar som också får ett stort spänningsutslag men istället för att avsluta med sin största spänningen i toppen avtar den snabbt och blir betydligt mindre.

Därefter plottas de stag som har störst normalspänningar i varje rad för respektive modell enligt figur 5.44 och 5.45.

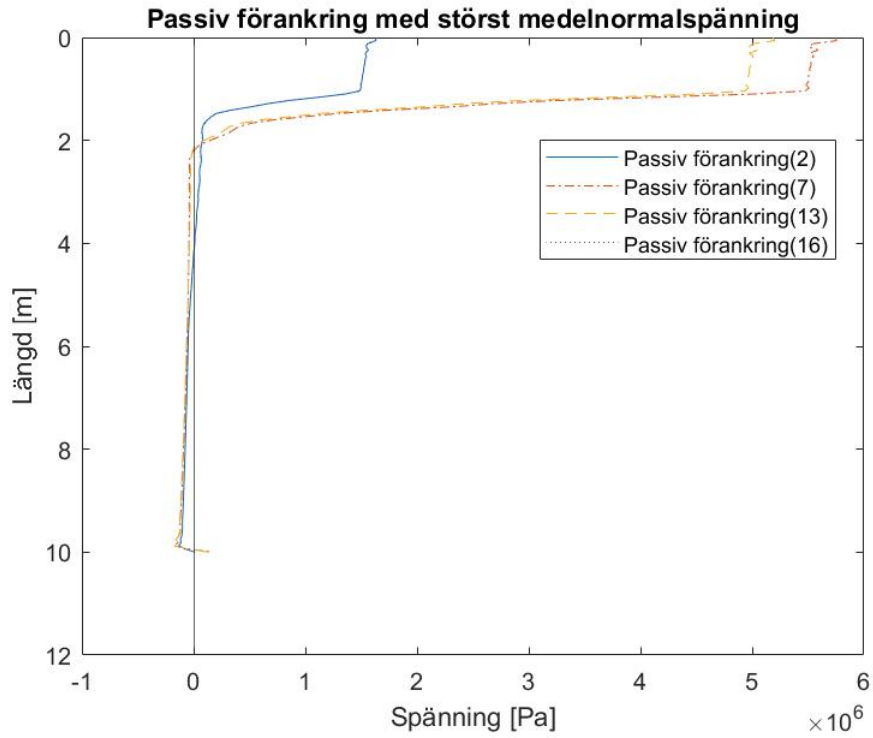


**Figur 5.44:** Största normalspänning per rad för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

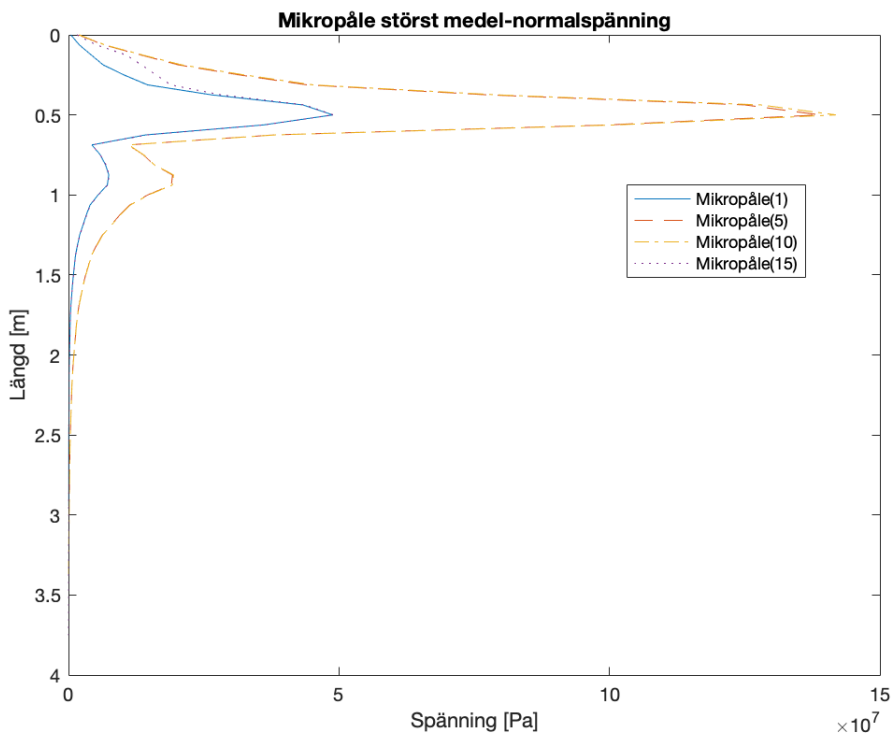


**Figur 5.45:** Störst normalspänning per rad, för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Följt av plottar med de stag som har störst medelnormalspänning över längden för respektive modell enligt figur 5.44 och 5.47.



**Figur 5.46:** Största medelnormalspänning per rad för modell med passiva förankringar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.



**Figur 5.47:** Störst medel-normalspänning per rad, för modell med mikropålar under upplyftning. Numrering enligt figur 3.3.

Figur 5.44, 5.45, 5.46 och 5.47 visar normalspänningen över längden för modellerna med passiva förankringar och mikropålar och de påvisar likt tabell 5.18 att spänningarna blir större för stagen som är placerade i rad 2 och 3. Beteendet är lika oberoende på vilket stag och vilken rad som studeras, bortsett från amplituder.

## 5.4 Modell - tågtrafik

Resultat från simuleringar avseende passiva förankringar och mikropålar utsatta av tågtrafik enligt lastkombination 1 och 2 presenteras i det här avsnittet. Injekteringsbetong och stag för passiva förankringar respektive mikropålar avläses från modellresultat, skjuvspänning längs ytan, normalspänning som ett medelvärde över tvärsnittet och maximal skjuvspänning. Avlästa värden presenteras i tabeller och grafer där modell med passiva förankringar och mikropålar ställs mot varandra.

### 5.4.1 Lastkombination 1

#### Maximala skjuvspänningar

Största maximala skjuvspänning avläses enligt samma metod som anges i avsnitt 5.3 och presenteras för bergskiktet och injekteringsbetong i tabell 5.19.

**Tabell 5.19:** Maximal skjuvspänning per borrhål i berget för modell med tågtrafik enligt lastkombination 1. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	$\tau_{max}$	$\tau_{max}$	Mikropålar	$\tau_{max}$	$\tau_{max}$	[MPa]
	Berg	Injekteringsbetong		Berg	Injekteringsbetong	
1	0.066	0.137	1	1.73	15.7	
2	0.110	0.214	2	1.76	16.0	
3	0.110	0.216	3	1.85	16.7	
4	0.066	0.128	4	2.03	18.3	
5	0.144	0.379	5	1.67	15.1	
6	0.197	0.573	6	1.55	14.0	
7	0.194	0.628	7	1.50	13.4	
8	0.192	0.569	8	1.47	13.0	
9	0.127	0.379	9	1.55	13.8	
10	0.144	0.375	10	1.43	12.8	
11	0.179	0.569	11	1.29	11.5	
12	0.212	0.640	12	1.25	11.2	
13	0.185	0.591	13	1.29	11.6	
14	0.144	0.401	14	1.43	12.9	
15	0.064	0.128	15	1.71	15.7	
16	0.110	0.228	16	1.91	17.6	
17	0.110	0.214	17	2.23	19.8	
18	0.066	0.138	18	2.29	20.9	

där tabell 5.19 visar skillnader i maximal skjuvspänning för berg och injekteringsbetong för både passiva förankringar och mikropålar. Allmänt påvisas större maximala skjuvspänningar i modell med mikropålar avseende både berg och injekteringsbetong jämfört mot modell med passiva förankringar. I bergskiktet uppstår störst differens mellan modell med passiva förankringar och mikropålar, närmare en kvot på 35, i borrhål 18 under trågväggarna ute i hörnan av tråget. Medans minst differens, en kvot på 6, uppstår i borrhål 12 som befinner sig närmare centrum av tråget. För injekteringsbetongen uppstår stora differens i injekteringsbetong 18, närmare en kvot på 150, lägsta differens som kan avläsas är för injekteringsbetong 12, en kvot på 18.

## Normalspänning i berget

**Tabell 5.20:** Normalspänning i berget för de hål i varje rad som blir utsatt för störst skjuvspänning från tabell 5.19. I modell för passiva förankringar respektive mikropålar utsatta för tågtrafik enligt lastkombination 1.

Passiva förankringar		Mikropålar		[MPa]
Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{max}$	
2	0.062	1	0.35	
6	0.037	9	0.22	
12	0.043	14	0.21	
16	0.061	15	0.35	

Värdena från tabell 5.20, kan jämföras med draghållfastheten från tabell 3.1, där draghållfastheten uppskattas utifrån 4-7 % av tryckhållfastheten i avsnitt 3.2. Under idealiska förhållanden som har antagits i simuleringarna skulle det generera en draghållfasthet i berget på mellan 0.96 till 1.68 MPa.

## Skjuvspänning

### Injekteringsbetong

Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , avläses längs injekteringsbetongens yttre rand från toppen till botten från resultatet för modell med passiva förankringar respektive mikropålar. Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , avläses i position D enligt figur 5.23 för båda modeller, passiva förankringar respektive mikropålar. Största skjuvspänning,  $\tau_{yz,max}$ , och medel-skjuvspänning presenteras i tabell 5.21.

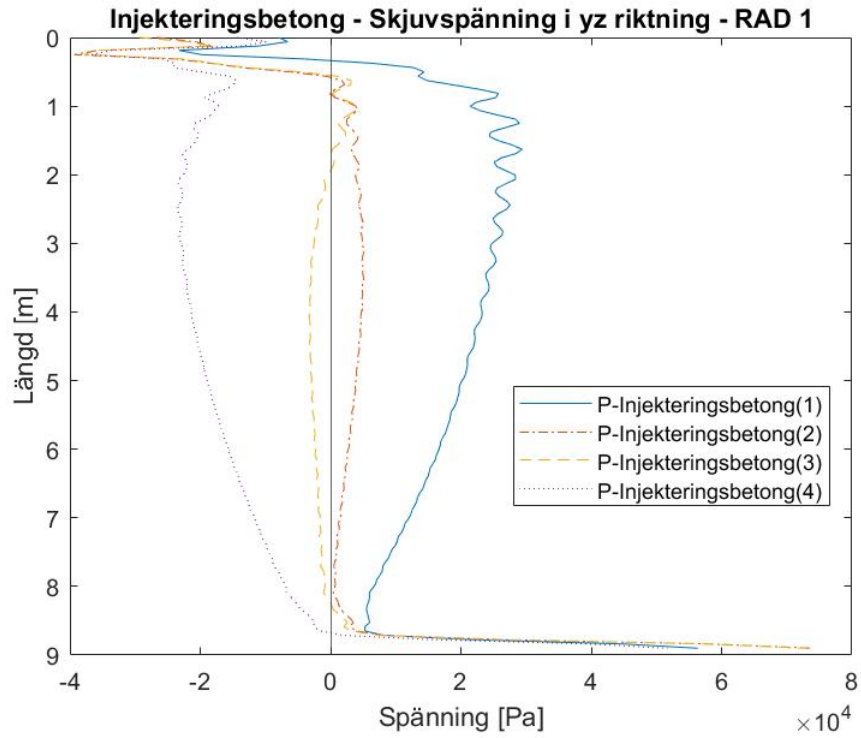
**Tabell 5.21:** Störst skjuvspänning,  $\tau_{yz,max}$  och  $\tau_{yz,medel}$ , för passiva förankringar och mikropålar i respektive injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23. För modeller med tågtrafik enligt lastkombination 1. Numrering enligt figur 3.3.

Passiva förankringar	$\tau_{yz,max}$	$\tau_{yz,medel}$	Mikropålar	$\tau_{yz,max}$	$\tau_{yz,medel}$	[MPa]
1	0.029	0.018	1	3.55	0.046	
2	0.051	0.0031	2	3.57	0.508	
3	0.041	0.0016	3	3.75	0.51	
4	0	0	4	4.21	0.584	
5	0.074	0.05	5	4.17	0.518	
6	0.028	0.019	6	3.86	0.553	
7	0.008	0.003	7	3.62	0.525	
8	0.008	0.003	8	3.72	0.529	
9	0	0	9	3.72	0.696	
10	0.073	0.050	10	3.49	0.476	
11	0.028	0.019	11	3.16	0.441	
12	0.008	0.003	12	3.04	0.441	
13	0.002	0.002	13	2.99	0.430	
14	0	0	14	3.24	0.506	
15	0.028	0.018	15	3.34	0.398	
16	0.004	0.002	16	3.80	0.353	
17	0.002	$8.5 \cdot 10^{-4}$	17	4.23	0.412	
18	0	0	18	4.44	0.453	

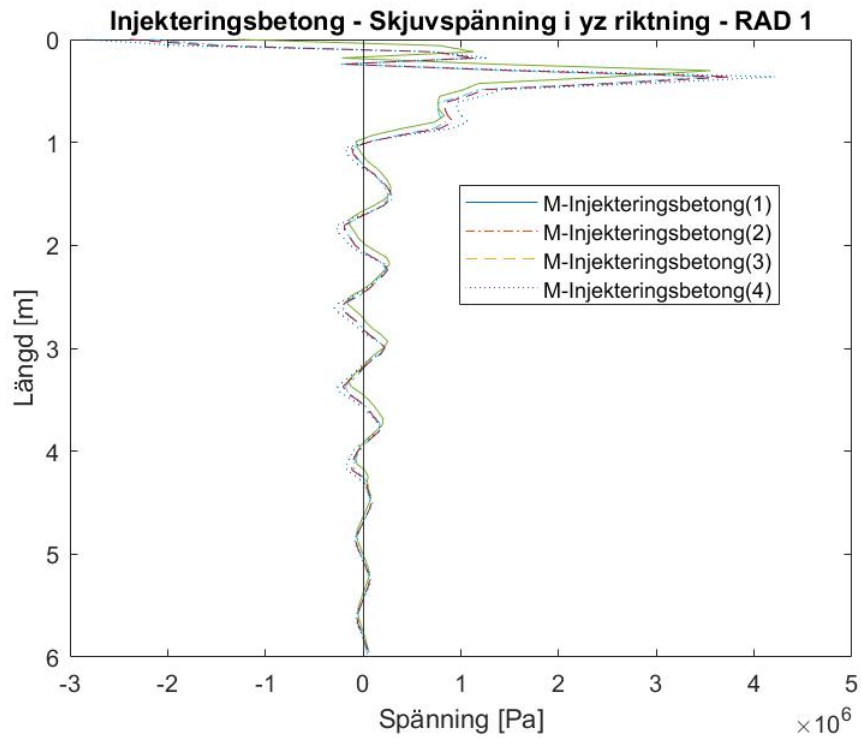
där det i tabell 5.21 kan identifieras stora differenser i skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , mellan modell med mikropålar och modell med passiva förankringar. Där modell med mikropålar är den som påvisar större spänningar både avseende största skjuvspänning,  $\tau_{yz,max}$  och största medelskjuvspänning,  $\tau_{yz,medel}$ . Störst kvot, cirka 2115, mellan mikropålar och passiva förankringar identifieras i injekteringsbetong(17) medan minst kvot, cirka 47, finns i injekteringsbetong(10). Avseende störst medel-skjuvspänning avläses störst, cirka 319, respektive minst kvot, cirka 3, i injekteringsbetong(17) respektive injekteringsbetong(1). Värt att notera är att positiva skjuvspänningar inte uppstår i injekteringsbetong 4, 9, 14 och 18 för modell med passiva förankringar. Medan resterande positioner för passiva förankringar håller sig runt samma maxvärde avseende positiv skjuvspänning. Modell med mikropålar påvisar ett annat beteende där skjuvspänning ökar gradvis från injekteringsbetong 1 till 18. Däremot visa medelskjuvspänning ett annat beteende, där det är mer jämt fördelat över samtlig injekteringsbetong. Att notera är att följande grafer som illustrerar spänningsfördelningen för modellen med passiva förankringar får stora extrem värden vid ungefär L=9 m. I tabell 5.21 försummas dessa då de beaktas som extremvärden.

Följande presenteras grafer över skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , över längden för injekteringsbetong i modell med passiva förankringar respektive mikropålar utsatta för tågtrafik med lastkombination 1.

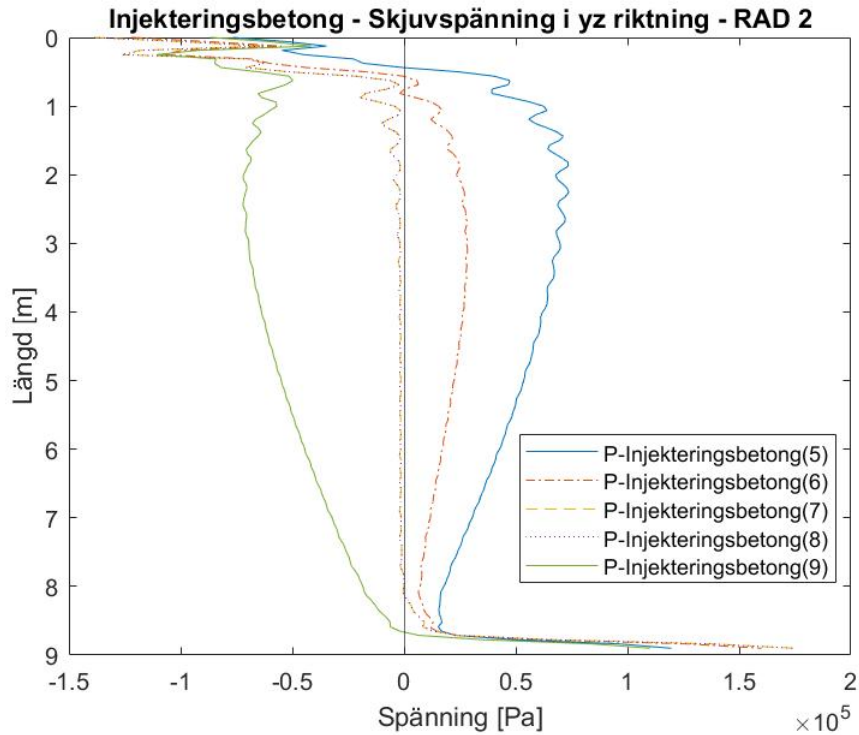




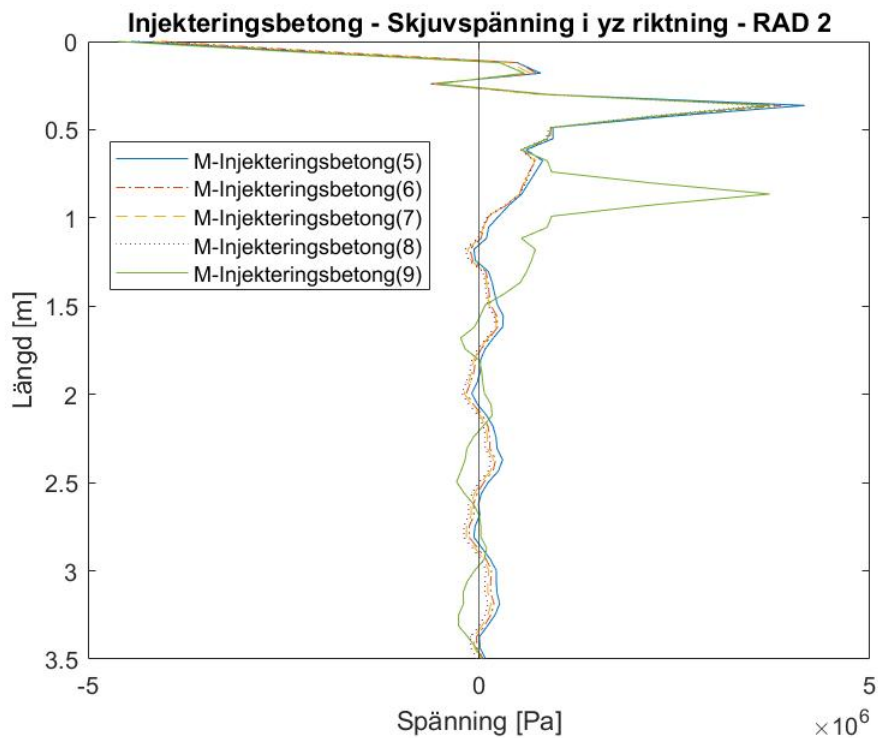
**Figur 5.48:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 i rad 1 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



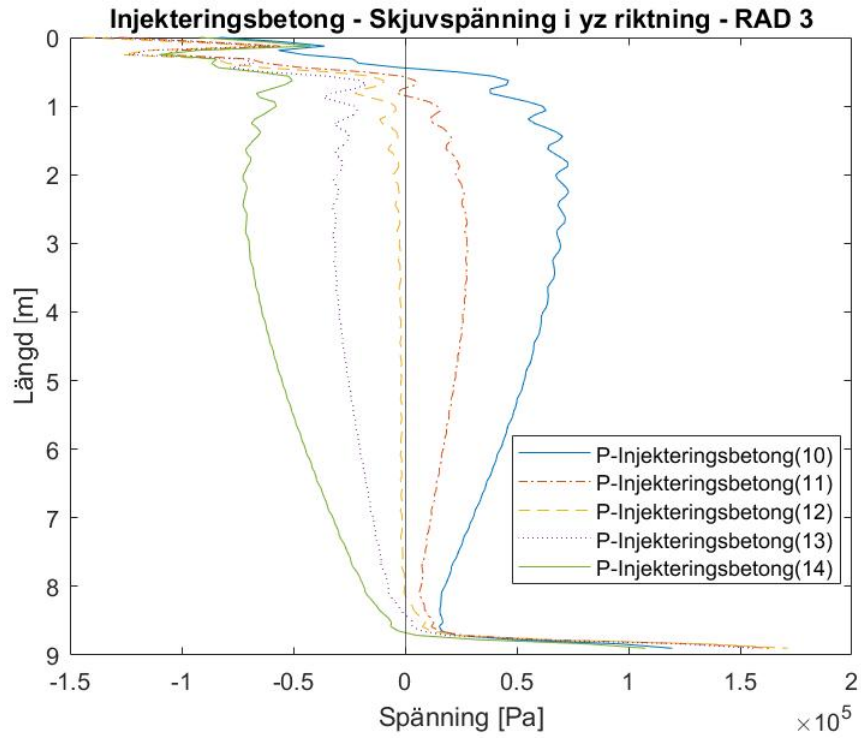
**Figur 5.49:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 i rad 1 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.



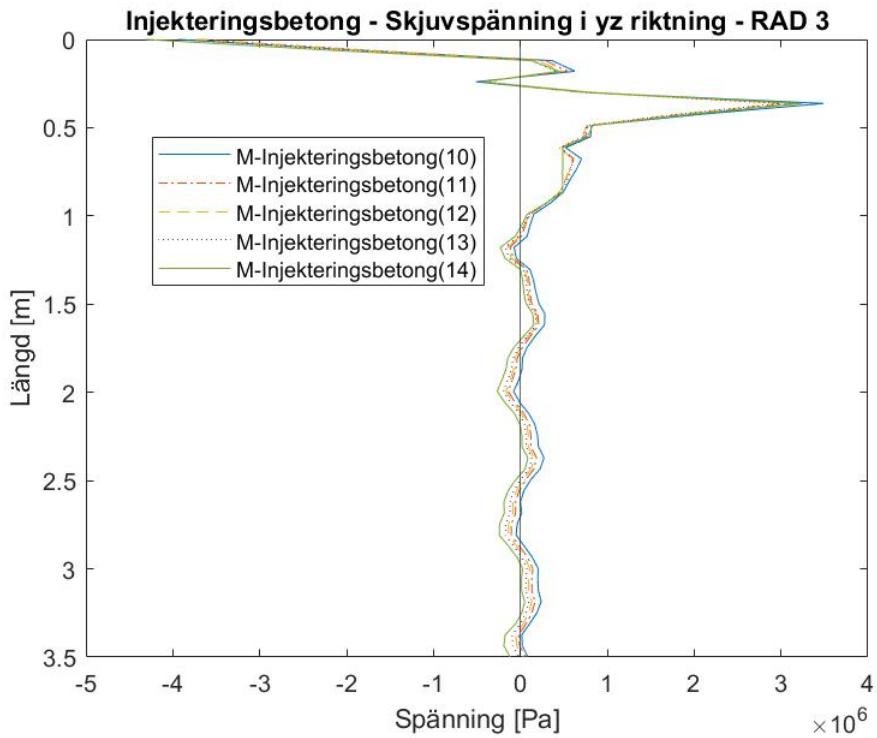
**Figur 5.50:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetongi position D enligt figur 5.23 i rad 2 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



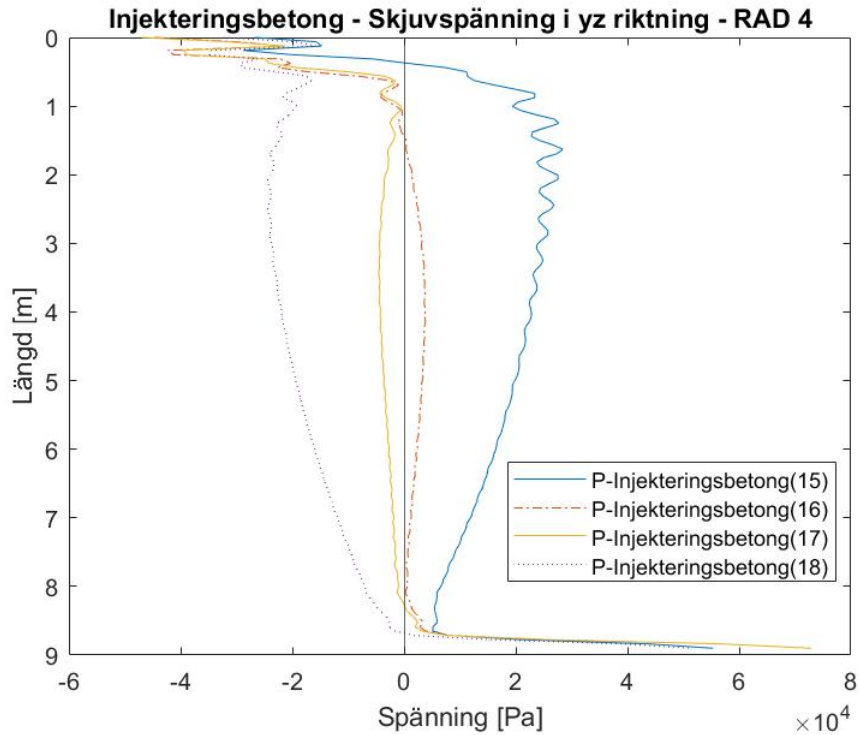
**Figur 5.51:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 i rad 2 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.



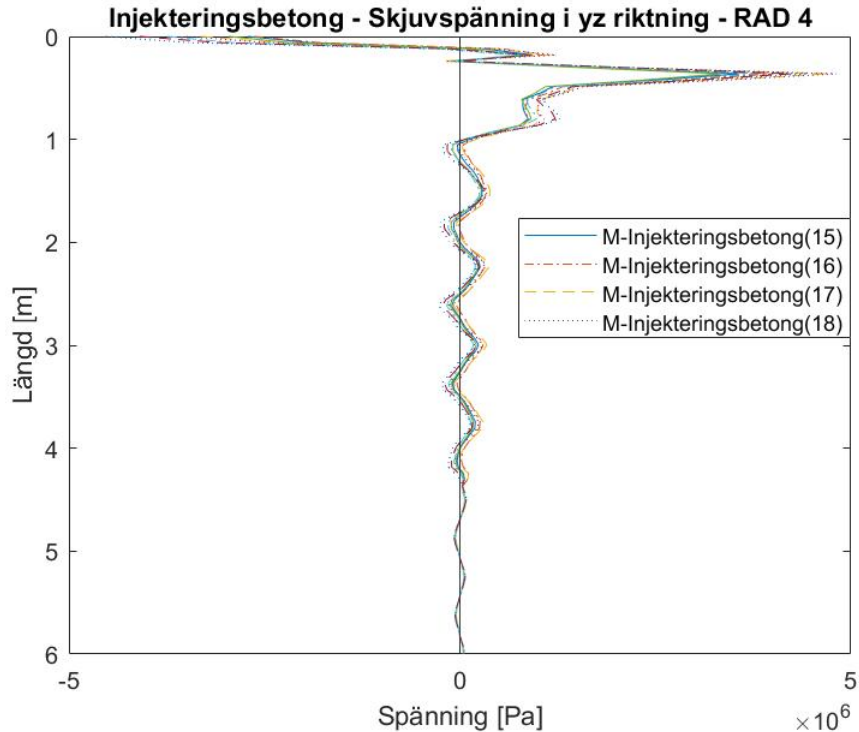
**Figur 5.52:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 i rad 3 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



**Figur 5.53:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 i rad 3 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.



**Figur 5.54:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetongi position D enligt figur 5.23 i rad 4 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



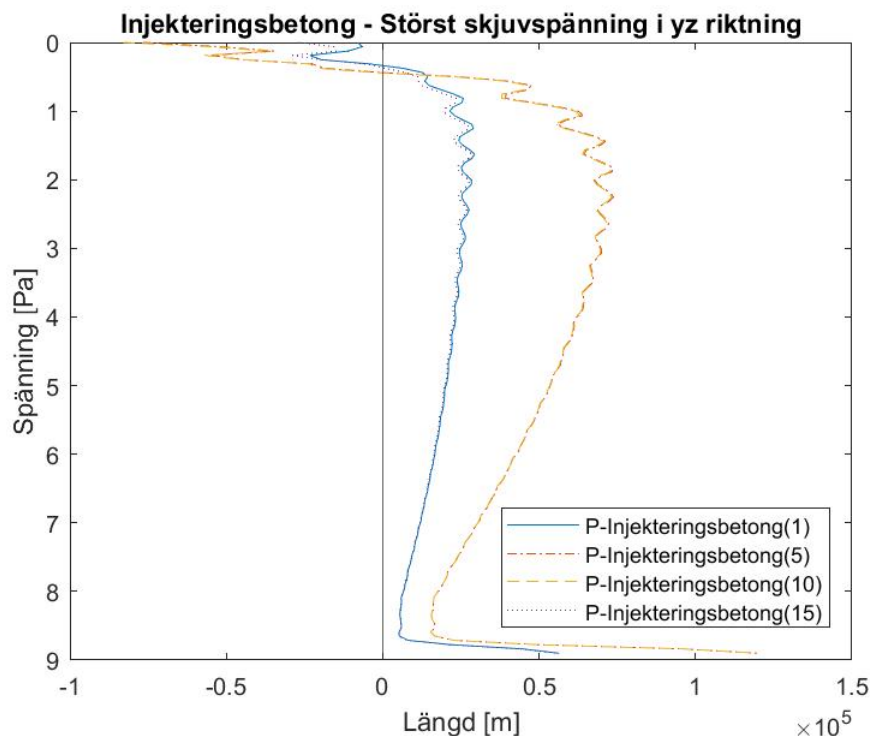
**Figur 5.55:** Skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 i rad 4 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.

För modell med passiva förankringar uppvisar figur 5.48, 5.50, 5.52 och 5.54 ett liknan-

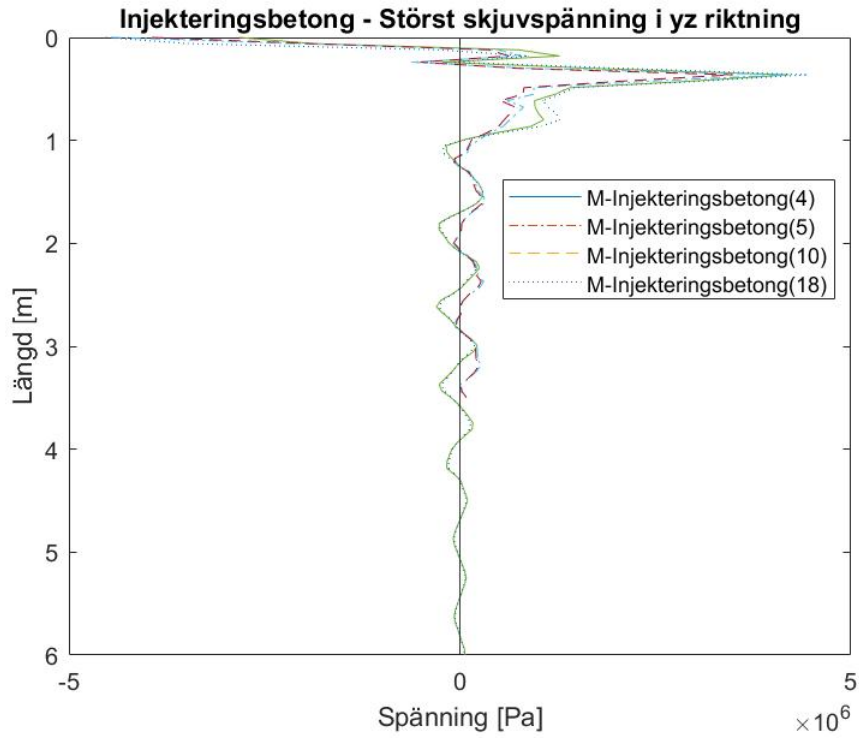
de beteende för skjuvspänning över längden oavsett var på betongplattan injekteringsbetong studeras. För samtliga rader kan det avläsas att injekteringsbetongen närmast ytterkant av betongplattan utsätts för störst positiv respektive negativ skjuvspänning, exempelvis injekteringsbetong 1 och 4 i figur 5.48. Amplituderna varierar mellan ytterrader, 1 och 4, och mittrader, 2 och 3, där störst respektive lägst skjuvspänning uppstår i rad 1 och 4.

För modell med mikropålar, figur 5.49, 5.51, 5.53 och 5.55 påvisas ett avvikande beteende i figur 5.51 för injekteringsbetong med position 6, där störst skjuvspänning uppstår närmare en meters djup istället för på en halv meters djup för resterande injekteringsbetong. För samtliga rader uppstår lägst skjuvspänning i toppen av injekteringsbetongen följt av största värde närmare underkant av betongplatta. Liknande amplituder för skjuvspänning i injekteringsbetong påvisas oavsett placering, följt av drastiska avtagande respektive stigande skjuvspänningar i förhållande till modell med de passiva förankringar. Störst skjuvspänning avtar drastiskt för mikropålar ner till ett djup som når toppen av bergskiktet, cirka 1.3 meters djup.

Därefter presenteras de positioner enligt figur 3.3 för injekteringsbetong där skjuvspänning är som störst samt störst medel för modell med passiva förankringar följt av mikropålar. Först visas största skjuvspänning i figur 5.56 och 5.57.

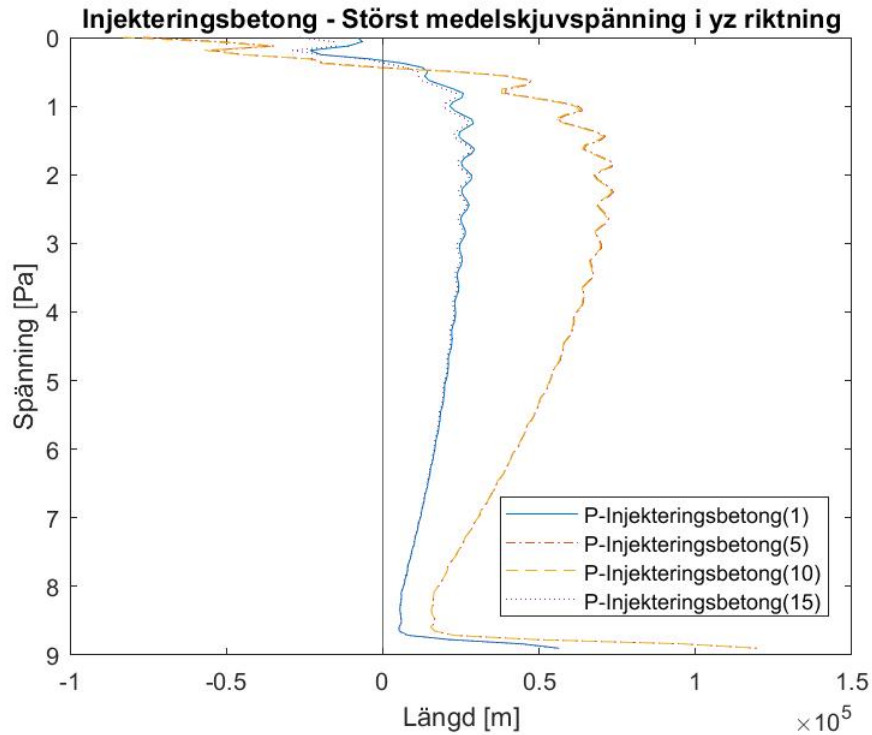


**Figur 5.56:** Största skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 för modell med passiva förankringar belastade enligt lastkombination 1.

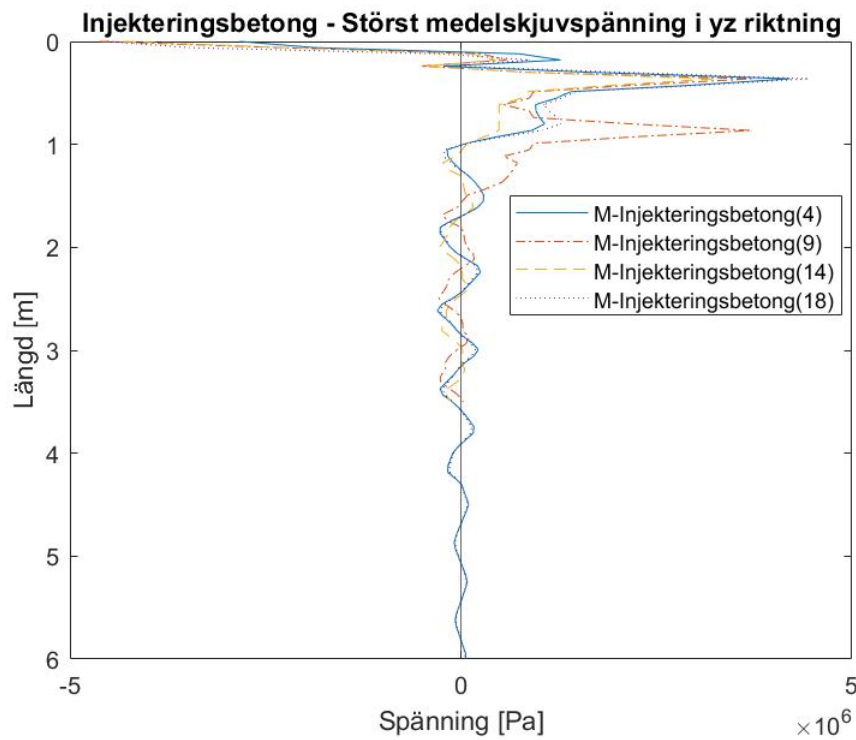


**Figur 5.57:** Största skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 för modell med mikropålar belastade enligt lastkombination 1.

Därefter presenteras störst medelskjuvspänning per rad för modell med passiva förankringar följt av mikropålar i figur 5.58 och 5.59.



**Figur 5.58:** Största medelskjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,mean}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 för modell med passiva förankringar belastad enligt lastkombination 1.



**Figur 5.59:** Största medelskjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,mean}$ , för injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 för modell med mikropålar belastade enligt lastkombination 1.

Studeras grafen i figur 5.57, som illustrerar de mikropålar som blir utsatta för störst skjuvspänning,  $\tau_{yz,max}$ , identifieras liknande beteende. Amplituderna för rad 1 och 4 är lika stora och samma gäller för mittenraderna 2 och 3. Störst positiva skjuvspänning uppstår vid ungefär en halv meters djup, där injekteringsbetongen möter betongplattans underkant. Grafen för passiva förankringarna, figur 5.56, påvisar ett liknande beteende och amplitud för samtliga positioner. Störst positiva skjuvspänning uppstår vid injekteringsbetongens nedersta del, ett mönster där injekteringsbetong som påvisar positiva skjuvspänningar i den nedersta delen också får högst negativa skjuvspänningar i toppen och tvärt om.

Injekteringsbetong för passiva förankringar med placering i 4 och 5 samt 10 och 18 enligt figur 5.59, påvisar ett liknande beteende med avvikande amplituder. Injekteringsbetong i figur 5.58 som utifrån placeringen befinner sig i ytterkanten av respektive rad, påvisar negativ skjuvspänning i toppen följt av positiv skjuvspänning i botten. Mikropålarna i figur 5.59 visar, likt figur 5.56, att samtliga mikropålar får ett liknande beteende med liknande amplituder på skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ . De passiva förankringarna i figur 5.58 visar likt figur 5.56 att injekteringsbetong med placering i 2 och 8 samt 12 och 17 följer varandras beteende.

Allmänt för avlästa skjuvspänningar,  $\tau_{yz}$ , påvisar graferna en mer jämt fördelad skjuvspänning över injekteringsbetongens längd för modell med passiva förankringar medan modell med mikropålar påvisar stora lokala extremvärden närmare toppen av injekteringsbetongen.

## Stag

Normalspänning avläses som ett genomsnitt över stagets tvärsnitt från toppen till botten från resultatet för modell med passiva förankringar respektive mikropålar. Största normalspänning och medelnormalspänning per rad presenteras i tabell 5.22.

**Tabell 5.22:** Största avlästa normalspänning och medelnormalspänning per rad för modell med mikropålar utsatt för tågtrafik lastkombination 1.

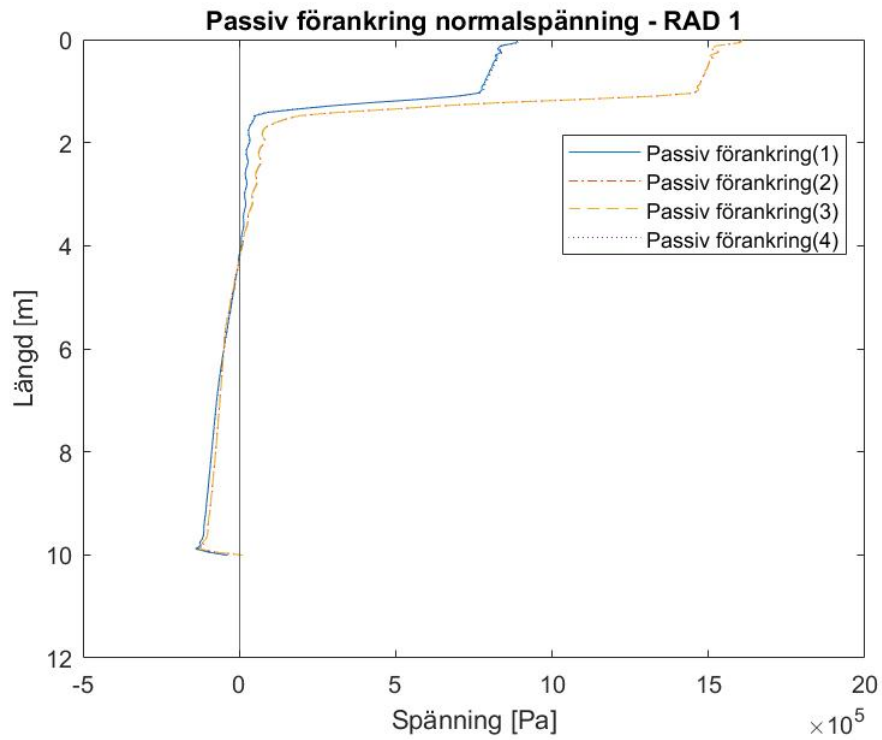
Passiva förankringar	Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{mean}$	Mikropålar	Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{mean}$	[MPa]
	2	1.61	2	0.08		4	1.47	4	0.276	
	7	5.76	8	0.86		9	1.10	8	0.490	
	12	5.76	13	0.37		14	0.982	13	0.414	
	17	1.60	17	0.10		18	2.22	17	0.307	

Studeras tabell 5.22 noteras inga stora differenser mellan modell med passiva förankringar och mikropålar avseende största normalspänning i rad 1 och rad 4. Jämförs stag i mittenraderna, rad 2 och 3, kan det identifieras att större normalspänningar uppstår i modell med passiva förankringar mot mikropålar. Exempelvis normalspänning i placering 7, i modell med passiva förankringar, jämfört med stag placerat i hål 9, i modell med mikropålar, påvisas en kvot på cirka 5. Studeras största medelskjuvspänning uppstår det för båda modeller i mittraderna, rad 2 och 3, där störst medelskjuvspänning uppstår generellt i modell med mikropålar. Det som sticker ut

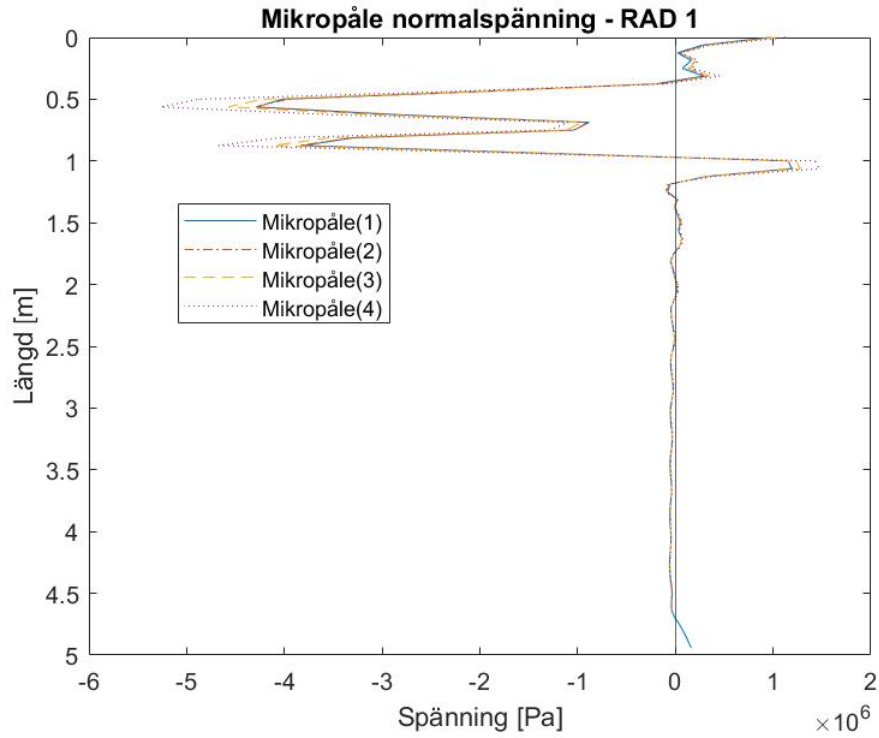


extra är medelskjuvspänning i mittraden, rad 1, där modell med passiva förankringar är mindre än mikropålar, avseende medelskjuvspänning modell med mikropålar mot passiva förankringar uppstår en kvot på ungefär 3.5.

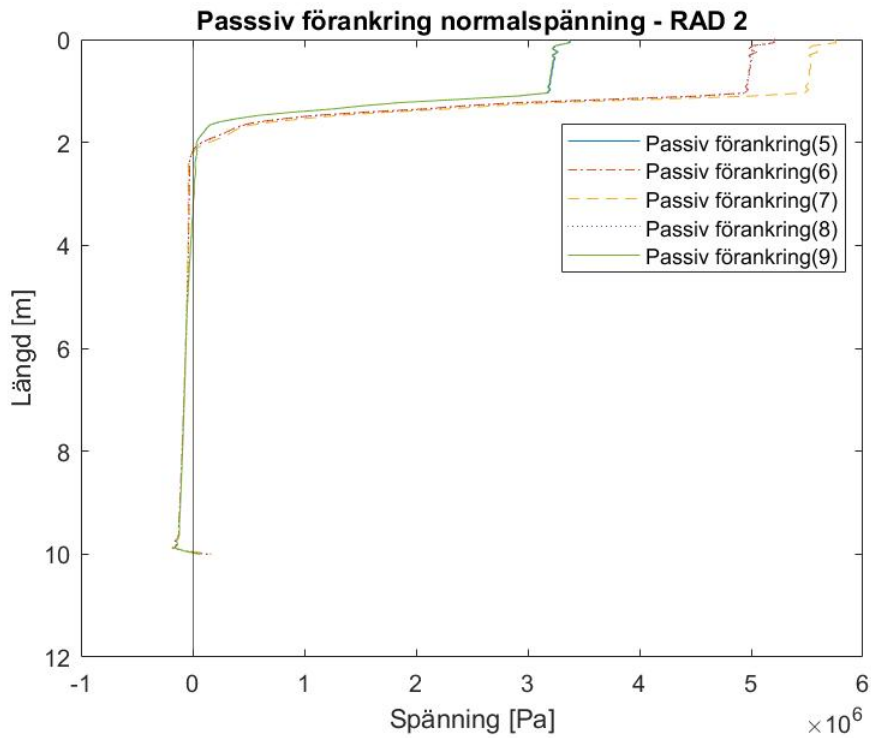
Följande presenteras normalspänning per rad genom att plottas mot dess längd. Först plottas stag för modell med passiva förankringar följt av mikropålar, där raderna definieras enligt 3.3.



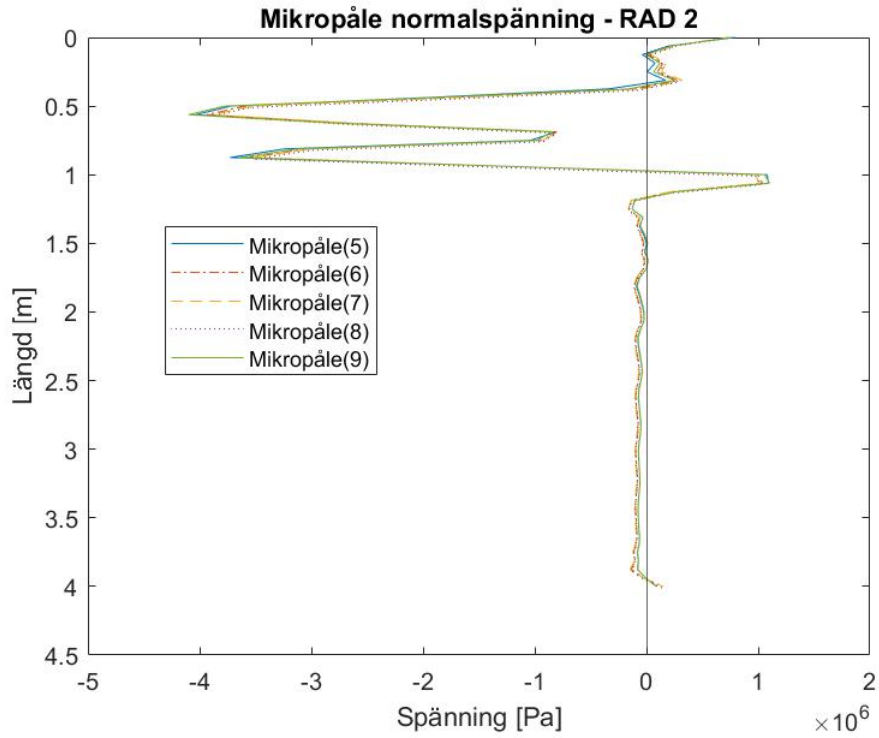
**Figur 5.60:** Största normalspänning för stag i rad 1 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



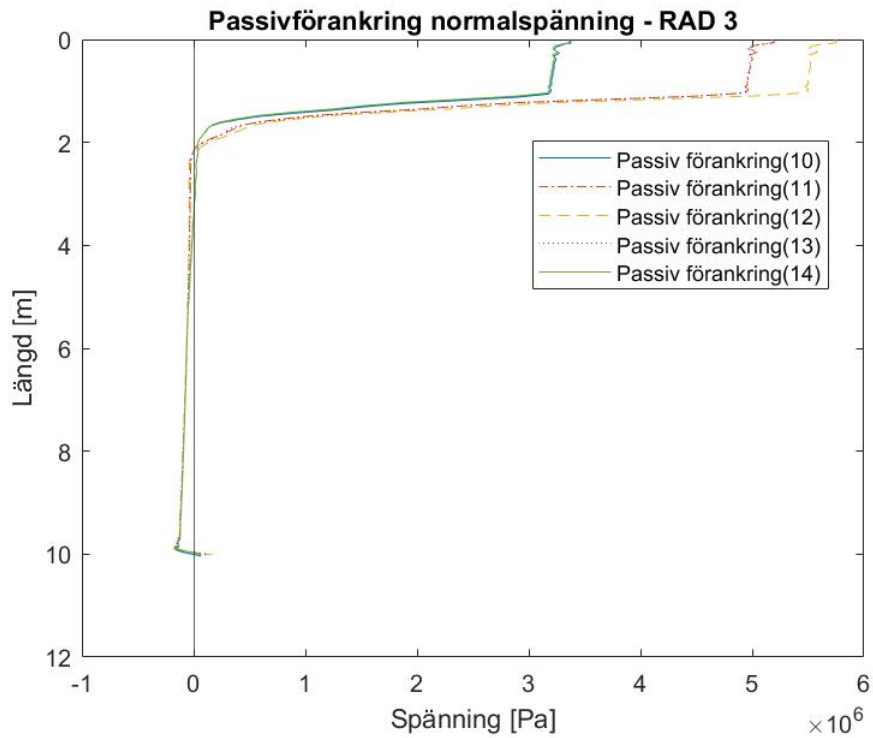
**Figur 5.61:** Största normalspänning för stag i rad 1 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.



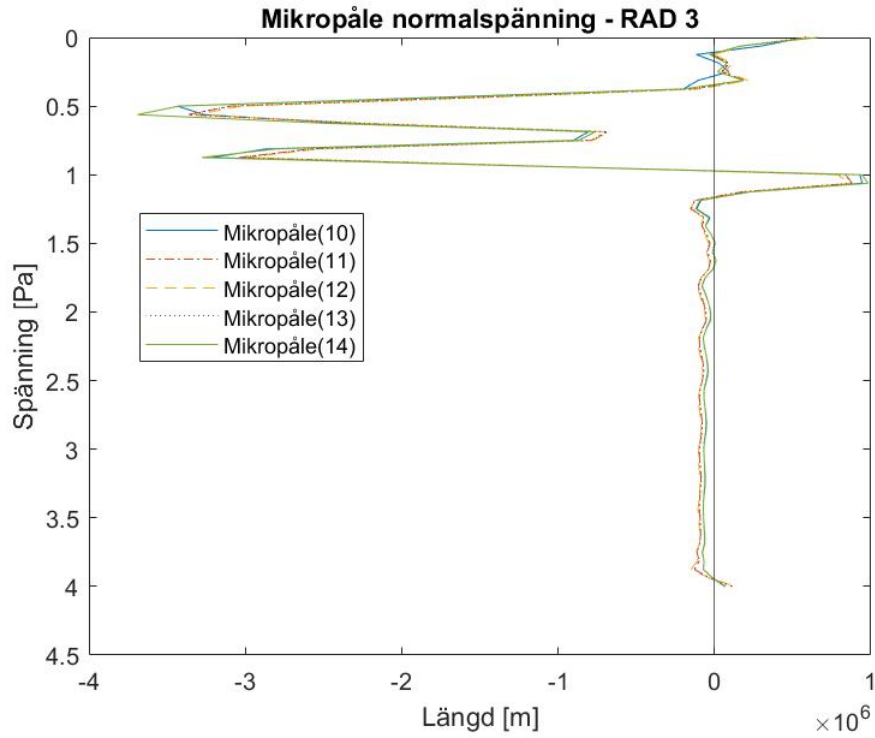
**Figur 5.62:** Största normalspänning för stag i rad 2 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



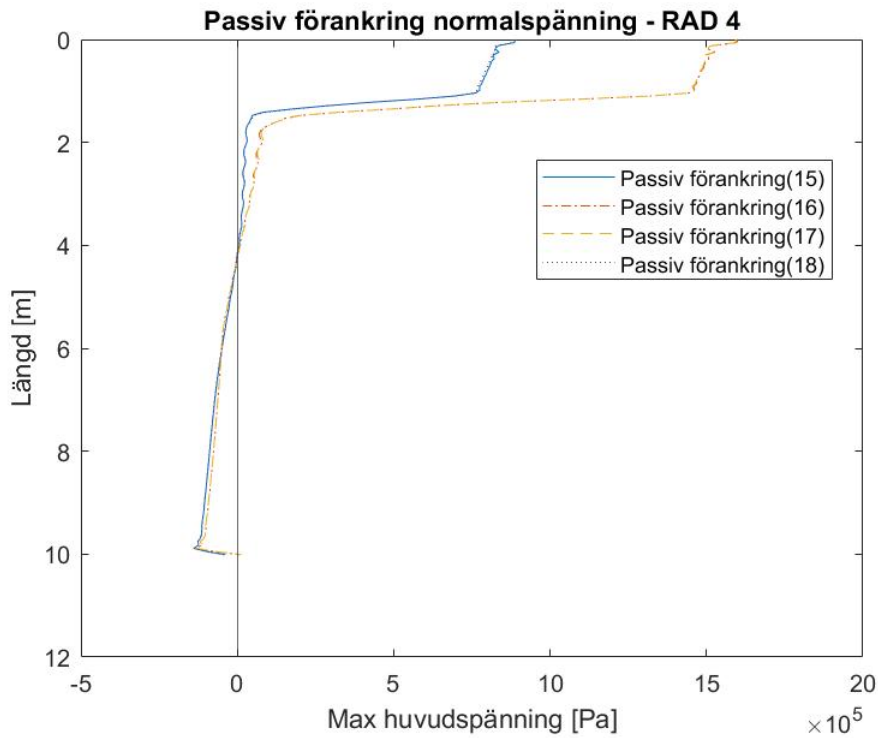
**Figur 5.63:** Största normalspänning för stag i rad 2 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.



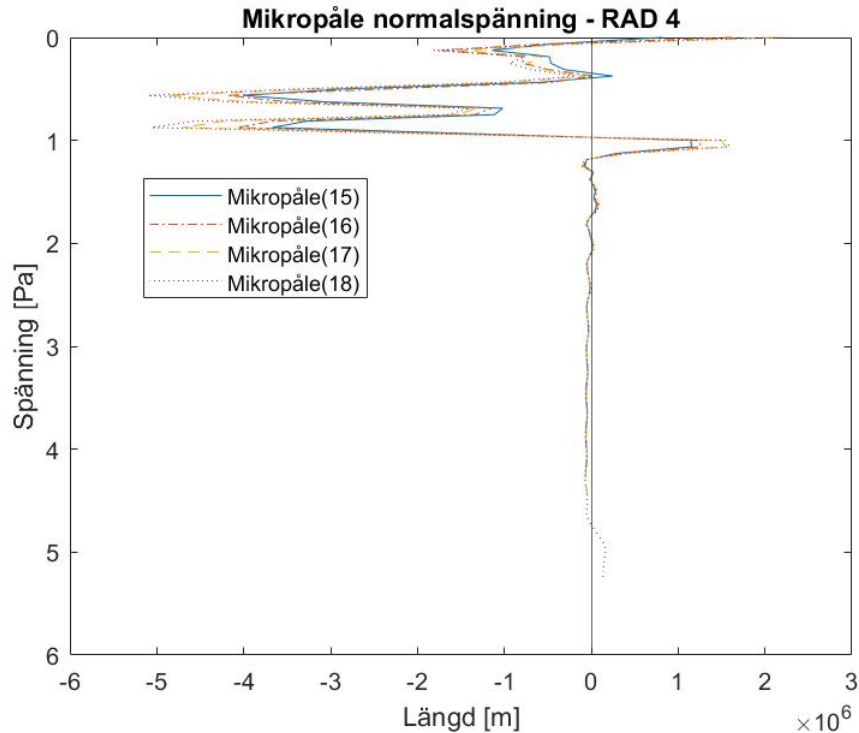
**Figur 5.64:** Största normalspänning för stag i rad 3 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



**Figur 5.65:** Största normalspänning för stag i rad 3 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.



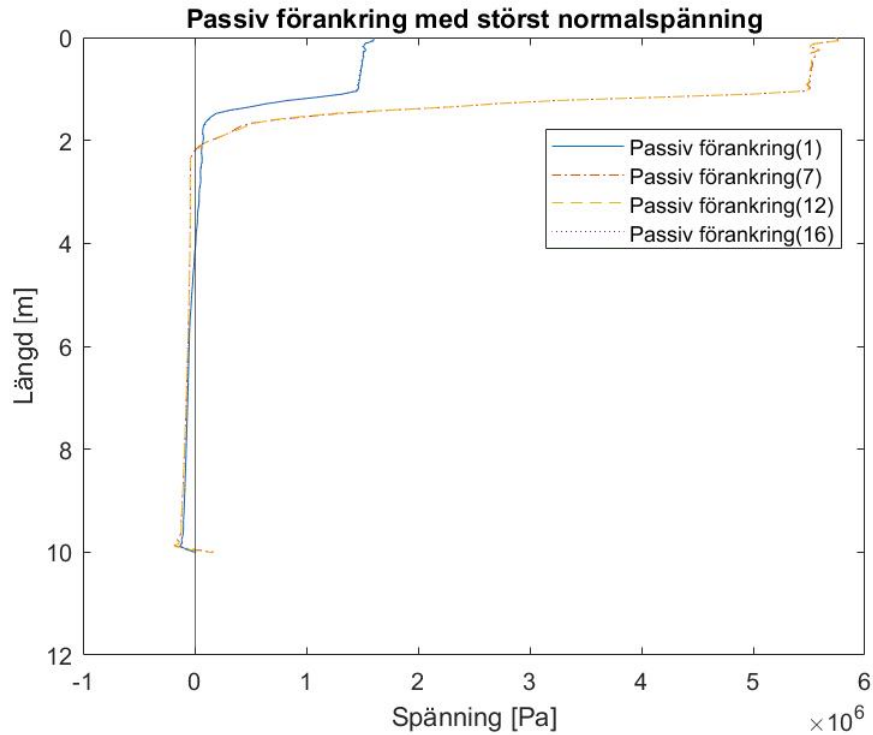
**Figur 5.66:** Största normalspänning för stag i rad 4 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 1.



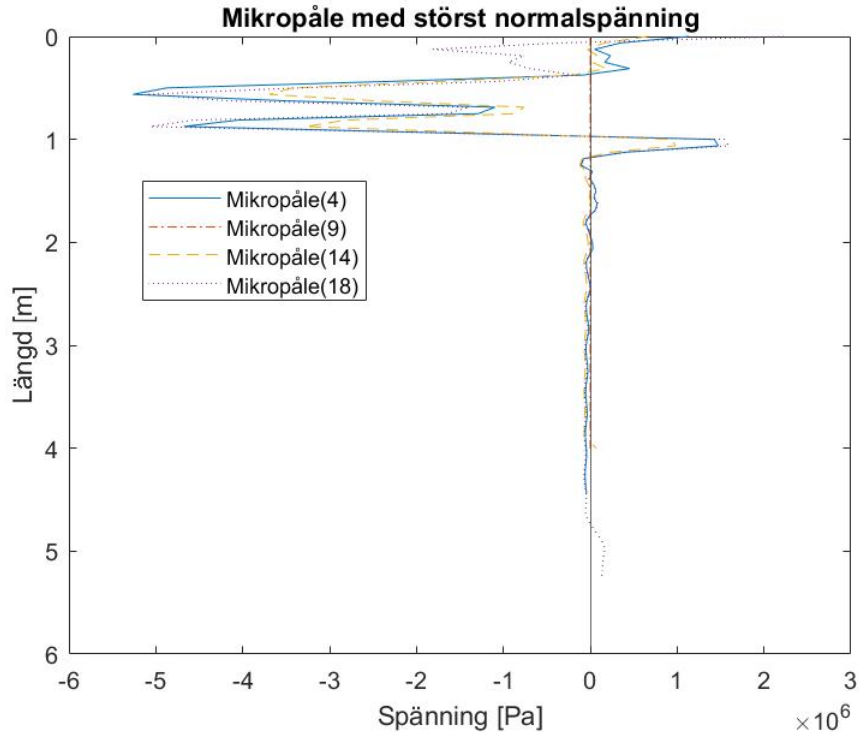
**Figur 5.67:** Största normalspänning för stag i rad 4 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 1.

Spänningsfördelning illustrerat i figur 5.60, 5.62, 5.64 och 5.66 påvisar ett liknande beteende bortsett amplituder påpekat ovan i tabell 5.22. Positiv normalspänning i toppen av samtliga stag som drastiskt avtar vid 1 meters djup till och med 2 meters djup, minskar därefter linjärt till en förhållandevis låg negativ normalspänning vid botten av stagen. Till skillnad mot modell med passiva förankringar påvisar mikropålar ett annat beteende avseende spänningsfördelningen. I figur 5.61, 5.63, 5.65 och 5.67 påvisas en positiv normalspänning i toppen av samtliga stag ner till ett djup på 0.5 meter. Efter 0.5 meters djup, underkant av betongplatta, övergår spänningen i stagen till en negativ normalspänning på 3-4 MPa följt av ett olinjärt beteende ner till 1 meters djup. Från 1 meters djup till cirka 1.3 meters djup, övergår normalspänningen till en positiv spänning på cirka 1 MPa, från 1.3 meters djup avtar normalspänningen drastiskt och håller sig strax under 0 MPa ner till botten av stagen.

För modell med passiva förankringarna och mikropålar presenteras grafer över största normalspänning och störst medelnormalspänning per rad. Först plottas de stag som har störst normalspänning per rad, där raderna definieras enligt figur 3.3. Graferna presenteras för passiva förankringar följt av mikropålar för respektive graf i figur 5.68 och 5.69.

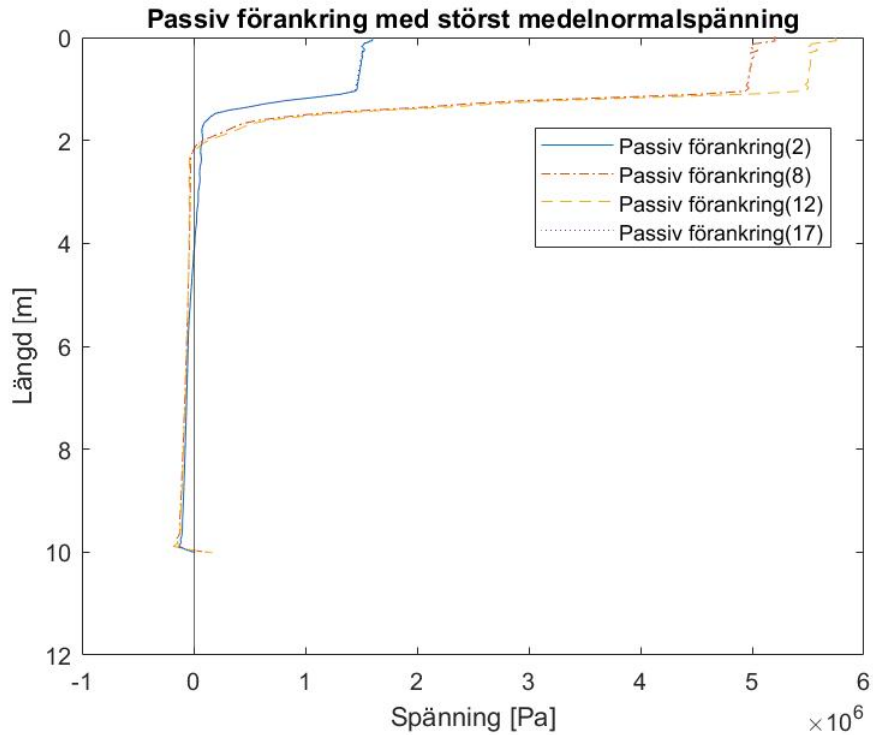


**Figur 5.68:** Störst normalspänning per rad, för passiva förankringar utsatt för tågtrafik med lastkombination 1.

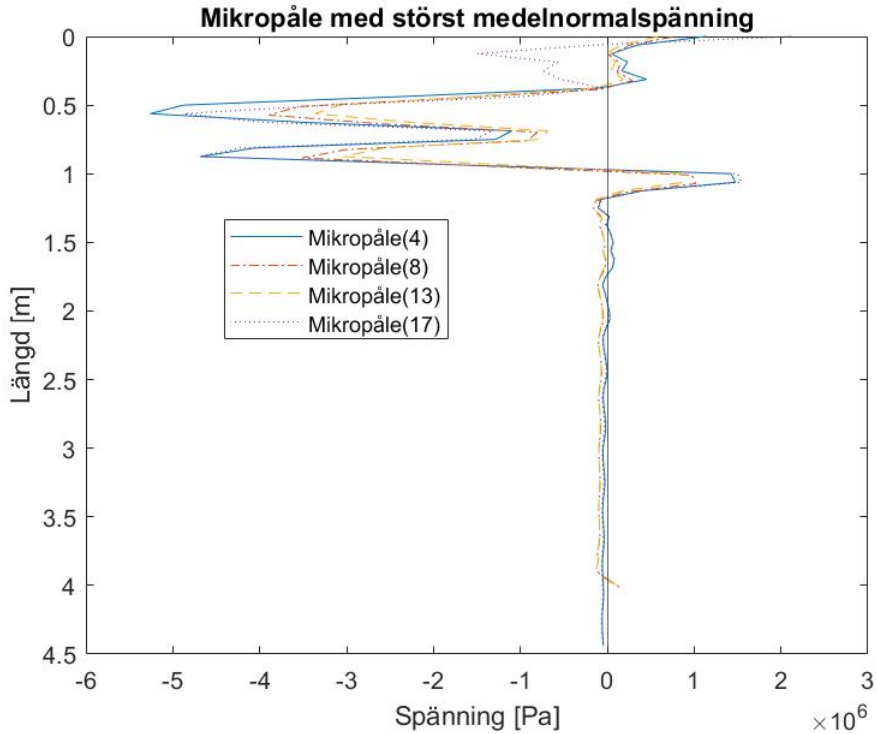


**Figur 5.69:** Störst normalspänning per rad, för mikropålar utsatt för tågtrafik med lastkombination 1.

Och de stag som har störst medelnormalspänning per rad i figur 5.70 och 5.71.



**Figur 5.70:** Störst medel-normalspänning per rad, för passiva förankringar utsatt för tågtrafik med lastkombination 1.



**Figur 5.71:** Störst medel-normalspänning per rad, för mikropålar utsatt för tågtrafik med lastkombination 1.

I figur 5.68 visas att stag i de första två raderna, rad 1 och 2, utsätts för störst

normalspänning väl utsatt för tågtrafik enligt lastkombination 1. Medan figur 5.69 visar att yttre stagen i rad 1 och 4 utsätts för minst normalspänning följt av stagen i mittraderna. figur 5.70 och 5.71 visar samma beteende som grafer för största normalspänning för respektive modell, med olika amplituder. Graferna innehållande modellen för mikropålar visar en jämnare spänningsfördelning som bitvis också växlar längs 1-4.5 meter mellan drag- och tryckspänningar.

## 5.4.2 Lastkombination 2

### Maximala skjuvspänningar

Maximal skjuvspänning avläses enligt samma metod som anges i avsnitt 5.3 och presenteras för bergskiktet och injekteringsbetong i tabell 5.23.

**Tabell 5.23:** Maximal skjuvspänningen per borrhål i berget för modell med passiva förankringar och mikropålar utsatta för tågtrafik med lastkombination 2.

Passiva förankringar	$\tau_{max}$	$\tau_{max}$	Mikropålar	$\tau_{max}$	$\tau_{max}$	[MPa]
	Berg	Injekterings- betong		Berg	Injekterings- betong	
1	0.066	0.142	1	1.86	16.3	
2	0.110	0.218	2	1.96	17.1	
3	0.109	0.221	3	2.06	15.1	
4	0.066	0.164	4	2.37	20.7	
5	0.144	0.411	5	1.66	14.3	
6	0.197	0.597	6	1.55	13.9	
7	0.195	0.644	7	1.50	14.4	
8	0.191	0.580	8	1.47	15.1	
9	0.126	0.398	9	1.55	16.5	
10	0.144	0.454	10	1.43	12.6	
11	0.180	0.641	11	1.29	11.4	
12	0.212	0.690	12	1.25	11.4	
13	0.184	0.618	13	1.29	12.1	
14	0.143	0.419	14	1.43	13.6	
15	0.64	0.224	15	1.88	16.3	
16	0.110	0.293	16	2.07	17.8	
17	0.110	0.297	17	2.37	20.3	
18	0.066	0.207	18	2.41	20.5	

Tabell 5.23 visar stora skillnader i maximal skjuvspänning för både berg och injekteringsbetong mellan modellerna för passiva förankringar och mikropålar som vid lastkombination 1. Differensen mellan modellerna följer samma analys som i avsnitt 5.4.1, större maximala skjuvspänningar i modell med mikropålar avseende både berg och injekteringsbetong jämfört med modell med passiva förankringar.



## Normalspänning i berget

**Tabell 5.24:** Normalspänningar i berget för de hål i varje rad som blir utsatt för störst maximala skjuvspänningar från tabell 5.19. I modell med passiva förankringar respektive mikropålar belastade enligt lastkombination 2.

Passiva förankringar		Mikropålar		[MPa]
Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{max}$	
2	0.062	1	0.34	
6	0.037	9	0.22	
12	0.039	14	0.21	
16	0.061	15	0.34	

Värdena från tabell 5.24, kan jämföras med draghållfastheten från tabell 3.1, där draghållfastheten uppskattas utifrån 4-7 % av tryckhållfastheten i avsnitt 3.2. Under idealiska förhållanden som har antagits i simuleringarna skulle det generera en draghållfasthet i berget på mellan 0.96 till 1.68 MPa.

## Skjuvspänning

### Injekteringsbetong

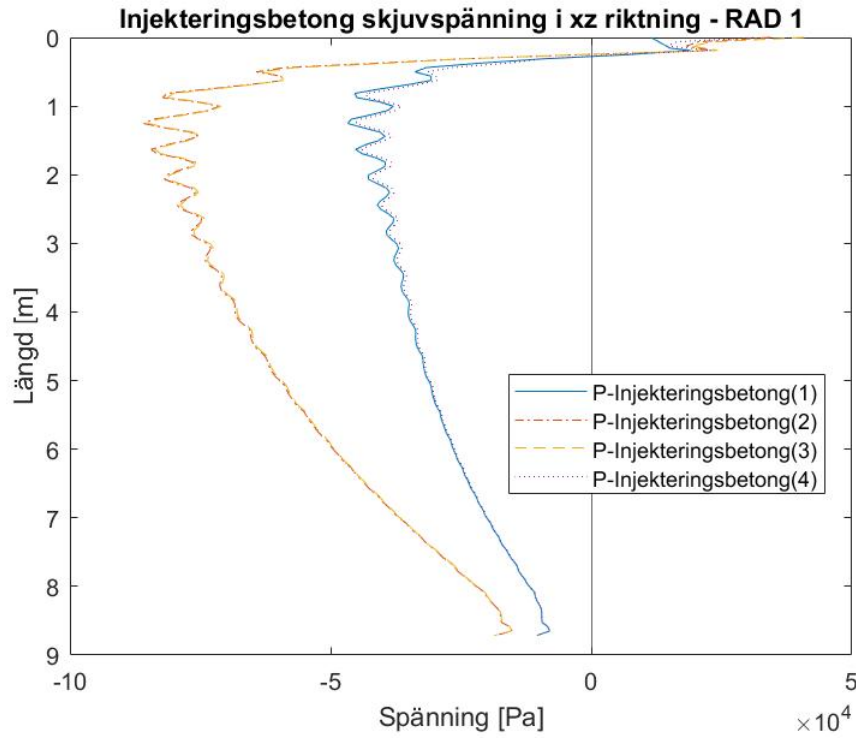
Skjuvspänning längs injekteringsbetongens yttre rand,  $\tau_{xz}$ , avläses från toppen till botten från resultatet för modell med passiva förankringar respektive mikropålar. Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , avläses i position B enligt figur 5.23 för båda modeller, passiva förankringar respektive mikropålar. Största skjuvspänning,  $\tau_{xz,max}$ , och medel-skjuvspänning presenteras i tabell 5.25.

**Tabell 5.25:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz,max}$  och  $\tau_{xz,medel}$ , mellan passiva förankringar och mikropålar för injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 belastade enligt lastkombination 2. Numrering enligt figur 3.3.

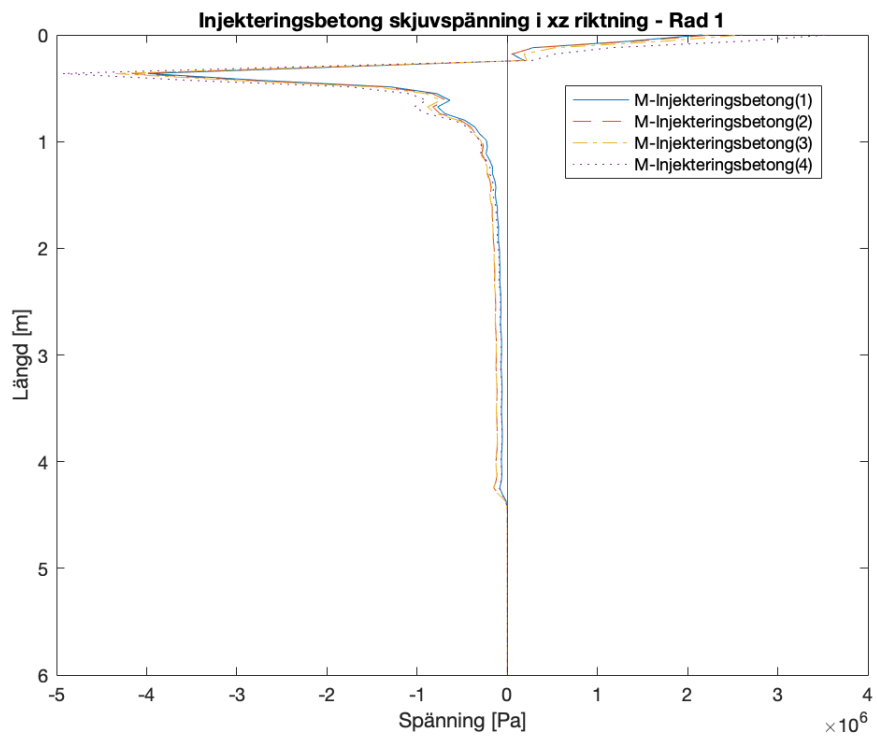
Passiva förankringar	$\tau_{xz,max}$	$\tau_{xz,medel}$	Mikropålar	$\tau_{xz,max}$	$\tau_{xz,medel}$	[MPa]
1	0.019	0.0140	1	2.162	0.0877	
2	0.034	0.0240	2	2.275	0.0952	
3	0.041	0.0270	3	2.605	0.1251	
4	0.031	0.0180	4	3.575	0.1987	
5	0.082	0.0054	5	2.608	0.6803	
6	0.124	0.0084	6	2.554	0.3235	
7	0.142	0.0099	7	2.614	0.2964	
8	0.142	0.0099	8	2.781	0.3293	
9	0.091	0.0084	9	3.096	0.3794	
10	0.079	0.0300	10	2.250	0.6765	
11	0.125	0.0120	11	2.138	0.7020	
12	0.142	0.0081	12	2.204	0.7716	
13	0.132	0.0074	13	2.389	0.8889	
14	0.091	0.0093	14	2.747	1.0668	
15	0.050	0.0290	15	3.616	0.1010	
16	0.094	0.0570	16	4.963	0.1663	
17	0.090	0.0560	17	5.372	0.1733	
18	0.052	0.0290	18	5.560	0.1469	

Tabell 5.25 kan identifieras stora differenser i skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , mellan modell med mikropålar och modell med passiva förankringar. Där modell med mikropålar är den som påvisar större skjuvspänningar,  $\tau_{xz,max}$  och  $\tau_{xz,medel}$ , i injekteringsbetongen. Allmänt påvisas störst skjuvspänning i mittraderna för modell med passiva förankringar jämfört mot ytterrader, rad 1 och 4. Avseende störst medel-skjuvspänning uppstår det i båda ytterader i modell med passiva förankringar. För modell med mikropålar påvisas störst skjuvspänning i rad 4 medan störst medel-skjuvspänning uppstår i mittraderna, rad 2 och 3. Differensen i skjuvspänning mellan modeller kan beskrivas med kvoten mellan injekteringsbetong(18) för mikropålar och passiva förankringar, största skjuvspänning ungefär 107 och största medel-skjuvspänning närmare 5.

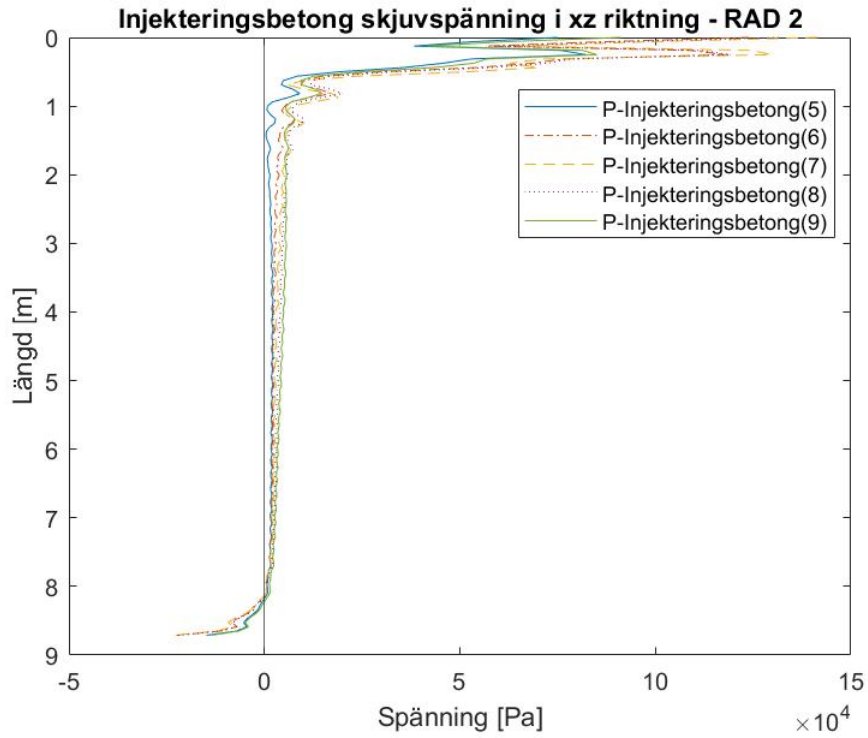
Följande presenteras grafer över skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , över längden för injekteringsbetong i modell med passiva förankringar respektive mikropålar utsatta för tågtrafik med lastkombination 2.



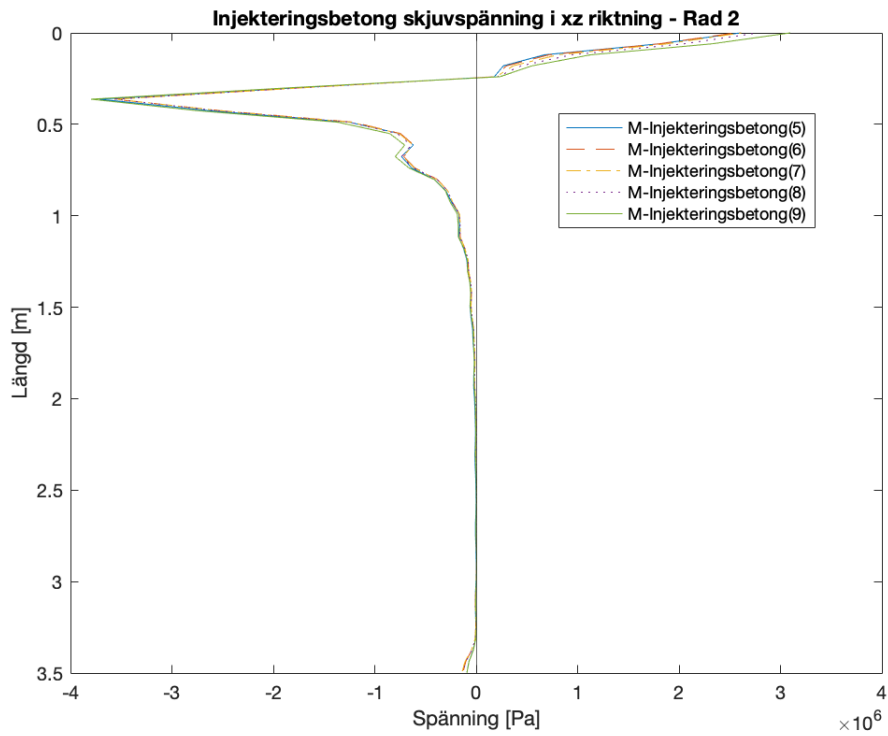
**Figur 5.72:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 1 för passiva förankringar belastade enligt lastkombination 2.



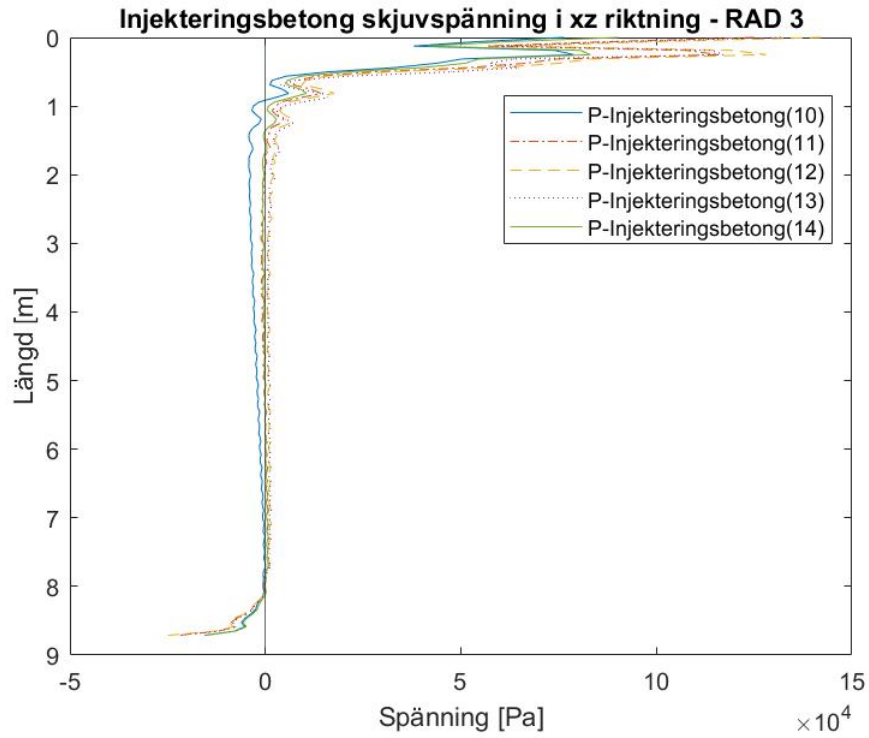
**Figur 5.73:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 1 för mikropålar belastade enligt lastkombination 2.



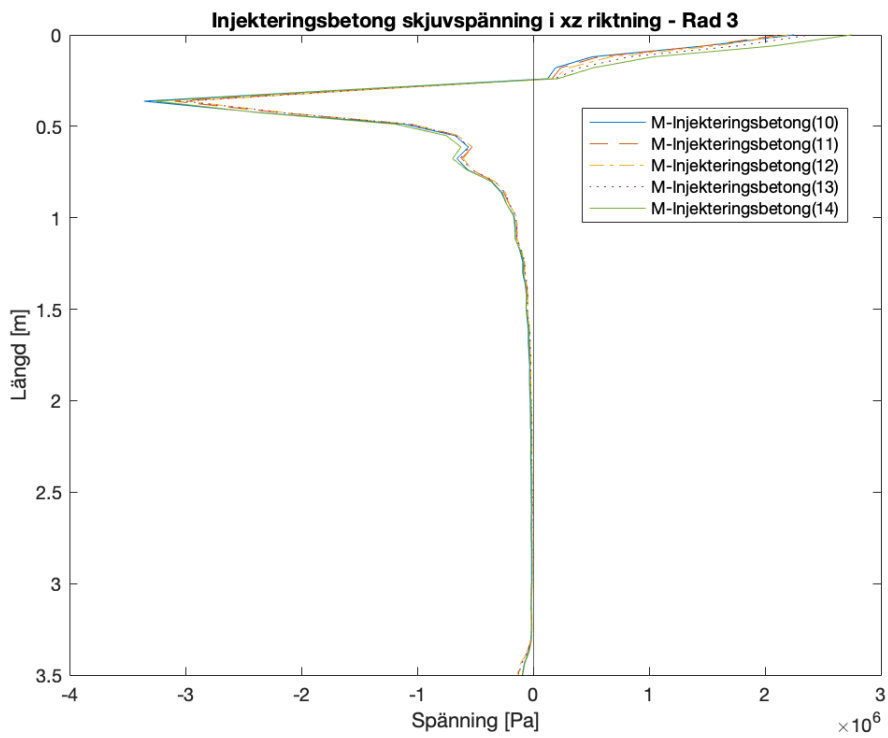
**Figur 5.74:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 2 för passiva förankringar belastade enligt lastkombination 2.



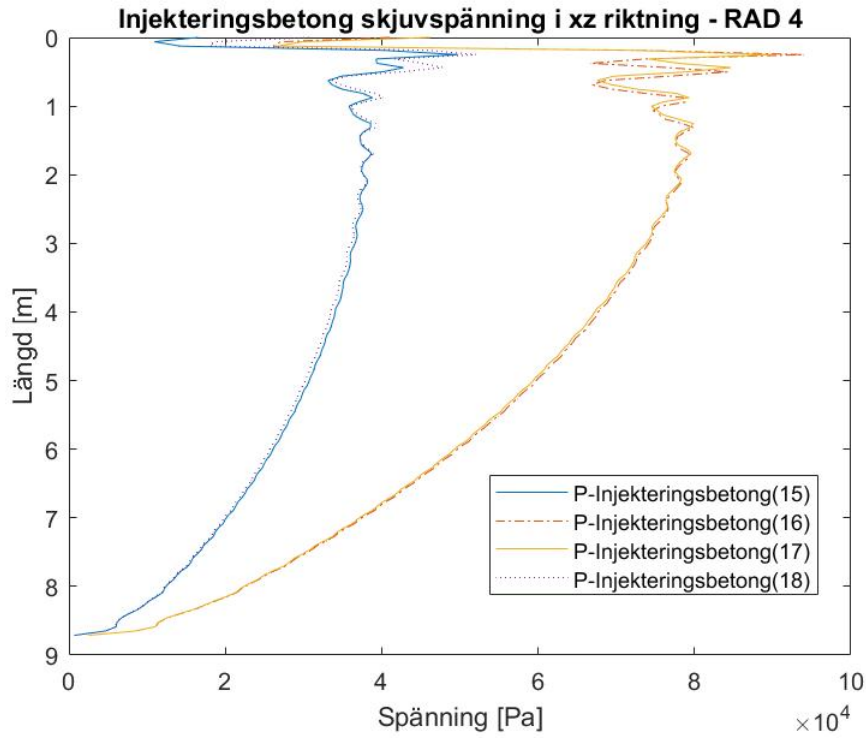
**Figur 5.75:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 2 för mikropålar belastade enligt lastkombination 2.



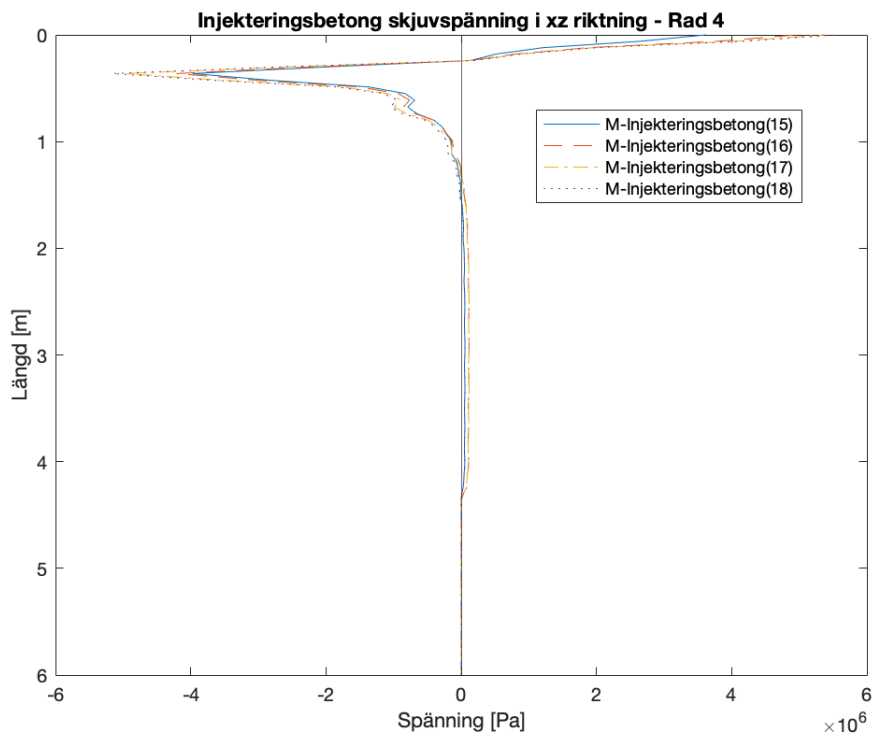
**Figur 5.76:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 3 för passiva förankringar belastade enligt lastkombination 2.



**Figur 5.77:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 3 för mikropålar belastade enligt lastkombination 2.



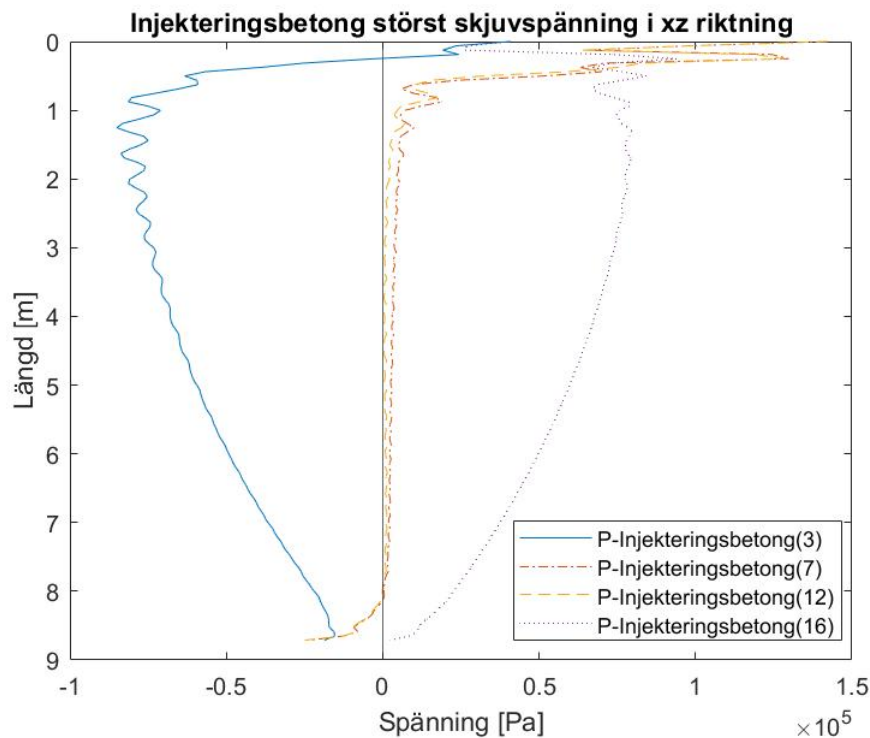
**Figur 5.78:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 4 för passiva förankringar belastade enligt lastkombination 2.



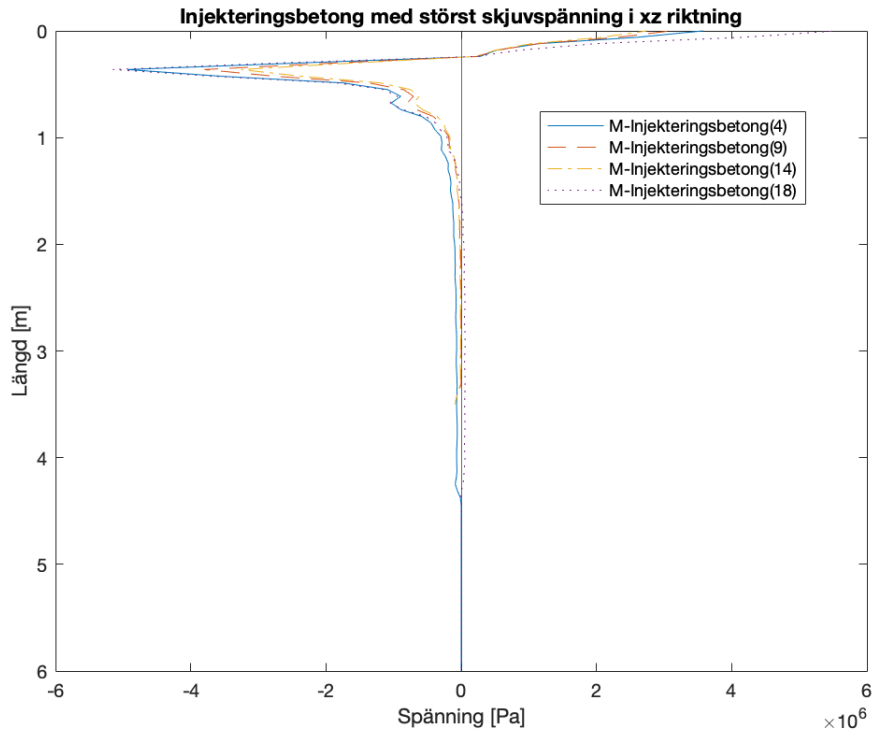
**Figur 5.79:** Skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , i injekteringsbetongen i position B enligt figur 5.23 i rad 4 för mikropålar belastade enligt lastkombination 2.

Genom att studera samtliga grafer över skjuvspänning i injekteringsbetong för modell med passiva förankringar, figur 5.72, 5.74, 5.76 och 5.78, påvisas störst positiva spänningar i ovankant av samtlig injekteringsbetong. Störst skjuvspänning för modell med passiva förankringar avtar drastiskt från toppen till ett djup på ungefär 0.5 meter där det hädanefter håller sig runt nollspänning. Rad 4 för passiva förankringar uppvisar ett avvikande beteende förhållande till rad 1, 2 och 3, där endast positiv skjuvspänning uppstår över hela längden. Studeras figur 5.73, 5.75, 5.77 och 5.79, uppstår jämfört med modell med passiva förankringar också en positiv skjuvspänning i samtlig injekteringsbetongs topp. Från en positiv skjuvspänning i toppen övergår spänningen till negativ skjuvspänning på ett djup på ungefär 0.3 meter. Efter påvisad negativ spänning vid 0.3 meters djup uppnås största negativa spänning vid 0.4 meters djup därefter ökar skjuvspänning fram till 2 meters djup där spänningen håller sig runt -0.1 MPa.

Följande visas fyra diagram i figur 5.80, figur 5.81, figur 5.82 och figur 5.83 där injekteringsbetong med störst skjuvspänning och störst medel-skjuvspänning per rad, enligt figur 3.3, plottas mot varandra för både passiva förankringar och mikropålar. Först största skjuvspänning enligt figur 5.80 och 5.81.



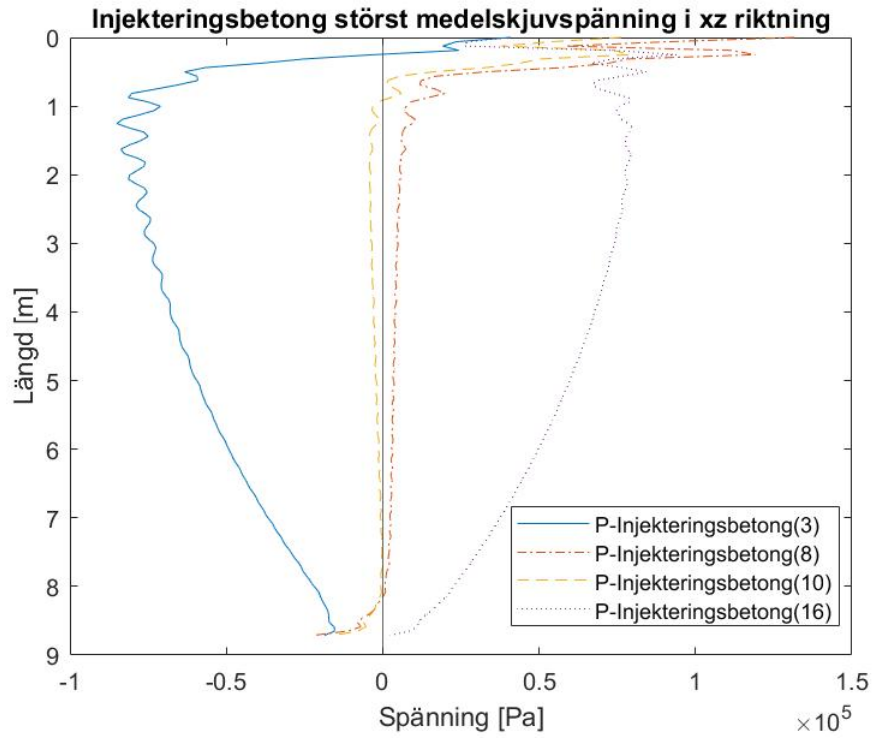
**Figur 5.80:** Största skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz}$ , injekteringsbetong i position B enligt figur 5.23 för modell med passiva förankringar för lastkombination 2.



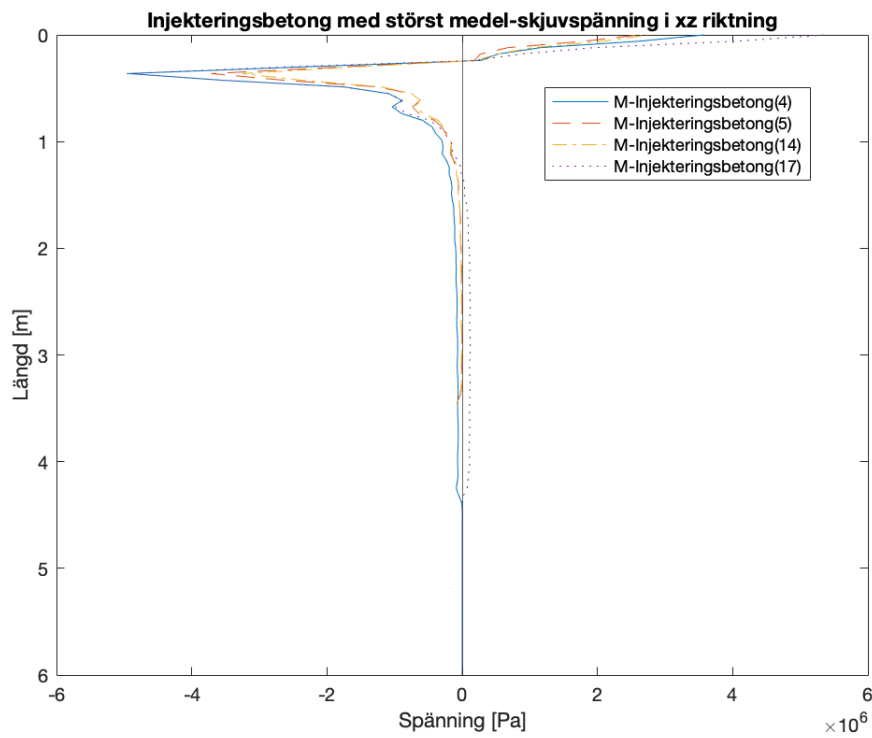
**Figur 5.81:** Största skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz}$ , injekteringsbetong i position B enligt figur 5.23 för modell med mikropålar för lastkombination 2.

Därefter medel-skjuvspänning i figur 5.82 och 5.83.





**Figur 5.82:** Största medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz}$ , injekteringsbetong i position B enligt figur 5.23 för modell med passiva förankringar för lastkombination 2.



**Figur 5.83:** Största medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz}$ , injekteringsbetong i position B enligt figur 5.23 för modell med mikropålar för lastkombination 2.

I graferna, figur 5.80, 5.81, 5.82 och 5.83, påvisas samma beteende oavsett rad för både modell med passiva förankringar och mikropålar förutom skillnader i amplitud.

## Stag

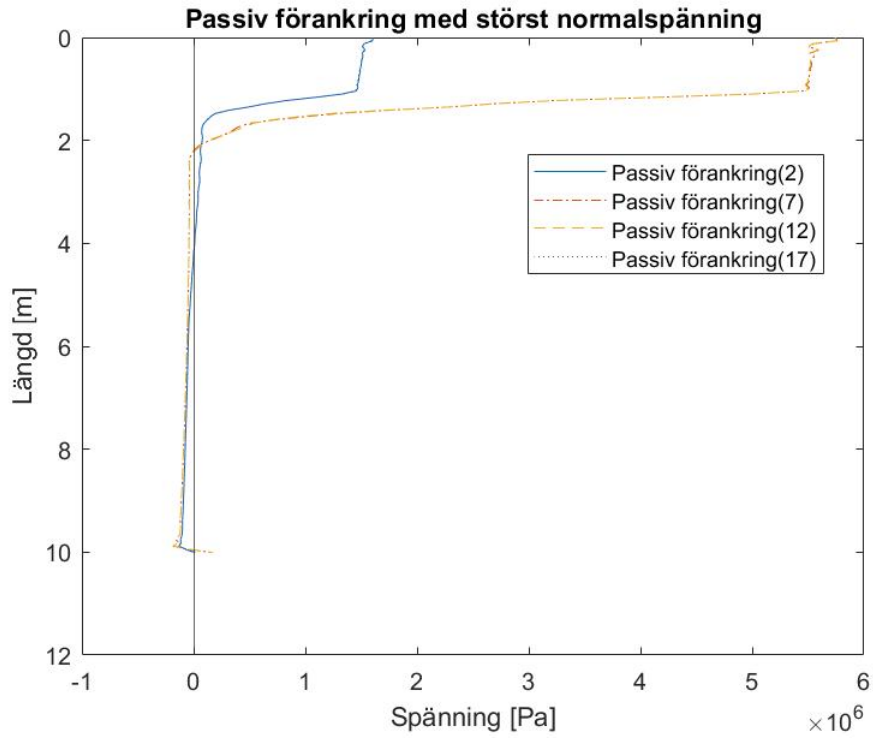
**Tabell 5.26:** Normalspänning i stag för modell med mikropålar belastade enligt lastkombination 2.

Passiva förankringar	Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{mean}$	Mikropålar	Position	$\sigma_{max}$	Position	$\sigma_{mean}$	[MPa]
	2	1.61	2	0.097		4	1.50	3	0.201	
	7	5.76	8	0.390		9	1.15	8	0.362	
	12	5.76	12	0.320		14	0.987	11	0.369	
	17	1.60	16	0.114		18	2.21	17	0.137	

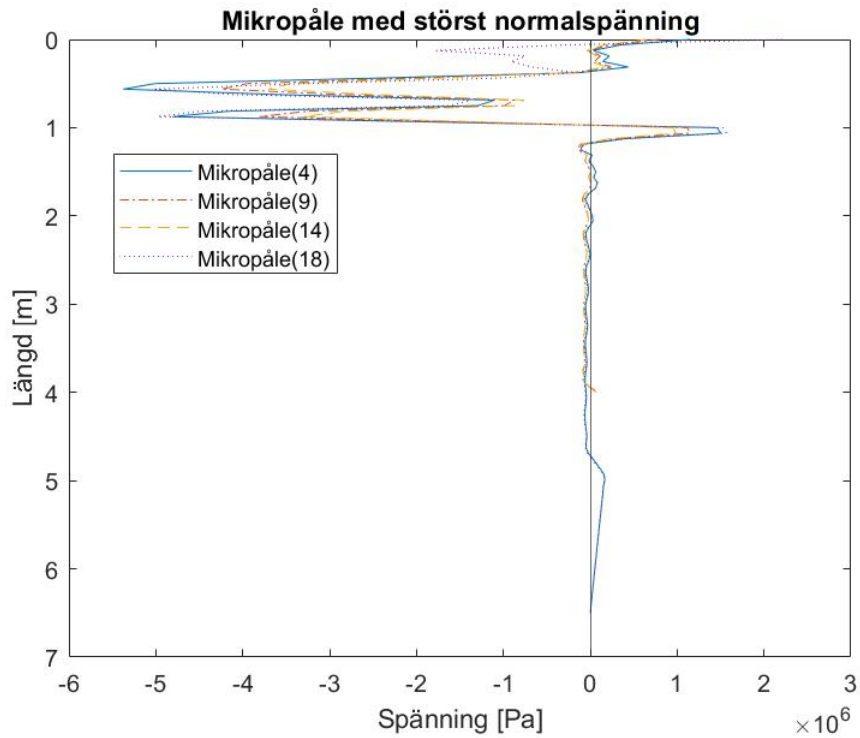
Skillnaden mellan normalspänningarna, presenterade i tabell 5.26 i stagen för respektive modellen är ganska liten i förhållande till skillnaderna i skjuvspänning som presenteras i tabell 5.25. Det som kan identifieras i modell med mikropålar är att störst normalspänning uppstår i ytterkant i rad 4. Störst normalspänning uppstår för samtliga rader i modell med mikropålar mot ytterkant enligt placering 3.3. Studeras medel-normalspänning går det att identifiera ett annat beteende avseende modell med mikropålar, största medel-normalspänning uppstår istället mot mitten av raderna 2 och 3 följt av ytterrader 1 och 4. Studeras modell med passiva förankringar påvisas tillskillnad från mikropålar störst normal- och medelnormal-spänning mot mitten av raderna, 2 och 3, följt av en lägre fördelning mot ytterrader 1 och 4.

Avseende fördelningen av normalspänning i stag per rad presenteras genom att plottas mot dess längd. Först plottas stag för modell med passiva förankringar följt av mikropålar, där raderna definieras enligt 3.3. Figurerna presenteras i bilaga A i avsnitt A.1.1. Spänningsfördelningen för modell med passiva förankringar och mikropålar belastade med tågtrafik enligt lastkombination 2 påvisar ett nästintill identiskt beteende som lastkombination 1 enligt avsnitt 5.4.1.

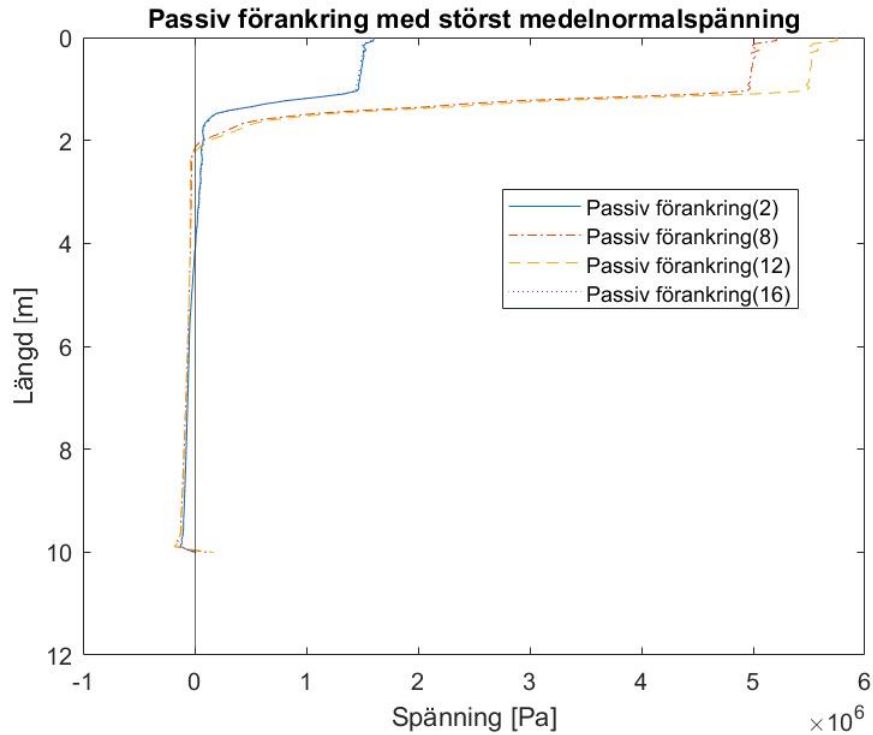
Hädanefter presenteras för passiva förankringar respektive mikropålar de förankringar per rad med störst normalspänning och störst medel-normalspänning per rad.



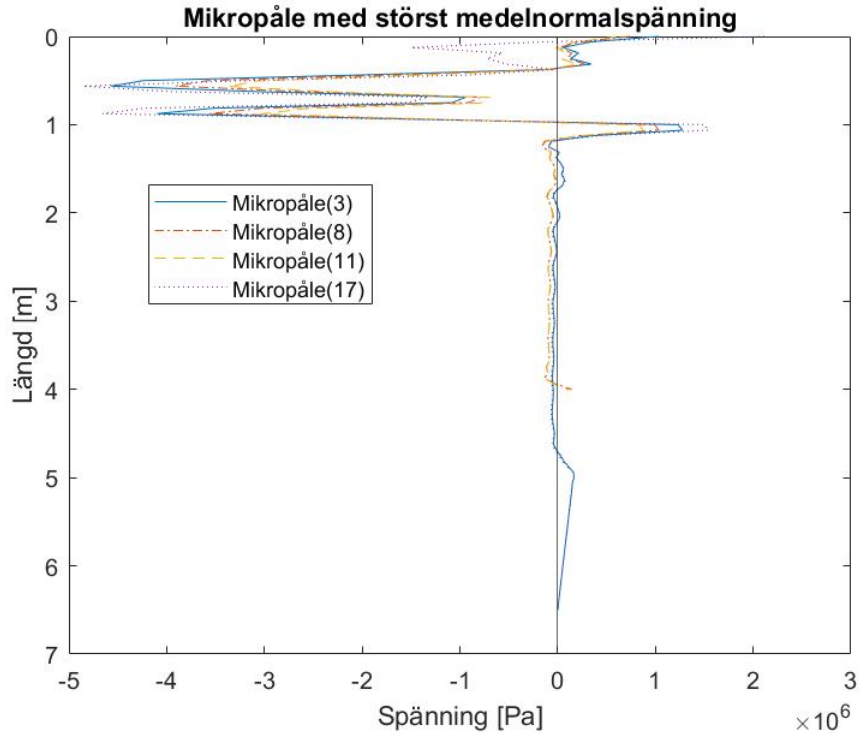
**Figur 5.84:** Störst normalspänning per rad, för passiva förankringar utsatt för tågtrafik med lastkombination 2.



**Figur 5.85:** Störst normalspänning per rad, för mikropålar utsatt för tågtrafik med lastkombination 2.



**Figur 5.86:** Störst medel-normalspänning per rad, för passiva förankringar utsatt för tågtrafik med lastkombination 2.



**Figur 5.87:** Störst medel-normalspänning per rad, för mikropålar utsatt för tågtrafik med lastkombination 2.

I figur 5.84, 5.86, 5.81 och 5.83 studeras de stag med störst medel-skjuvspänning

i modell med passiva förankringar och mikropålar. Beteende i största normal- och medelskjuv-spänning för båda modeller efterliknar det som påvisats i avsnitt 5.4.1

## 5.5 Modell - sättning i packad fyllning

För modell med mikropålar undersöker vi effekterna av att den packade fyllningen sätter sig, under belastning av lastkombination 1 och 2. För injekteringsbetong och stag avläses från modellresultat, skjuvspänning längs ytan, normalspänning som ett medelvärde över tvärsnittet och maximal skjuvspänning. Avlästa värden presenteras i tabeller och grafer där modell med mikropålar med och utan sättning ställs mot varandra för tågtrafik med lastkombination 1 och 2.

### 5.5.1 Maximal skjuvspänning

Maximal skjuvspänning avläses enligt samma metod som anges i avsnitt 5.3 och presenteras för bergskiktet och injekteringsbetong i tabell 5.27.

**Tabell 5.27:** Maximal skjuvspänning i berg och injekteringsbetong för modell med mikropålar med och utan sättning utsatta för tågtrafik enligt lastkombination 1 och 2. Lastkombination 1 respektive 2 benämns, (1) och (2)

Mikropålar(1) utan sättning	$\tau_{max}$ Berg	$\tau_{max}$ Injek.	Mikropålar(1) med sättning	$\tau_{max}$ Berg	$\tau_{max}$ Injek.	Mikropålar(2) utan sättning	$\tau_{max}$ Berg	$\tau_{max}$ Injek.	Mikropålar(2) med sättning	$\tau_{max}$ Berg	$\tau_{max}$ Injek.
1	1.73	15.7	1	1.74	18.2	1	1.86	16.3	1	1.76	18.1
2	1.76	16.0	2	1.77	18.3	2	1.96	17.1	2	1.84	19.0
3	1.85	16.7	3	1.85	19.4	3	2.06	15.1	3	1.94	20.0
4	2.03	18.3	4	2.04	22.0	4	2.37	20.7	4	2.22	23.4
5	1.67	15.1	5	0.063	21.7	5	1.66	14.3	5	1.57	20.4
6	1.55	14.0	6	1.56	19.9	6	1.55	13.9	6	1.54	19.8
7	1.50	13.4	7	1.51	19.1	7	1.50	14.4	7	1.58	20.4
8	1.47	13.0	8	1.47	18.5	8	1.47	15.1	8	1.64	21.3
9	1.55	13.8	9	1.56	19.6	9	1.55	16.5	9	1.80	23.4
10	1.43	12.8	10	1.43	18.3	10	1.43	12.6	10	1.41	17.9
11	1.29	11.5	11	1.30	16.4	11	1.29	11.4	11	1.28	16.1
12	1.25	11.2	12	1.26	15.8	12	1.25	11.44	12	1.28	16.2
13	1.29	11.6	13	1.29	15.8	13	1.29	12.1	13	1.34	17.1
14	1.43	12.9	14	1.44	18.3	14	1.43	13.6	14	1.51	19.4
15	1.71	15.7	15	1.72	17.8	15	1.88	16.3	15	1.77	18.4
16	1.91	17.6	16	1.92	19.6	16	2.07	17.8	16	1.95	20.0
17	2.23	19.8	17	2.24	22.6	17	2.37	20.3	17	2.31	22.8
18	2.29	20.9	18	2.30	23.7	18	2.41	20.5	18	2.28	23.4

Genom att jämföra värden i tabell 5.27 för maximal skjuvspänning mellan modeller för mikropålar med och utan sättning identifieras mindre skillnader avseende maximal skjuvspänning i injekteringsbetongen. Avseende maximal skjuvspänning i bergborrhålen mellan modeller med och utan sättning identifieras ökning på ca 1 procent för alla bergborrhål utom hål 5. Då spänningsförändringen avseende maximal skjuvspänning i bergborrhålen anses vara ytterst liten undersöks inte beteendet i bergborrhålen ytterligare.

## 5.5.2 Injekteringsbetong

Inverkan av sättning i den packade fyllningen är det som undersöks från simuleringen. Grundhypotesen utgår från att större tryckkrafter kan uppstå i mikropålarna då lastfördelningen i modellen förändras. Utifrån denna hypotes berör det här avsnittet även negativa skjuvspänningar tillskillnad från tidigare avsnitt.

### Lastkombination 1

För att kunna jämföra spänningsfördelningen mellan modeller med och utan sättning presenteras i tabell 5.28.

**Tabell 5.28:** Skjuvspänning i injekteringsbetong för modell med mikropålar utan och med sättning belastade enligt lastkombination 1. Avläsning görs i position D och C enligt figur 5.23.

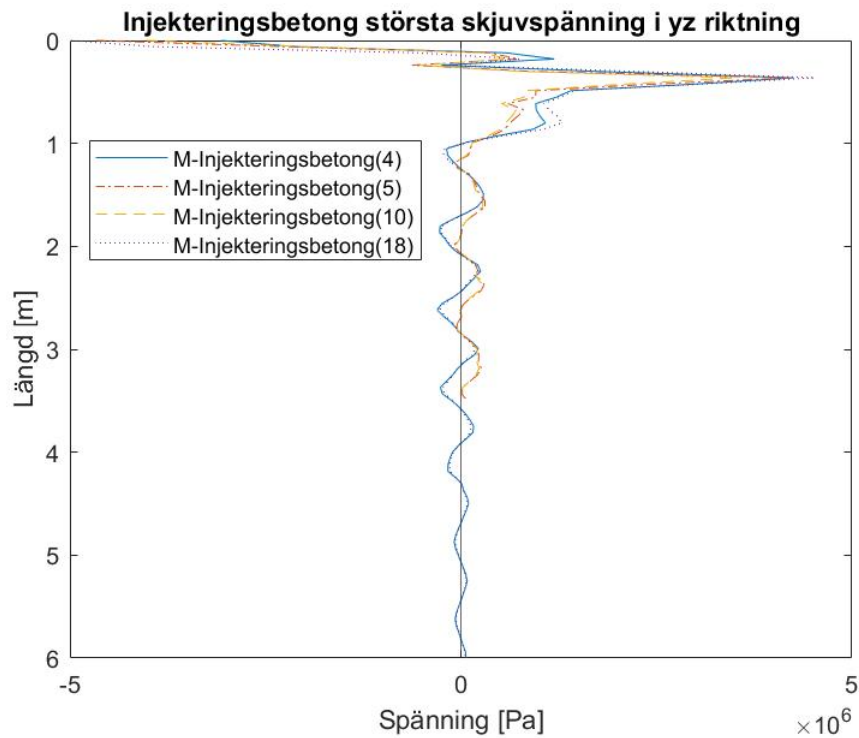
Utan sättning	$\tau_{yz,max}$	Störst medel	$\tau_{yz,min}$	Minst medel	Med sättning	$\tau_{yz,max}$	Störst medel	$\tau_{yz,min}$	Minst medel	[MPa]
1	3.55	0.046	-3.79	-0.569	1	3.60	0.348	-3.14	-0.338	
2	3.57	0.508	-3.84	-0.301	2	3.61	0.350	-3.19	-0.345	
3	3.75	0.510	-4.11	-0.248	3	3.78	0.368	-3.44	-0.364	
4	4.21	0.584	-4.74	-0.314	4	4.25	0.432	-3.99	-0.417	
5	4.17	0.518	-3.70	-0.808	5	4.20	0.419	-3.59	-0.841	
6	3.86	0.553	-3.45	-0.502	6	3.89	0.424	-3.35	-0.667	
7	3.62	0.525	-3.47	-0.294	7	3.75	0.396	-3.52	-0.550	
8	3.72	0.529	-3.47	-0.297	8	3.63	0.413	-3.52	-0.469	
9	3.72	0.696	-3.72	-0.366	9	3.74	0.432	-3.73	-0.438	
10	3.49	0.476	-3.25	-0.698	10	3.51	0.364	-3.19	-0.632	
11	3.16	0.441	-3.01	-0.428	11	3.19	0.355	-2.97	-0.570	
12	3.04	0.441	-3.00	-0.250	12	3.05	0.335	-3.00	-0.397	
13	2.99	0.430	-3.09	-0.259	13	3.01	0.345	-3.12	-0.371	
14	3.24	0.506	-3.40	-0.335	14	3.26	0.403	-3.46	-0.437	
15	3.34	0.398	-3.97	-0.572	15	3.35	0.318	-3.48	-0.323	
16	3.80	0.353	-4.45	-0.328	16	3.86	0.346	-4.00	-0.361	
17	4.23	0.412	-5.24	-0.304	17	4.32	0.417	-4.70	-0.416	
18	4.44	0.453	-5.54	-0.351	18	4.52	0.449	-4.99	-0.446	

Där max respektive min avläses från injekteringsbetong i position D och C enligt figur 5.23.

Den översiktliga kommentaren av värdena i tabell 5.29 visar att de positiva skjuvspänningarna i  $yz$ -riktningen påverkas väldigt lite av den påtvingade sättningen, ungefär 1 % ökar spänningen med. För de negativt orienterade skjuvspänningar efterliknar dessa de positivt orienterade. Rad 4 visar störst negativa skjuvspänningarna för modell på utan och med sättning. Generellt har vi en jämn fördelning av minst medel-skjuvspänning över raderna för respektive modell, där minst medel-skjuvspänning uppstår i injekteringsbetong (5) för respektive modell.

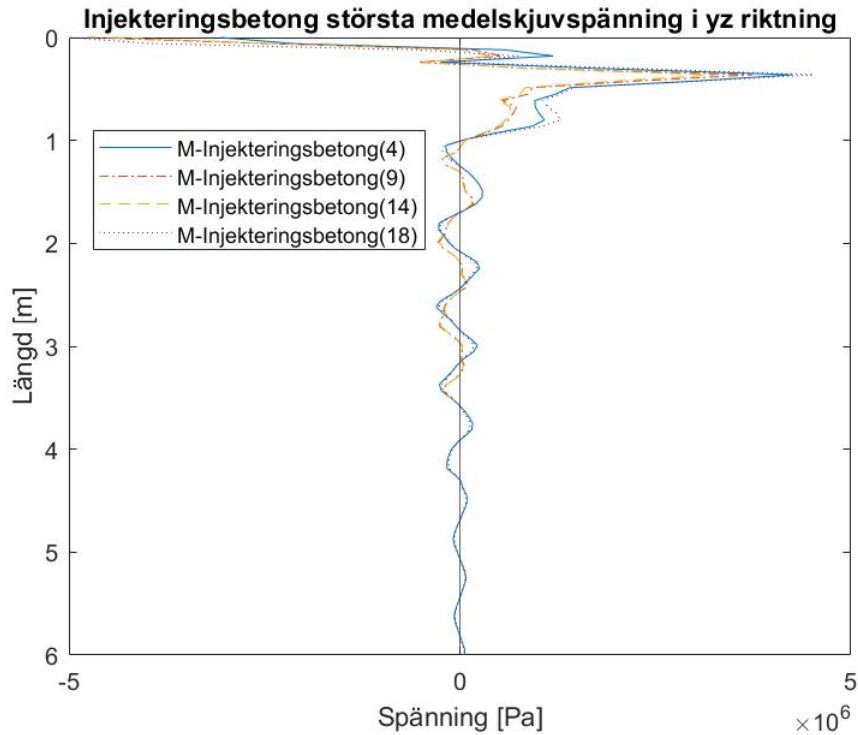
För att undersöka fördelningen av skjuvspänning,  $\tau_{yz}$ , över samtliga injekteringsbetongs yttre yta från toppen till botten plottas först de injekteringsbetongs som har

störst skjuvspänning i varje rad för modell med sättning, där raderna definieras enligt 3.3.



**Figur 5.88:** Störst skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,max}$ , injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 för mikropålar med sättning belastade enligt lastkombination 1.

Därefter plottas de injekteringsbetongs som har högst medel-skjuvspänning i varje rad, störst medel-skjuvspänningen bestäms genom att endast ta hänsyn till positiv skjuvspänning.

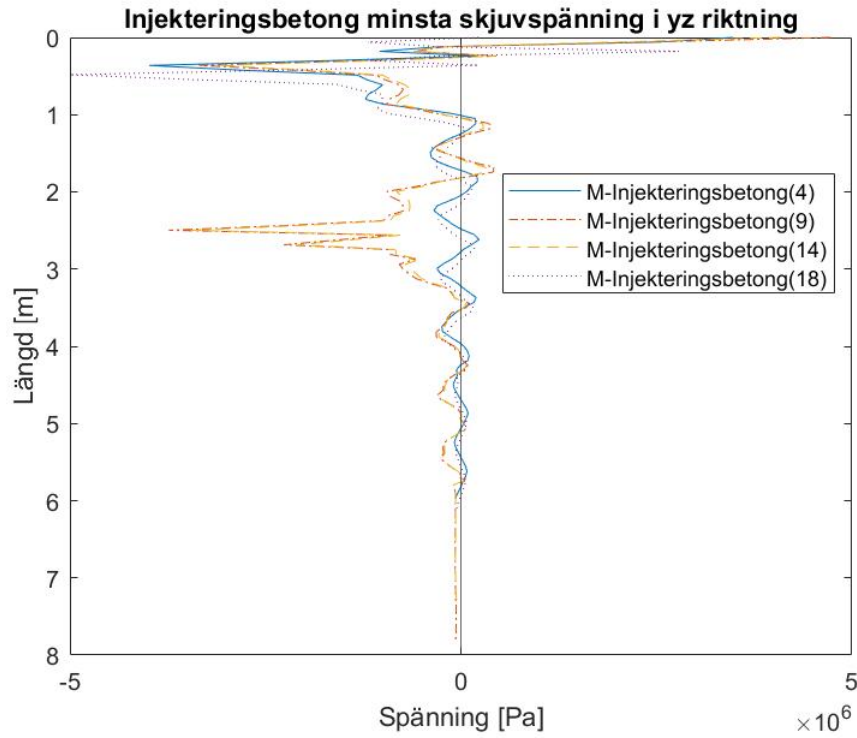


**Figur 5.89:** Störst medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,medel}$ , injekteringsbetong i position D enligt figur 5.23 för mikropålar med sättning belastade enligt lastkombination 1.

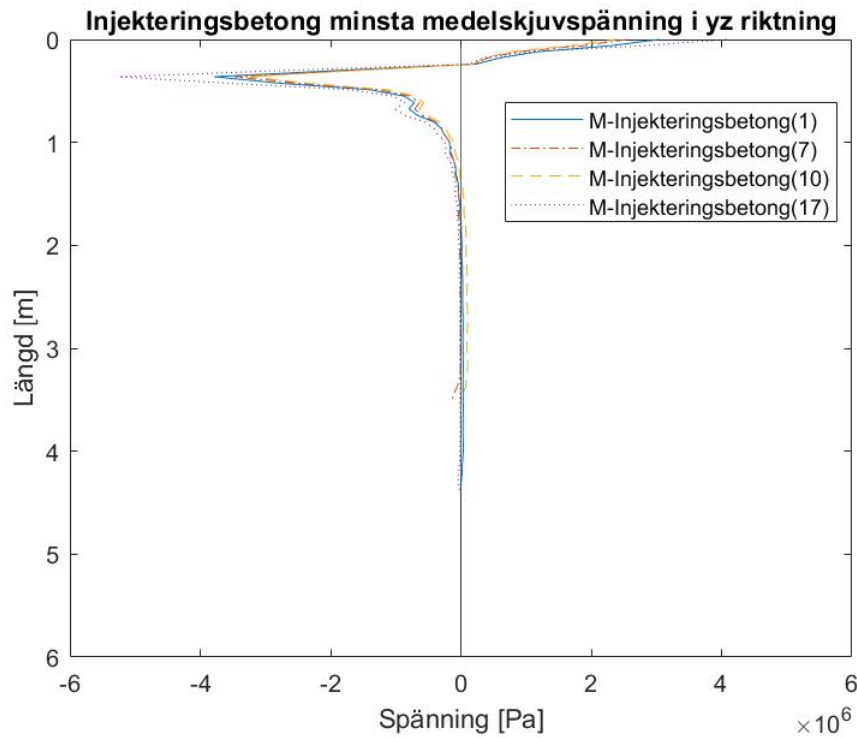
Figur 5.88 och 5.89 kan jämföras med grafer som presenteras i avsnitt 5.4.1 för modell med mikropålar under belastning av tågtrafik enligt lastkombination 1 utan inverkan av sättning, figur 5.57 och 5.59. Spänningsfördelningen i  $yz$ -riktningen över längden visar ett likt beteende vid sättning som utan sättning.

Därefter presenteras de positioner för injekteringsbetong där minst skjuvspänning uppstår följt av minst medel-skjuvspänning för modell utan sättning och med sättning.

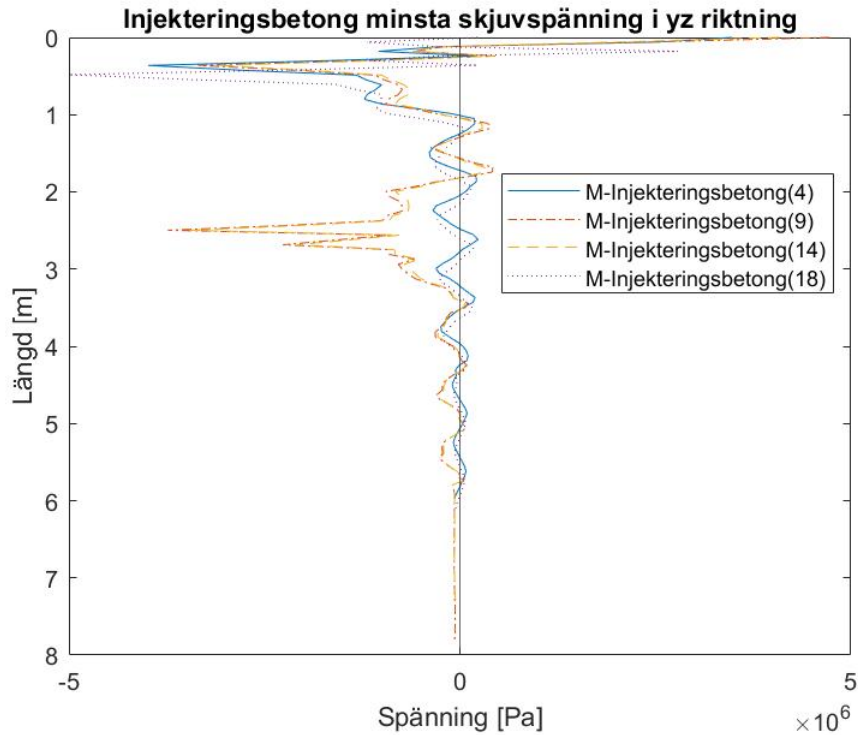




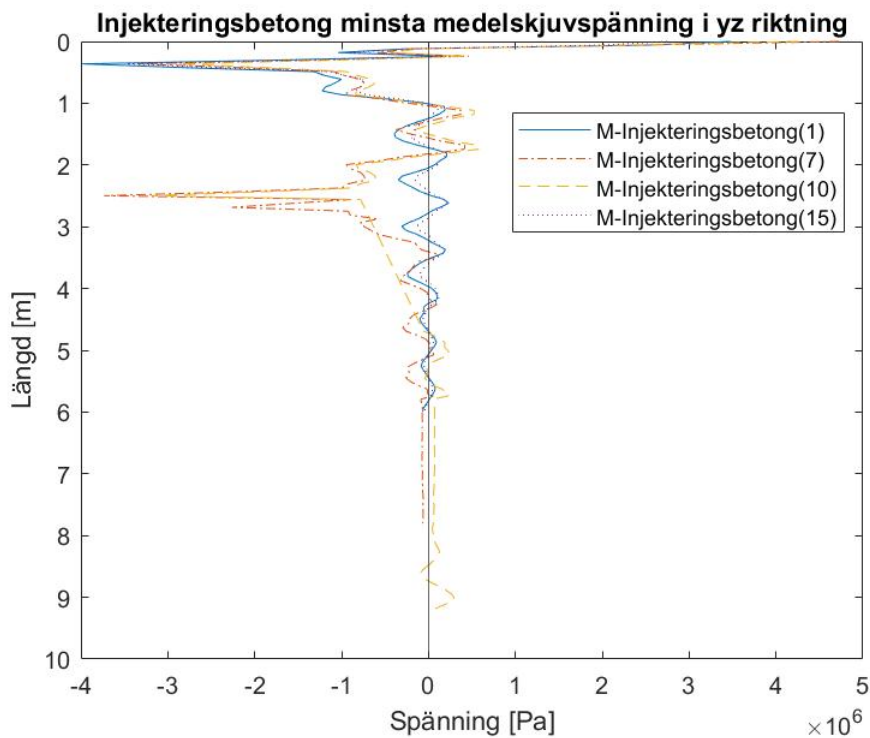
**Figur 5.90:** Minst skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,min}$ , injekteringsbetong i position C enligt figur 5.23 för mikropålar utan sättning belastade enligt lastkombination 1.



**Figur 5.91:** Minst medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,medel}$ , injekteringsbetong i position C enligt figur 5.23 för mikropålar utan sättning belastade enligt lastkombination 1.



**Figur 5.92:** Minst skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,min}$ , injekteringsbetong i position C enligt figur 5.23 för mikropålar med sättning belastade lastkombination 1.



**Figur 5.93:** Minst medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{yz,medel}$ , injekteringsbetong i position C enligt figur 5.23 för mikropålar med sättning belastade enligt lastkombination 1.

Studerar graferna i figur 5.90 och 5.92 så uppstår minsta negativt orienterande skjuvspänning i samma position i modell utan och med sättning, där beteende och amplitud liknar varandra. Minsta medel-skjuvspänning i figur 5.91 och 5.93 visar att minsta medel-skjuvspänning uppstår i modell utan sättning och utgörs av injekteringsbetong(17) vilket står ut.

## Lastkombination 2

Utifrån samma metod undersöks skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , mellan modeller med och utan sättning som för lastkombination 1 och presenteras i tabell 5.29.

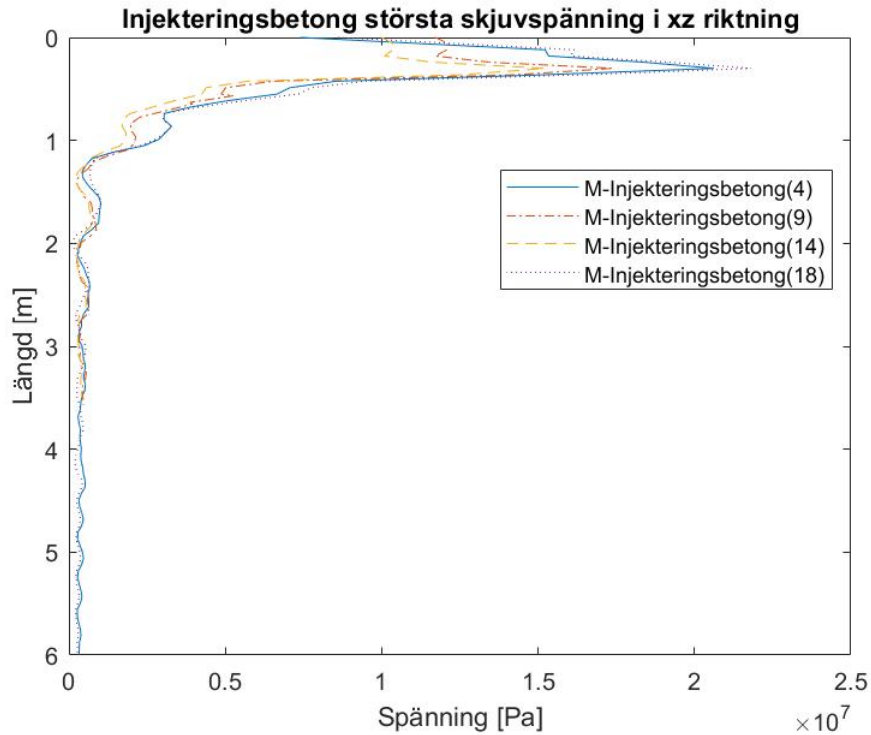
**Tabell 5.29:** Skjuvspänning i injekteringsbetong i position B och A enligt figur 5.23 för modell med mikropålar med och utan sättning, belastade enligt lastkombination 2.

<b>Utan sättning</b>	$\tau_{xz,max}$	Störst medel	$\tau_{xz,min}$	Minst medel	<b>Med sättning</b>	$\tau_{xz,max}$	Störst medel	$\tau_{xz,min}$	Minst medel	[MPa]
1	1.88	0.143	-3.79	-0.569	1	2.06	0.267	-3.52	-0.492	
2	1.97	0.169	-3.84	-0.301	2	2.15	0.322	-3.67	-0.505	
3	2.30	0.185	-4.11	-0.248	3	2.49	0.353	-3.78	-0.538	
4	3.20	0.230	-4.74	-0.314	4	3.45	0.400	-4.17	-0.657	
5	4.43	0.409	-3.70	-0.808	5	4.63	0.505	-3.86	-0.408	
6	4.36	0.436	-3.45	-0.502	6	4.51	0.450	-3.67	-0.405	
7	4.44	0.445	-3.47	-0.294	7	4.58	0.481	-3.63	-0.433	
8	4.44	0.459	-3.47	-0.297	8	4.79	0.511	-3.61	-0.496	
9	5.14	0.514	-3.72	-0.366	9	5.31	0.484	-3.82	-0.456	
10	3.83	0.394	-3.25	-0.698	10	3.92	0.470	-3.52	-0.385	
11	3.69	0.381	-3.01	-0.428	11	3.80	0.394	-3.18	-0.348	
12	3.74	0.389	-3.00	-0.250	12	3.86	0.400	-3.05	-0.337	
13	3.97	0.317	-3.09	-0.259	13	4.09	0.472	-3.03	-0.425	
14	4.51	0.467	-3.40	-0.335	14	4.65	0.507	-3.26	-0.374	
15	3.07	0.202	-3.97	-0.572	15	3.19	0.333	-3.38	-0.534	
16	4.05	0.248	-4.45	-0.328	16	4.45	0.417	-3.69	-0.680	
17	4.17	0.266	-5.24	-0.304	17	4.59	0.430	-4.35	-0.808	
18	4.33	0.278	-5.54	-0.351	18	4.78	0.466	-4.47	-0.734	

Där avläsning i injekteringsbetong avseende max respektive min utförde i position B respektive A enligt figur 5.23.

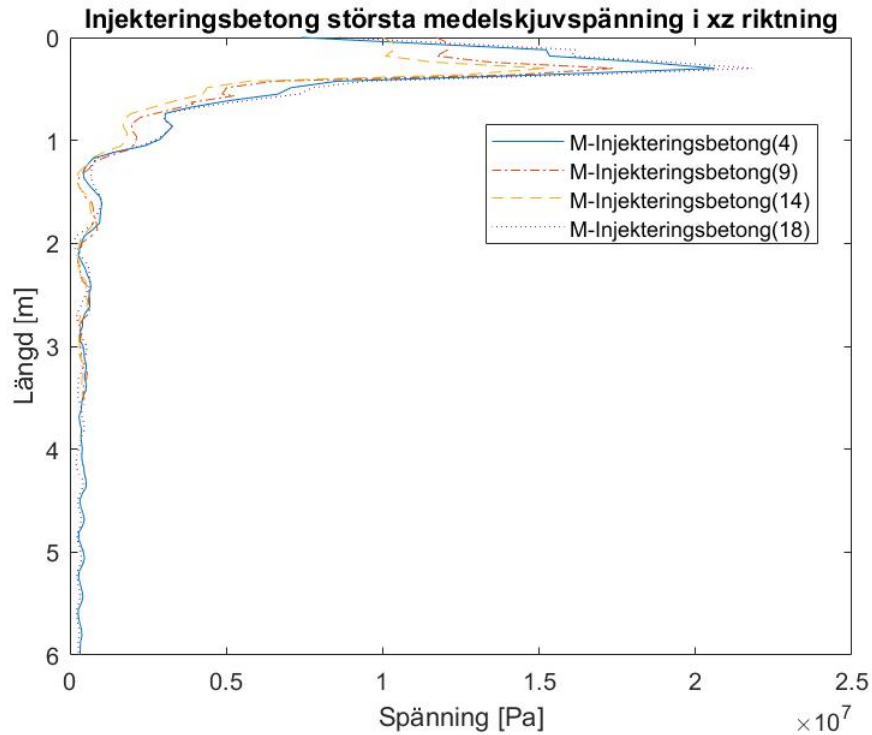
Tabell 5.29 visar en mindre ökning avseende positivt orienterade skjuvspänningar där modell med sättning påvisar störst positiv skjuvspänning. Det som avviker i lastkombination 2 jämfört med lastkombination 1 i tabell 5.28 är att negativt orienterande skjuvspänning minskar för modell med sättning jämfört mot modell utan sättning. Samma beteende avseende fördelning av negativt orienterade skjuvspänningar mellan modeller utan och med sättning påvisar, där minst uppstår i rad 4. Negativt orienterad medel-skjuvspänning uppvisar ett beteende som är jämt fördelat över båda modellerna.

För att undersöka fördelningen av skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , över samtliga injekteringsbetongs yttre yta från toppen till botten plottas först de injekteringsbetongs som har störst skjuvspänning i varje rad för modell med sättning.



**Figur 5.94:** Störst skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz,max}$ , injekteringsbetong i position B enligt figur 5.23 för mikropålar lastkombination 2 med sättning.

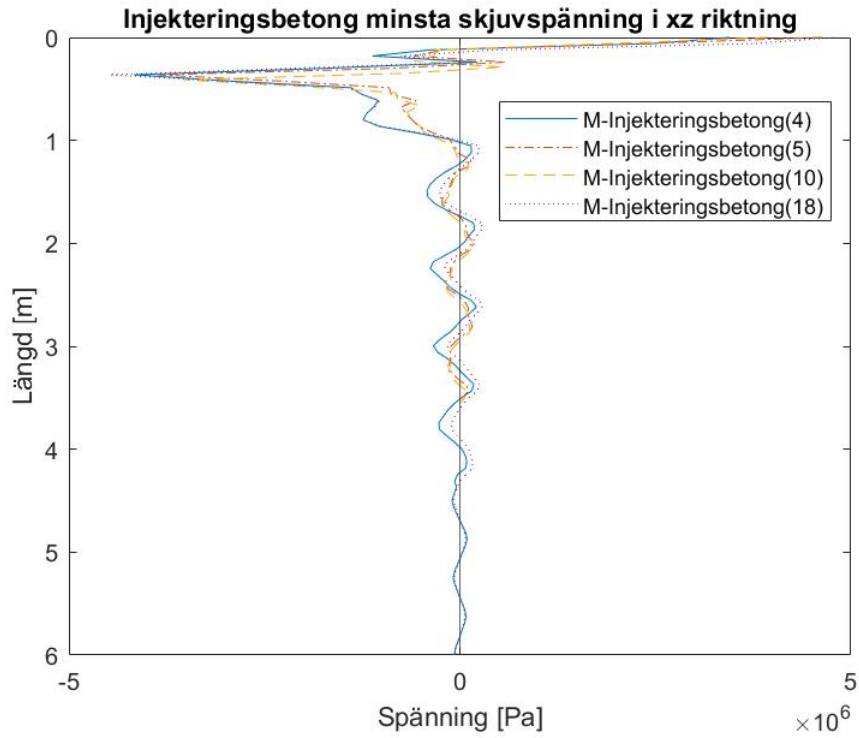
Därefter plottas den injekteringsbetong som har högst medel-skjuvspänning i varje rad, störst medel-skjuvspänningen bestäms genom att endast ta hänsyn till positiv skjuvspänning.



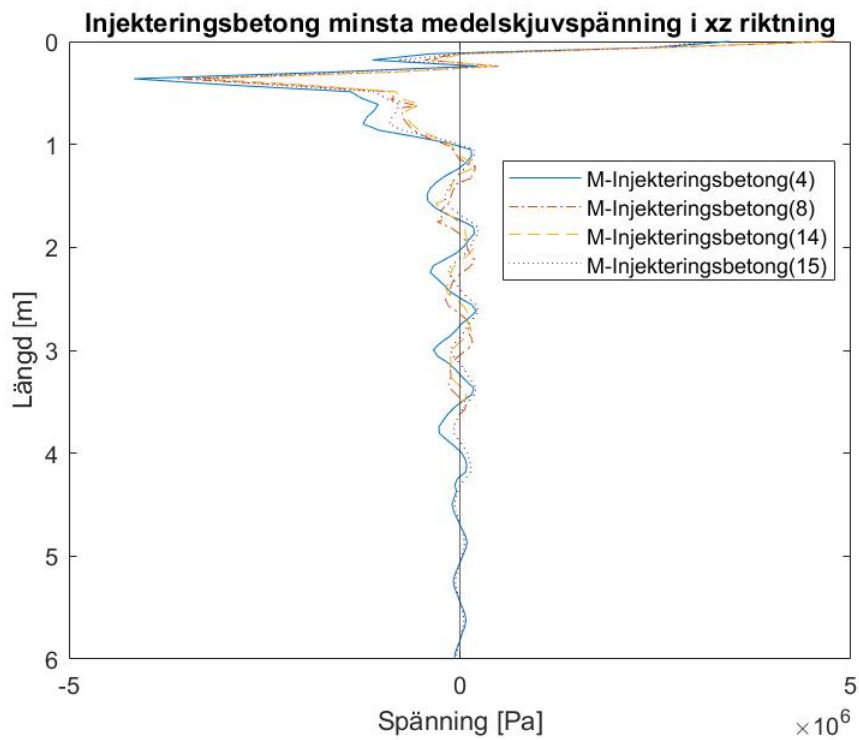
**Figur 5.95:** Störst medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz,medel}$ , injekteringsbetong i position B enligt figur 5.23 för mikropålar lastkombination 2 med sättning.

Tabell 5.94 och 5.95 kan jämföras med grafer som presenteras i avsnitt 5.4.2 för modell med mikropålar under belastning av tågtrafik enligt lastkombination 2 utan inverkan av sättning. Vid inverkan av sättning uppstår inga negativa spänningar alls jämfört med vid utan sättning där dessa uppstår.

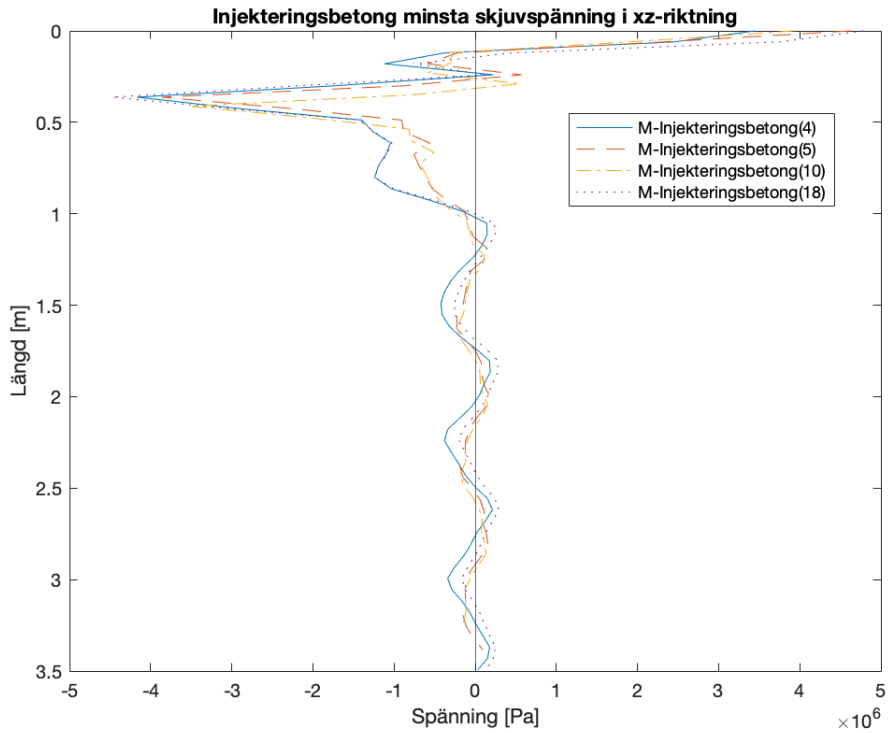
Därefter presenteras de positioner för injekteringsbetong där minst skjuvspänning uppstår följt av minst medel-skjuvspänning.



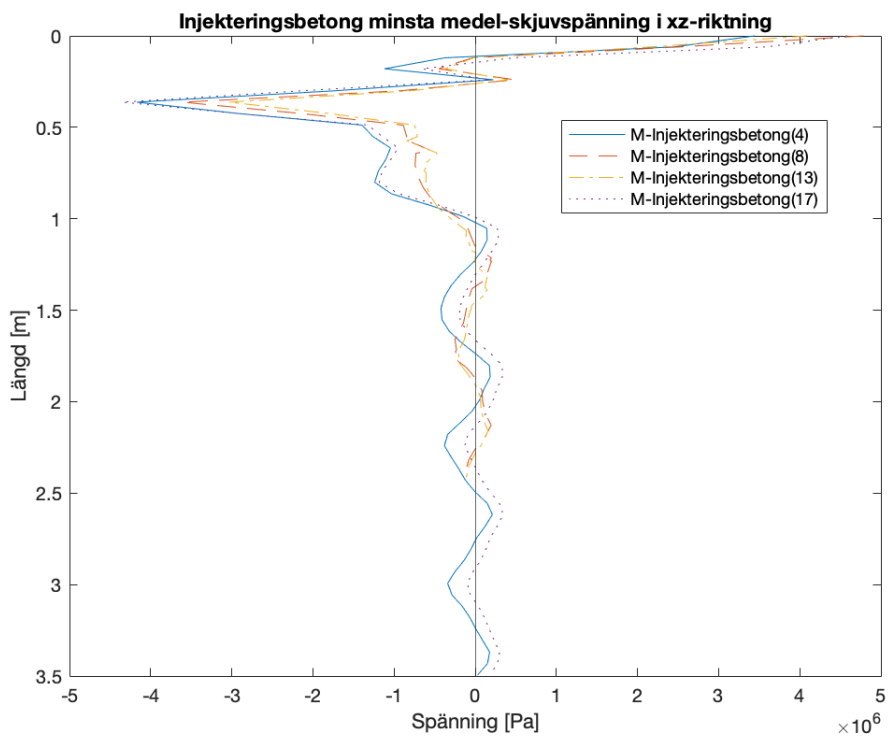
**Figur 5.96:** Minst skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz,min}$ , injekteringsbetong i position A enligt figur 5.23 för mikropålar utan sättning lastkombination 2.



**Figur 5.97:** Minst medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz,medel}$ , injekteringsbetong i position A enligt figur 5.23 för mikropålar utan sättning lastkombination 2.



**Figur 5.98:** Minst skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz,min}$ , injekteringsbetong i position A enligt figur 5.23 för mikropålar med sättning lastkombination 2.



**Figur 5.99:** Minst medel-skjuvspänning per rad,  $\tau_{xz,medel}$ , injekteringsbetong i position A enligt figur 5.23 för mikropålar med sättning lastkombination 2.

Spänningsfördelningen som påvisas i figur 5.96, 5.97, 5.98 och 5.99 efterliknar varandra, det som sticker ut är minsta medel-skjuvspänning där injekteringsbetong 13 är mindre än 14 i modell med sättning.

### 5.5.3 Stag

#### Lastkombination 1

De stag med största och minsta normalspänning, vilka avlästes som störst respektive minst i avsnitt 5.4.1, ställs i följande tabell mot de stag som har störst respektive minst normalspänning i modell med sättning.

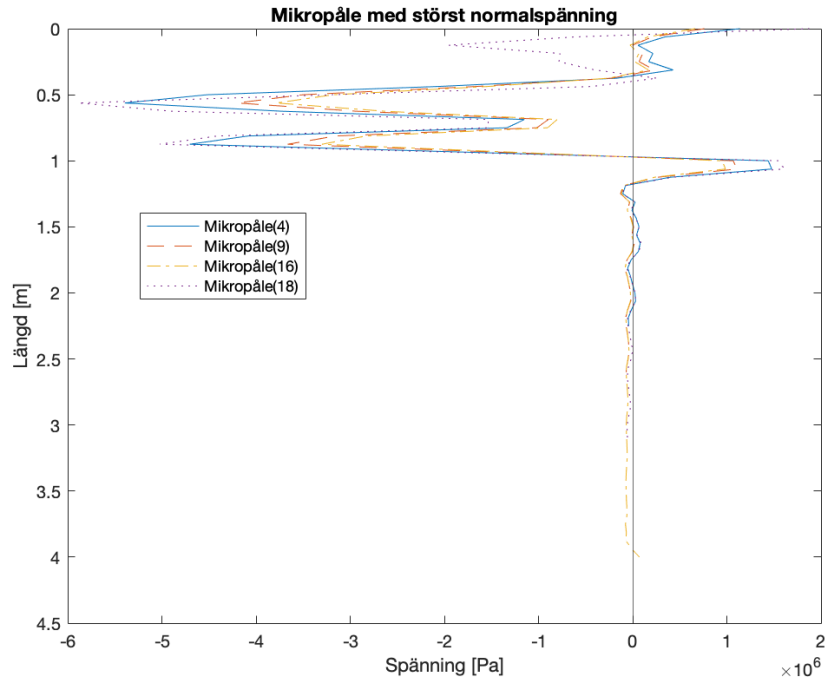
**Tabell 5.30:** Normalspänning i stag för modell med mikropålar för utan och med sättning belastade enligt lastkombination 1. Angivet i MPa.

Mikropålar(1) Utan sättning	Pos.	$\sigma_{\max}$	Pos.	$\sigma_{\max,mean}$	Pos.	$\sigma_{\min}$	Pos.	$\sigma_{\min,mean}$	Mikropålar(1) Med sättning	Pos.	$\sigma_{\max}$	Pos.	$\sigma_{\max,mean}$	Pos.	$\sigma_{\min}$	Pos.	$\sigma_{\min,mean}$
	4	1.47	4	0.309	4	-97.16	4	-20.23		4	1.48	4	0.32	4	-97.22	1	-22.40
	9	1.10	9	0.149	5	-76.56	5	-13.11		9	1.10	7	0.43	5	-76.90	5	-15.58
	14	0.98	13	0.396	14	-67.02	13	-13.23		14	0.99	13	0.50	14	-67.14	13	-15.64
	18	2.22	17	0.308	18	-108.26	18	-18.92		18	1.88	18	0.32	18	-108.34	18	-18.63

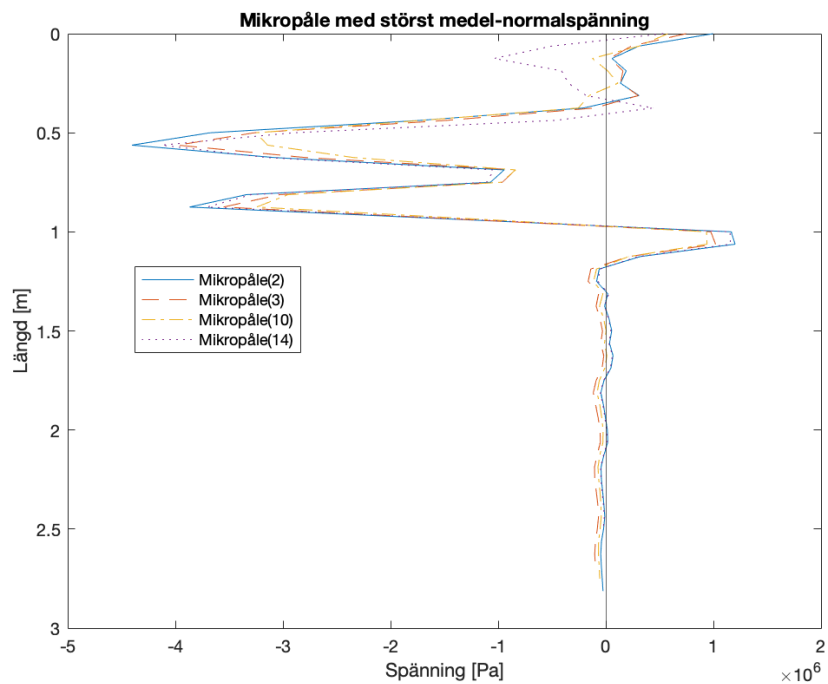
Tabell 5.30 visar inte att toppvärdena för spänningen i stagen påverkas i någon större utsträckning vid med eller utan sättning. Däremot är stagen betydligt mer dragkraftsbelastade utan sättning än med sättning, baserat på medel-skjuvspänning i rad 2 och 3. Största positiva respektive minska normalspänning i modell utan och med sättning anses vara identiska. I modell med sättning påvisas en mindre medel-normalspänning i rad 2 och 3, specifikt stag 5 och 13, jämfört mot modell utan sättning.

Plottade största och minsta normalspänningar avläses som ett genomsnitt över respektive stags tvärsnitt mot dess längd. Först plottas de stag som har störst normalspänning och störst medel-normalspänning per rad där raderna definieras enligt 3.3 i modell med sättning.





**Figur 5.100:** Störst normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 1 med sättning.

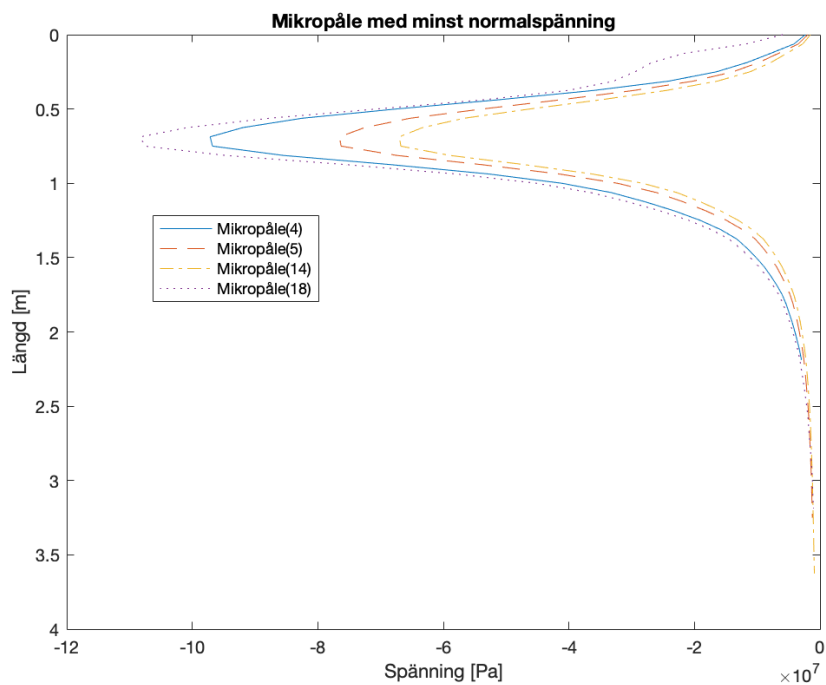


**Figur 5.101:** Störst medel-normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 1 med sättning.

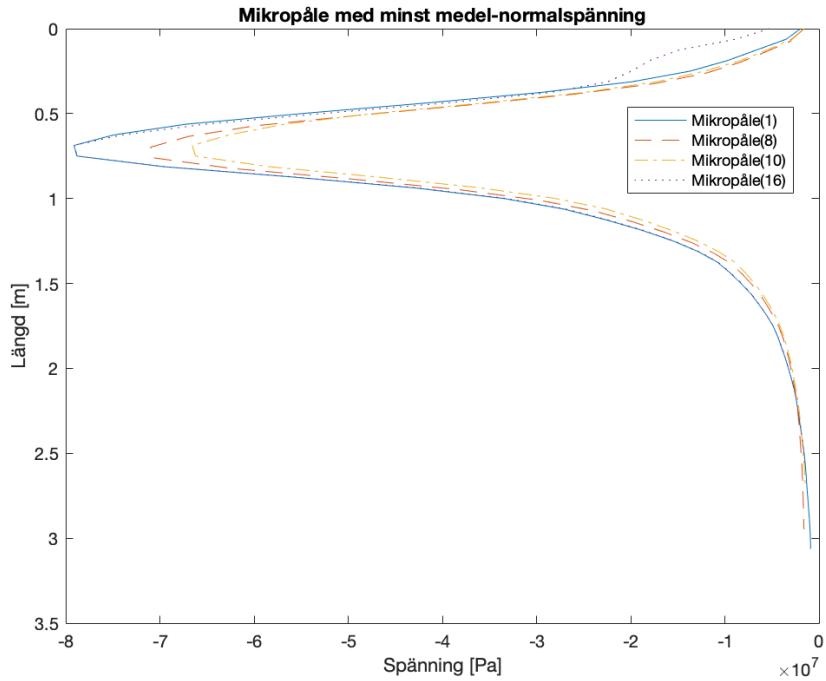
Jämförs spänningsfördelningen i figur 5.100 och 5.101 med största normalspänning och största medel-normalspänning i modell med mikropålar utan sättning enligt avsnitt

5.4.1 i figur 5.69 och 5.71 påvisas ingen stor skillnad i beteende eller amplitud.

Därefter plottas de stag som har minst normalspänning och minst medel-normalspänning i varje rad, först för modell utan sättning följt av modell med sättning.

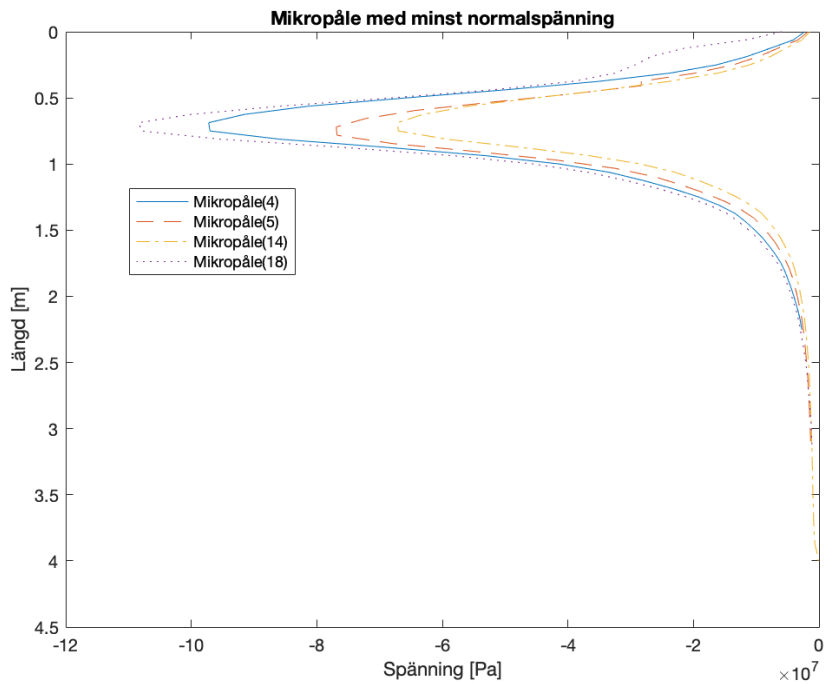


**Figur 5.102:** Minst normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 1 utan sättning.

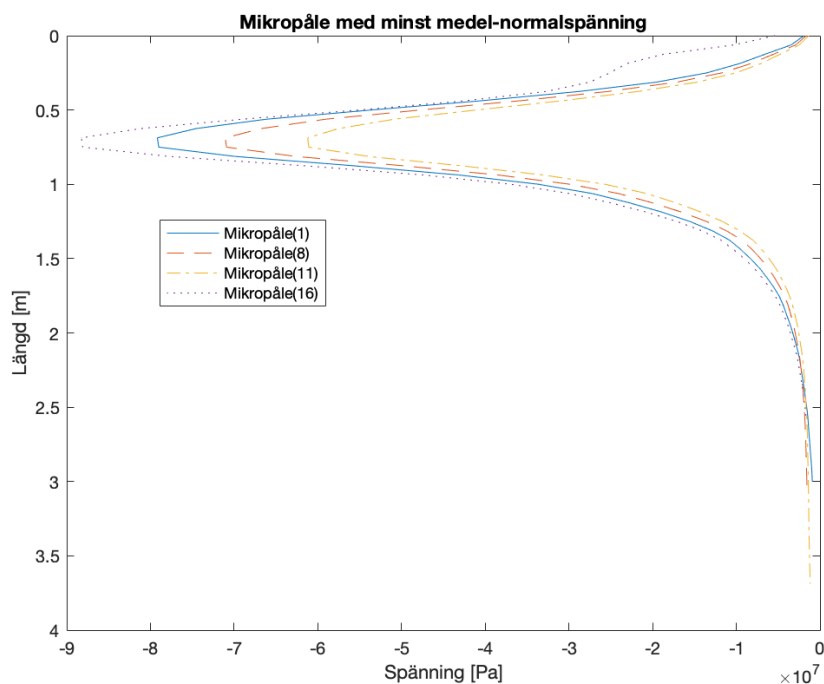


**Figur 5.103:** Minst medel-normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 1 utan sättning.

Följt av de stag med minst normalspänning och minst medel-normalspänning i varje rad för modell med mikropålar utan och med sättning.



**Figur 5.104:** Minst normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 1 med sättning.



**Figur 5.105:** Minst medel-normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 1 med sättning.

Studerar graferna i figur 5.102 och 5.104 påvisas som identifierat i tabell 5.30 ingen större skillnad avseende minsta normalspänning. I figur 5.103 och 5.105 påvisas en mindre medel-normalspänning i modell med sättning och beteendet mellan modellerna liknar varandra. Generellt för graferna för minsta normalspänning är att minsta normalspänning uppstår runt 0.7 meters djup, underkant av packad fyllning, som därefter ökar mot ner mot botten av staget.

## Lastkombination 2

De stag med största och minsta avläst normalspänning i avsnitt 5.4.2 ställs upp i följande tabell mot de stag som har störst respektive minst normalspänning i modell med sättning.

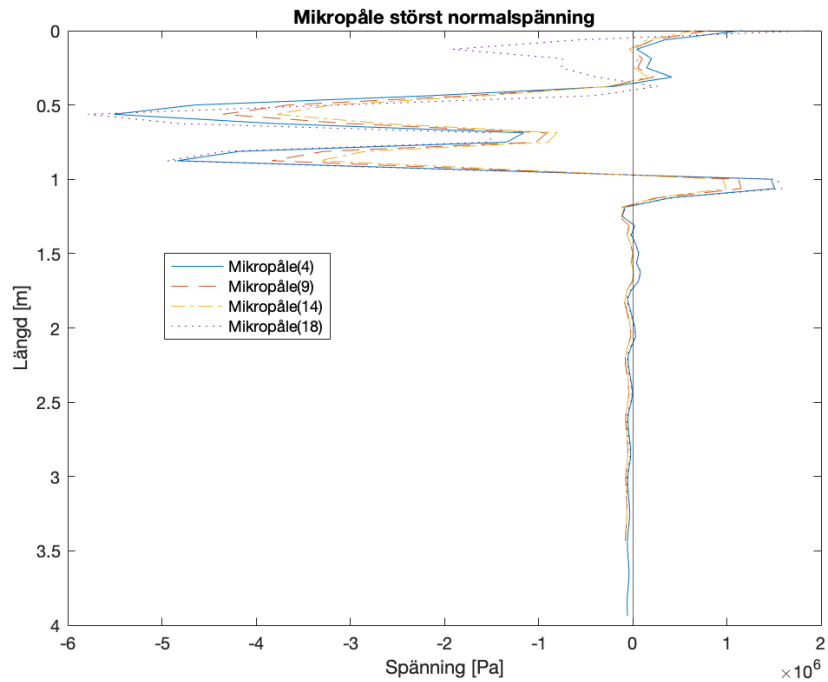
**Tabell 5.31:** Normalspänning i stag för modell med mikropålar, utan och med sättning, belastade enligt lastkombination 2. Angivet i MPa.

Mikropålar(2) Utan sättning				Mikropålar(2) Med sättning			
Pos.	$\sigma_{max}$	Pos.	$\sigma_{max,mean}$	Pos.	$\sigma_{min}$	Pos.	$\sigma_{min,mean}$
4	1.50	3	0.200	4	-67.25	1	-30.16
9	1.15	8	0.362	9	-51.03	8	-22.94
14	0.99	11	0.369	14	-44.09	10	-19.81
18	2.21	17	0.137	18	-70.68	18	-23.93

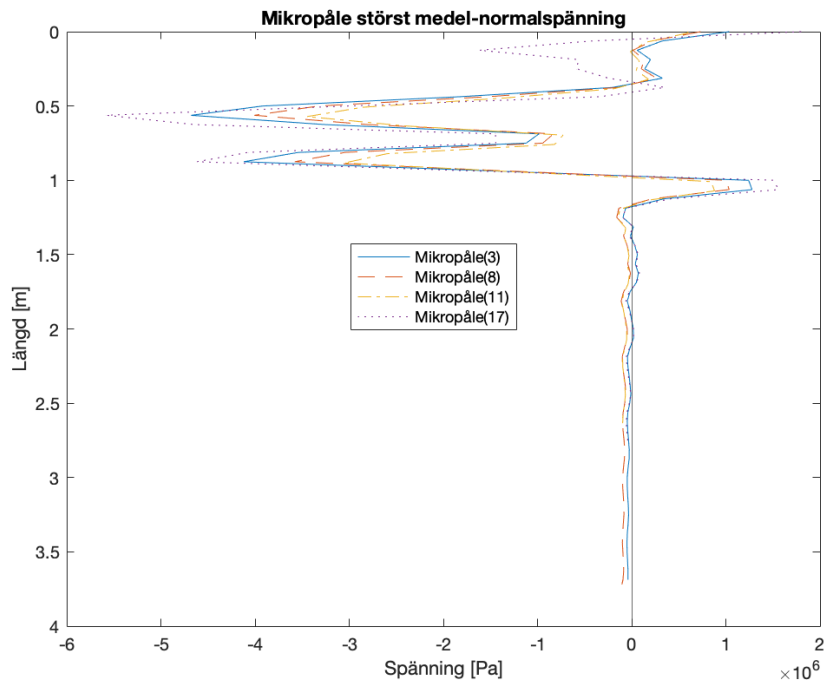
Normalspänningarna för lastkombination 2, presenterade i tabell 5.31 syns däremot betydligt större skillnader än för normalspänningarna i lastkombination 1, presenterade i tabell 5.30. Största normalspänningar påvisar ingen större differens mellan modeller utan och med sättning, däremot största medel-normalspänning uppstår

större medelvärde för samma positioner i modell med sättning. Studeras negativa normalspänningar påvisas en betydligt större minskning i modell med sättning där minsta normalspänning per rad jämförs. Avseende minsta medel-normalspänning påvisas ett beteende som är tväremot minsta normalspänning, där minsta medel-normalspänning uppstår i modell utan sättning.

Plottade största och minsta normalspänningar avläses enligt föregående avsnitt. Först presenteras största normalspänning och störst medel-normalspänning per för modell med sättning enligt 3.3.



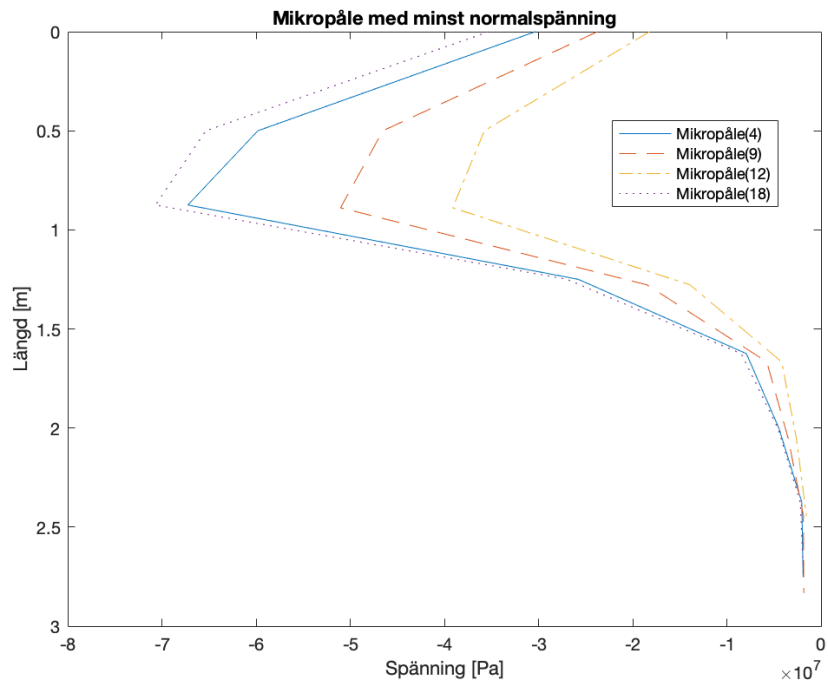
**Figur 5.106:** Störst normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 2 med sättning.



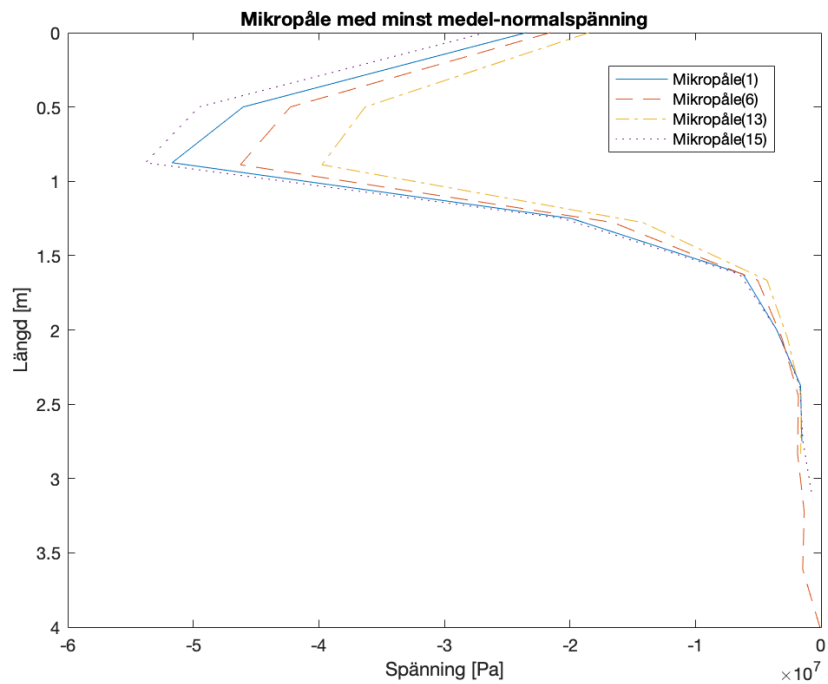
**Figur 5.107:** Störst medel-normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 2 med sättning.

Jämförs spänningsfördelningen i figur 5.106 och 5.107 med största och största medel-normalspänning i modell med mikropålar utan sättning enligt avsnitt 5.4.2 i figur 5.85 och 5.87 påvisas inga större skillnader i beteendet.

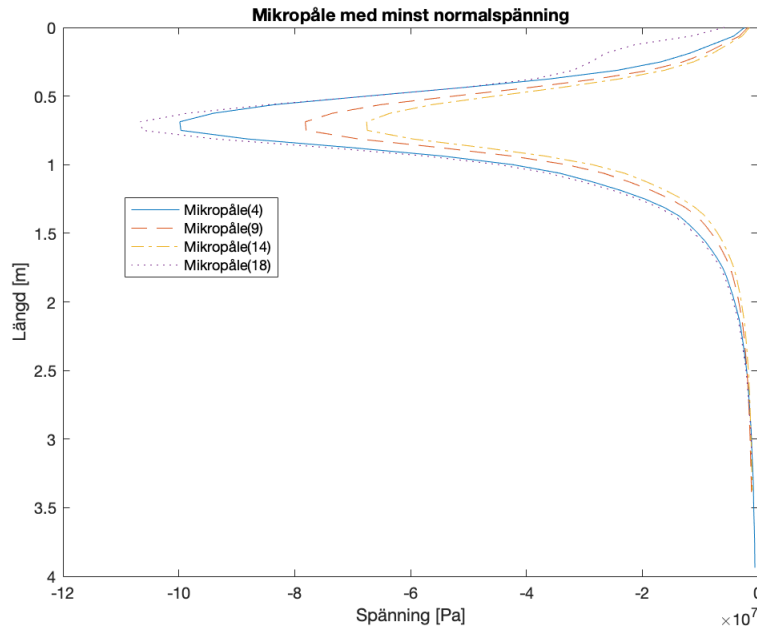
Därefter plottas de stag som har minst normalspänning och minst medelnormalspänning per rad, först för modell utan sättning följt av modell med sättning.



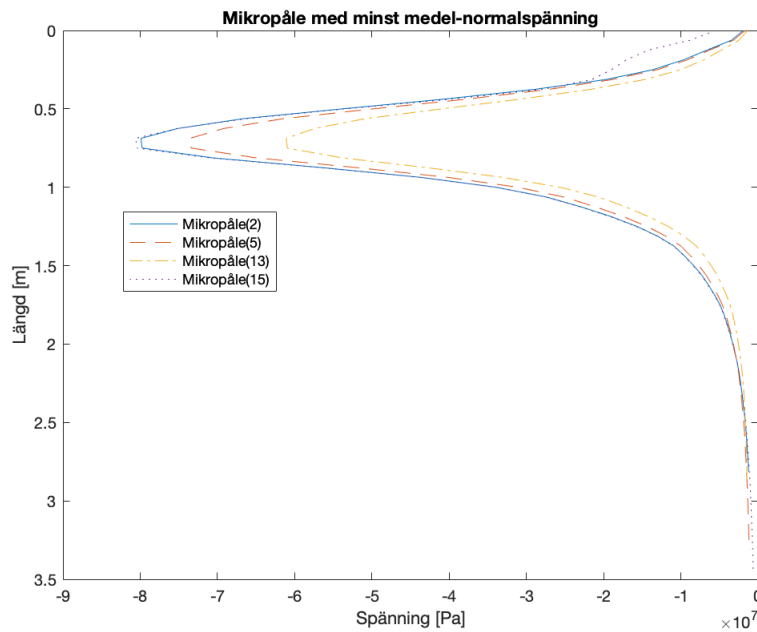
**Figur 5.108:** Minst huvudspänningar per rad, för mikropålar lastkombination 2 utan sättning.



**Figur 5.109:** Minst medel-normalspänningar per rad, för mikropålar lastkombination 2 utan sättning.



**Figur 5.110:** Minst normalspänningar per rad, för mikropålar lastkombination 2 med sättning.



**Figur 5.111:** Minst medel-normalspänning per rad, för mikropålar lastkombination 2 med sättning.

Figur 5.108 och figur 5.109 som visar minsta normalspänning i stagen utan sättning och figur 5.110 och figur 5.111 som visar med sättning visar inga större skillnader i sitt beteende förutom i amplitud.

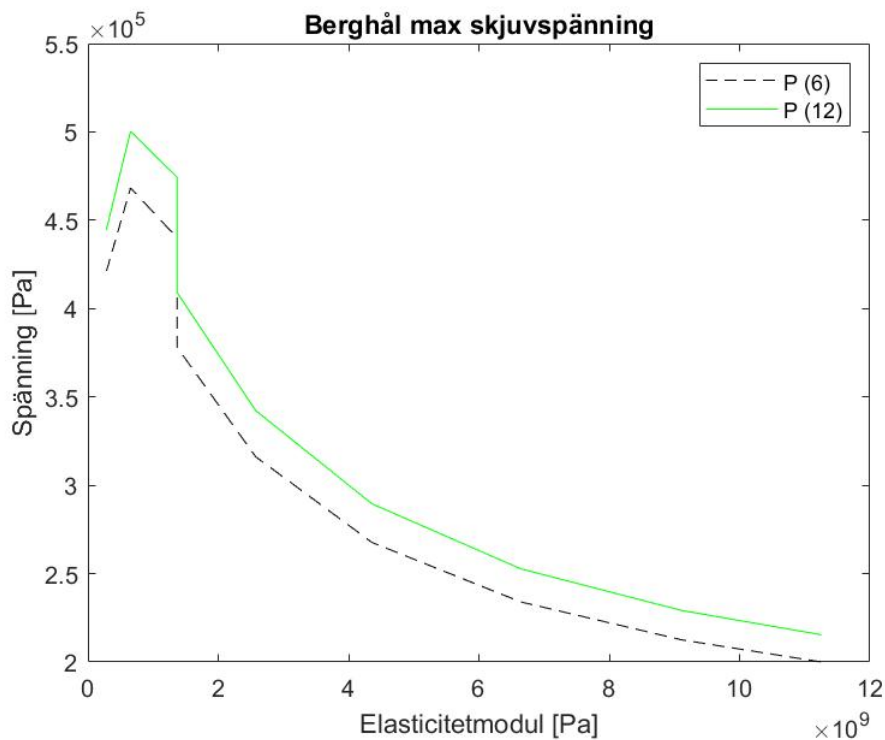


## 5.6 Parameterstudie

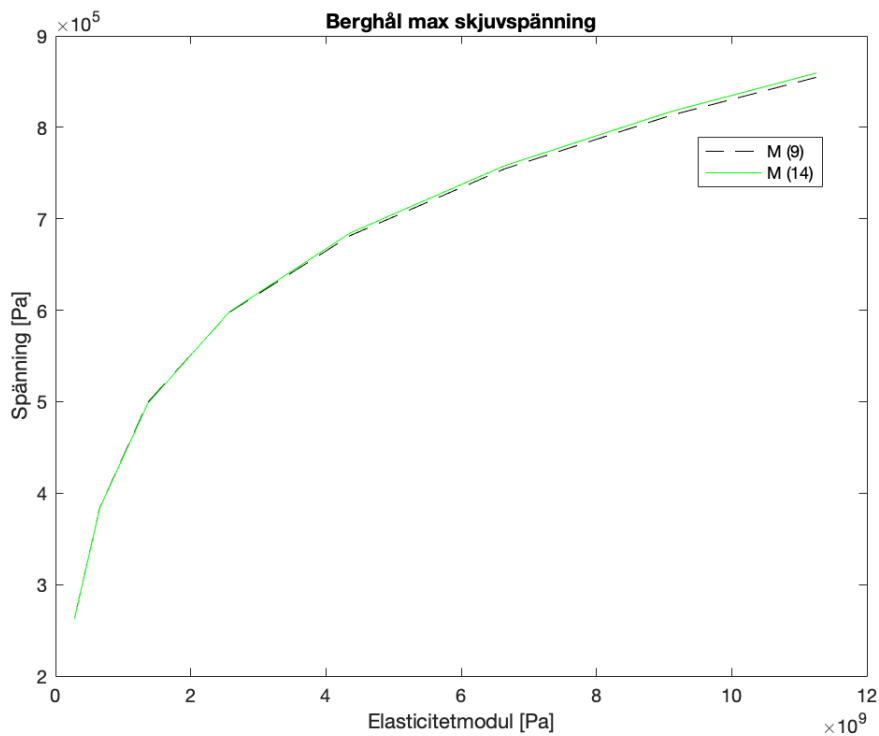
Parameterstudie utförs på lastfallet med upplyftning för passiva förankringar respektive mikropålar. Utifrån modellresultat avläses maximal skjuvspänning i bergborrhål och i injekteringsbetong. Förutom maximal skjuvspänning, plottas fördelningen av skjuvspänning över bergborrhålen och injekteringsbetongen samt vertikal spänning i bergborrhål. Normalspänningar i stag avläses som ett genomsnitt över tvärsnittet. Resultatet presenteras för de borrhål, injekteringsbetong och stag som är mest utsatt utifrån modell med upplyftning för passiva förankringar respektive mikropålar i avsnitt 4.4.

### 5.6.1 Maximal skjuvspänning

Maximal skjuvspänning avläses över randen i berghålen som är mest utsatta från modell med upplyftning för passiva förankringar respektive mikropålar. Följande presenteras grafer över maximal skjuvspänning för berghål 6 och 12 för passiva förankringar samt 9 och 14 för mikropålar eftersom dessa uppnår störst skjuvspänningar i berget.



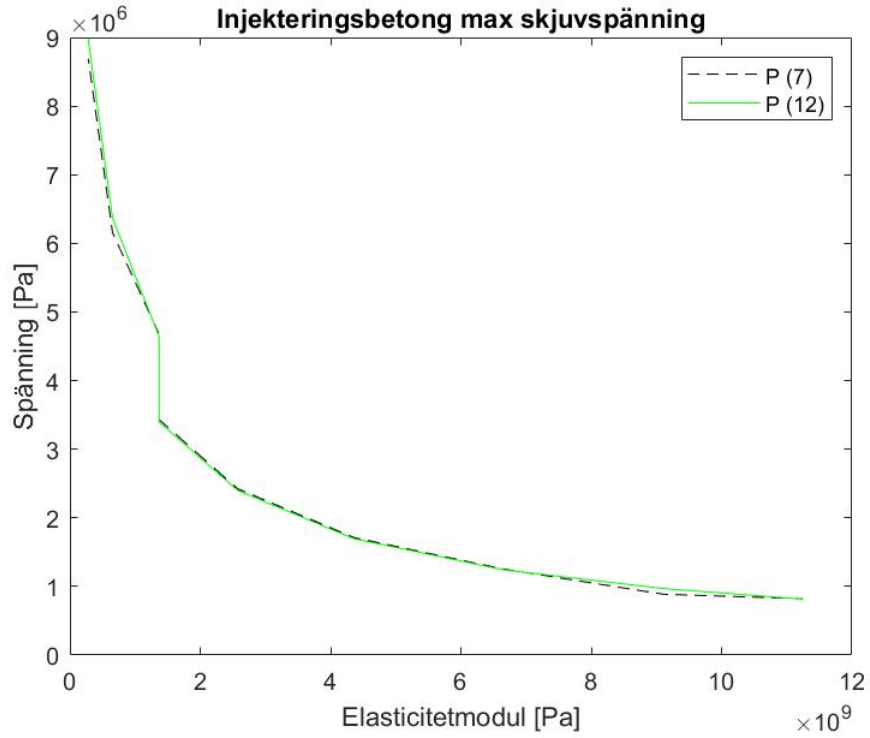
**Figur 5.112:** Maximal skjuvspänning för berghål i modell för passiva förankringar under upplyftning, med reducerad elasticitetsmodul.



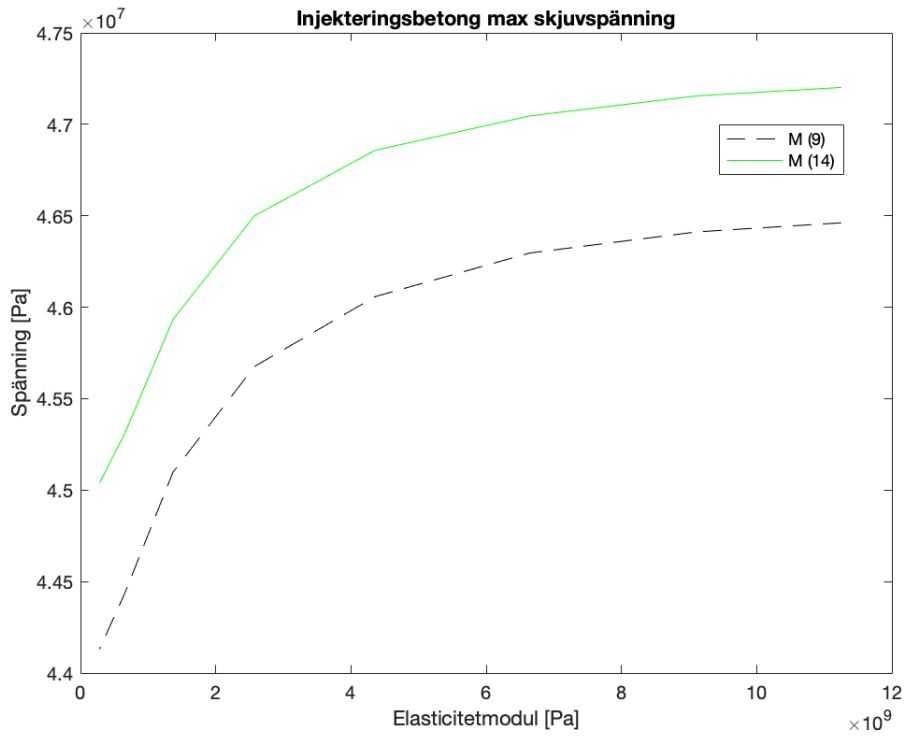
**Figur 5.113:** Maximal skjuvspänning för berghål i modell för mikropålar under upplyftning, med reducerad elasticitetsmodul.

Resultatet i figur 5.112 visar ett väntat beteende att spänningen i berget ökar efterhand som bergets hållfasthet reduceras. I aktuellt fall sker det logaritmiskt. För modellen med mikropålar, figur 5.113, visar emellertid ett omvänt beteende att spänningen i berget reduceras i takt med reduktion av bergtes hållfasthet.

Därefter avläses och plottas maximal skjuvspänning för över randen för injekteringsbetong 7 och 12 för passiva förankringar och 9 och 14 för mikropålar.



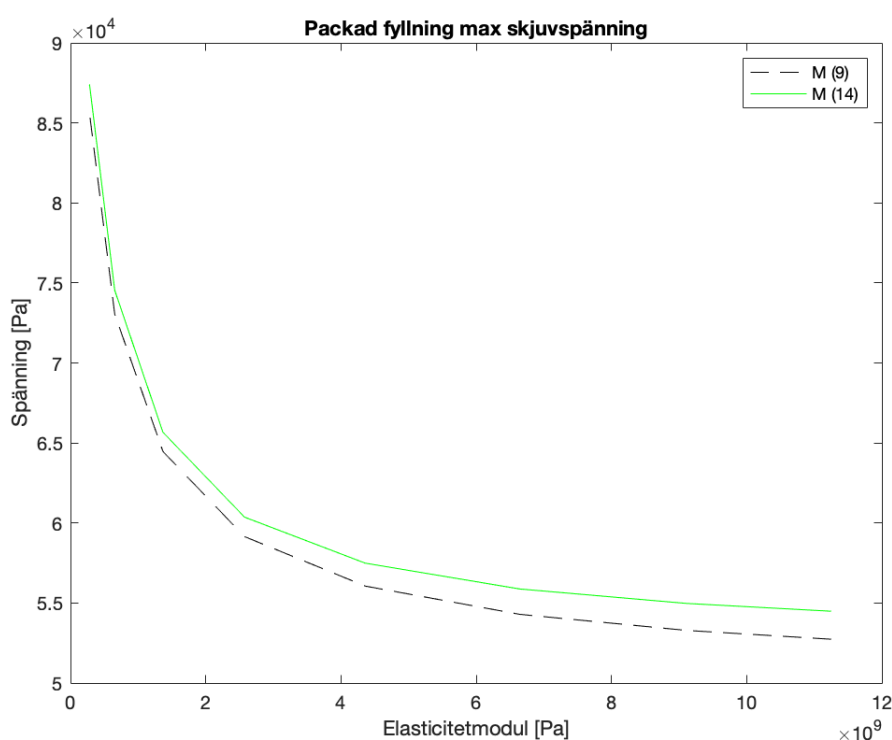
**Figur 5.114:** Maximal skjuvspänning för injekteringsbetong i modell för passiva förankringar under upplyftning, med reducerad elasticitetsmodul.



**Figur 5.115:** Maximal skjuvspänning för injekteringsbetong i modell för mikropålar under upplyftning, med reducerad elasticitetsmodul.

Figur 5.114 som illustrerar skjuvspänningsfördelningen i injekteringsbetogen och den visar samma beteende som figur 5.112. Samma gäller för modellen med mikropålar som visualiseras i figur 5.115 som visar samma beteende som figur 5.113.

Sen avläses och plottas maximal skjuvspänning för över randen för borrhål i packad fyllning 9 och 14 för mikropålar. Det undersöks för modell med mikropålar då ett avvikande beteende mellan passiva förankringar, figur 5.112 och 5.114, och mikropålar, figur 5.113 och 5.115, identifieras när de ställs mot varandra. För modellen med mikropålar minskar spänningen i berget efterhand som hållfastheten minskar, vilket var ett oväntat resultat. Eftersom definitionen av en mikropåle är att den inte har en fri längd gör det att spänningen även tas upp i den packade fyllningen. Därav tas även maximal skjuvspänning ut från den packade fyllningen i modellen för mikropålar.



**Figur 5.116:** Maximal skjuvspänning för packad fyllning i modell för mikropålar under upplyftning, med reducerad elasticitetsmodul.

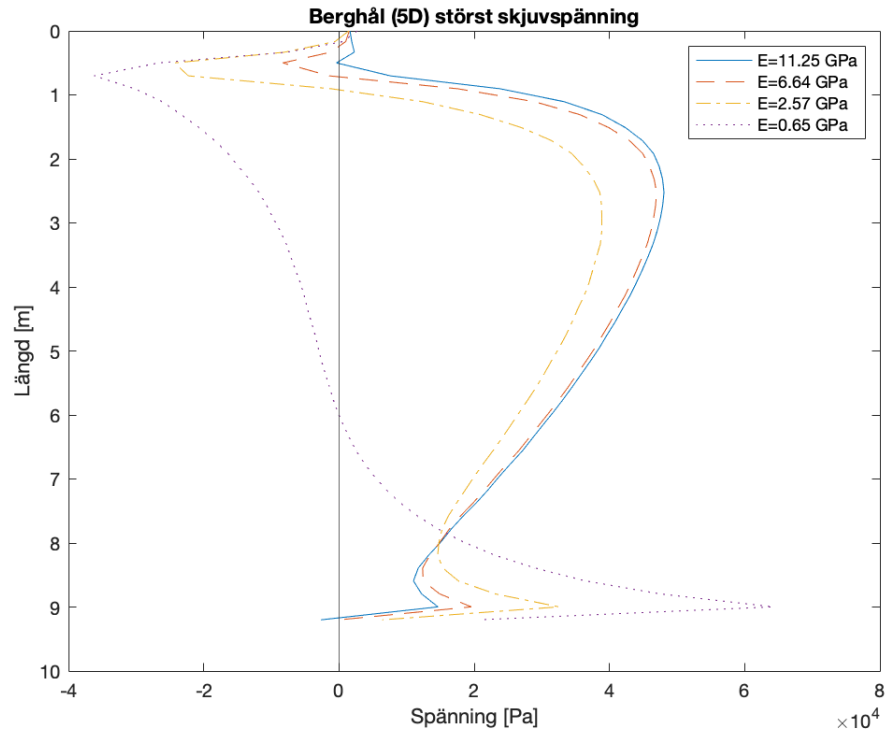
Figur 5.116 visar att den maximala skjuvspänningen i den packade fyllningen ökar efterhand som bergets hållfasthet reduceras.

## 5.6.2 Skjuvspänning

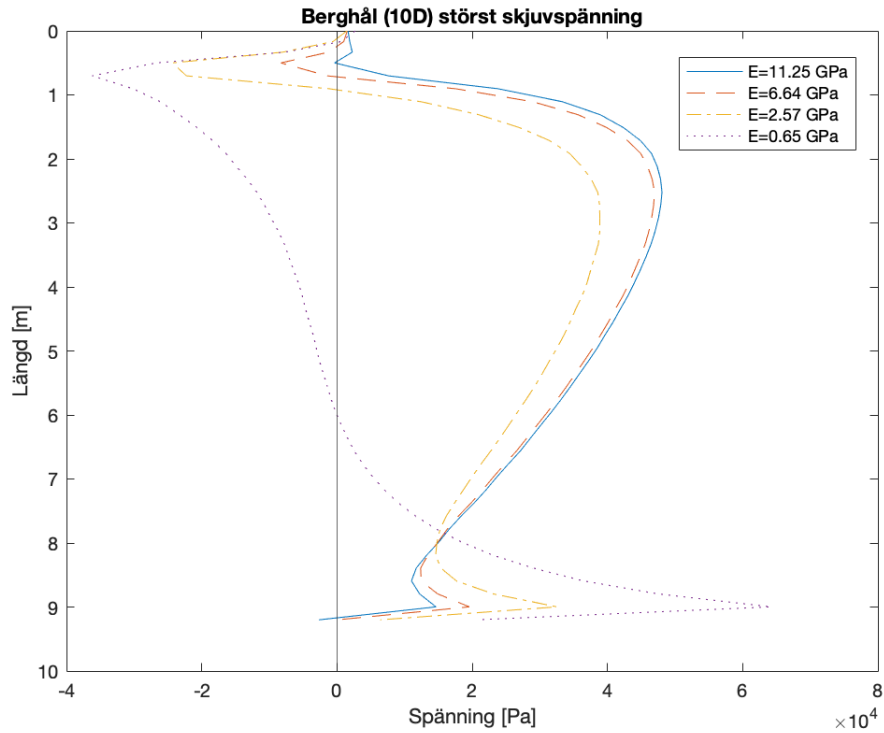
Skjuvspänning avläses i ytan för berghål och injekteringsbetong som anses mest utsatta från modell med upplyftning för passiva förankringar respektive mikropålar.

## Berg

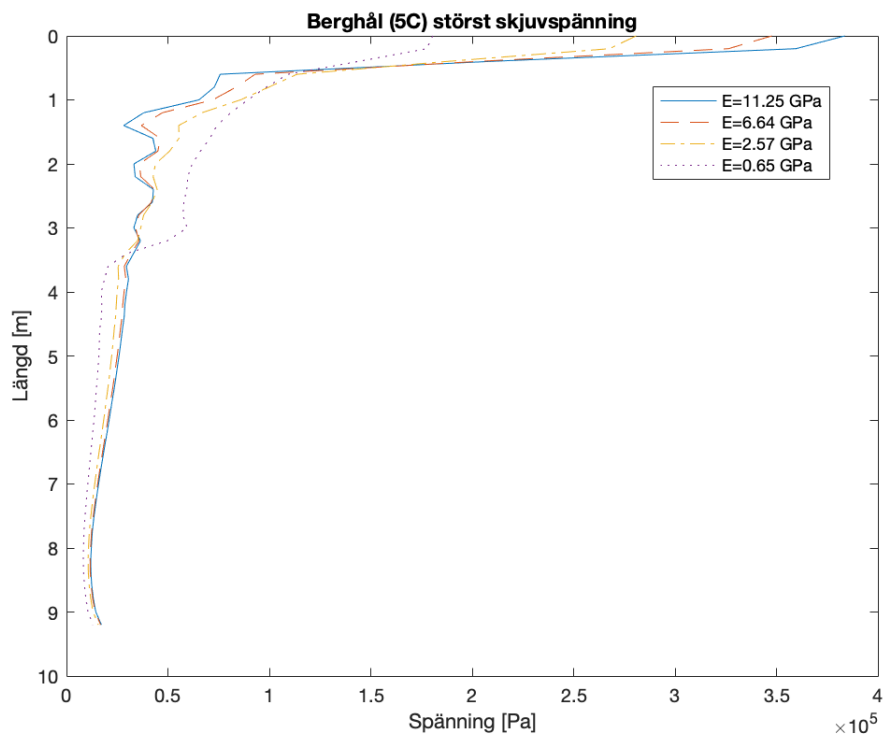
Följande presenteras grafer över skjuvspänning för berghål 5 och 10 för passiva förankringar och för mikropålar.



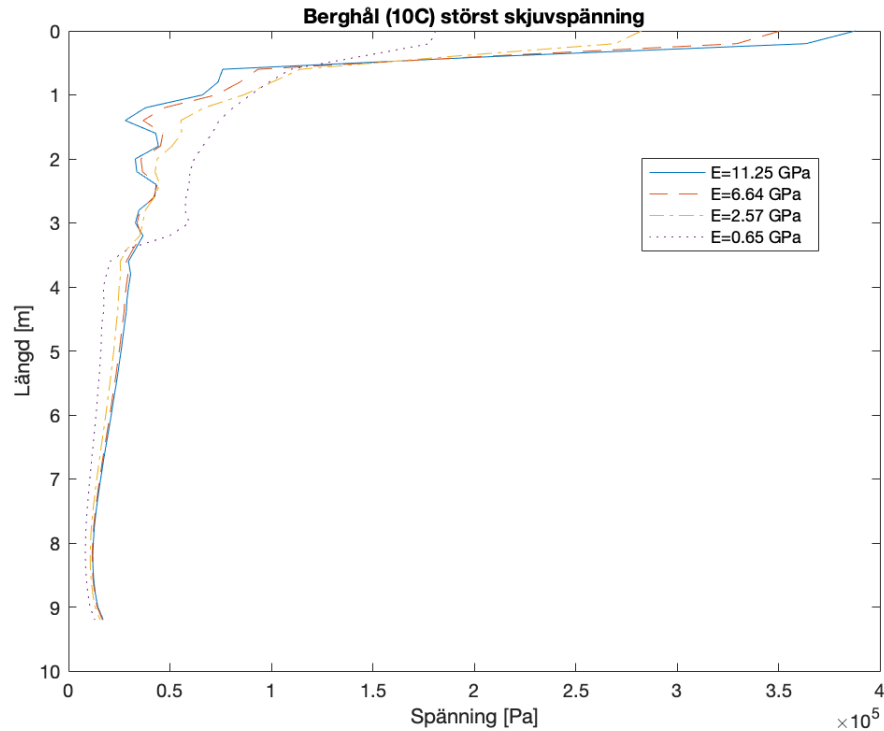
**Figur 5.117:** Graf över skjuvspänning i bergborrhål 5 position D för modell med passiva förankringar.



**Figur 5.118:** Graf över skjuvspänning i bergborrhål 10 position D för modell med passiva förankringar.



**Figur 5.119:** Graf över skjuvspänning i bergborrhål 5 position C för modell med mikropålar.

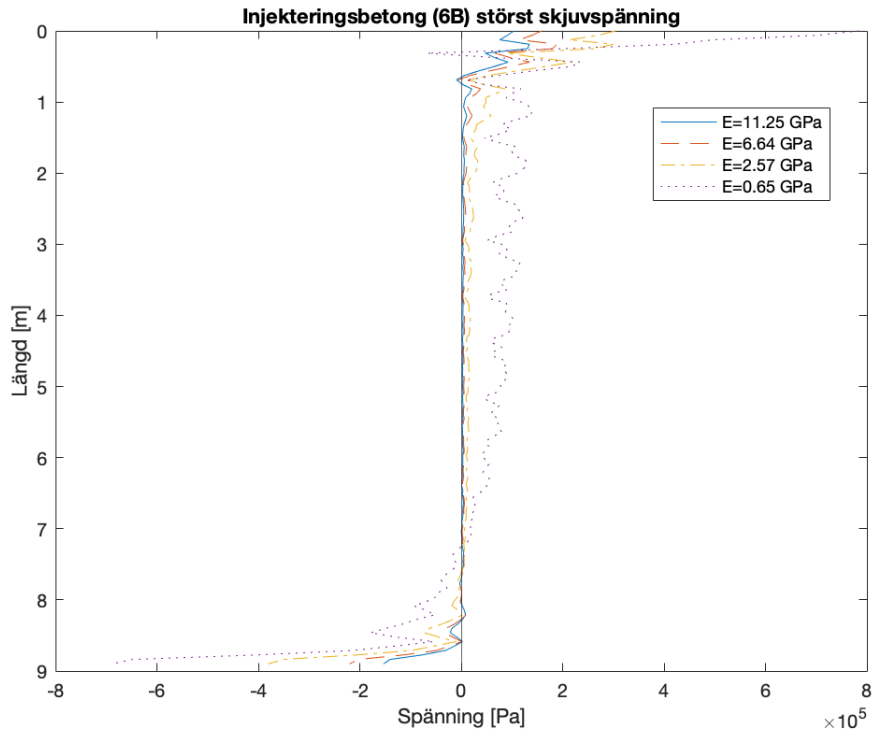


**Figur 5.120:** Plott över skjuvspänning i bergborrhål 10 position C för modell med mikropålar.

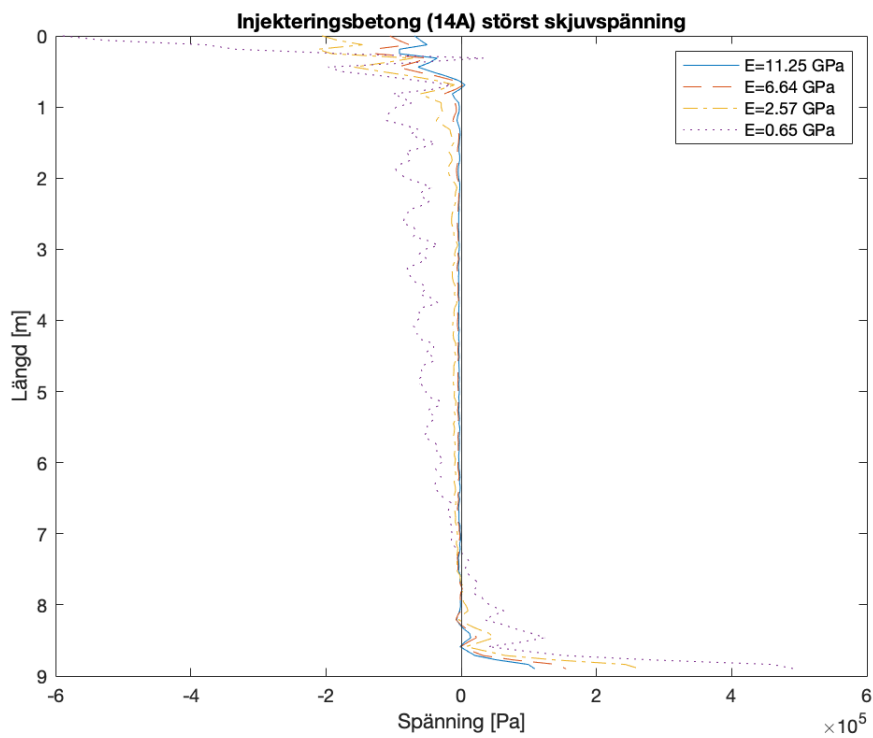
Figur 5.117 och figur 5.118 presenterar skjuvspänningsfördelningen över längden i berget för modellen med passiva förankringar. När de jämförs mot figur 5.119 och figur 5.120 som visar samma sak fast för modellen med mikropålar noteras vissa skillnader. Likt tidigare resultat som presenterats så är sjuvspänningen över längden mer jämt fördelad för modellen med passiva förankringar än för mikropålar. Det finns också stora skillnader i toppvärden som är betydligt större i modellen för mikropålar.

### Injekteringsbetong

Därefter presenteras grafer över skjuvspänning för injekteringsbetong 6 och 14 för passiva förankringar samt 5 och 14 för mikropålar.

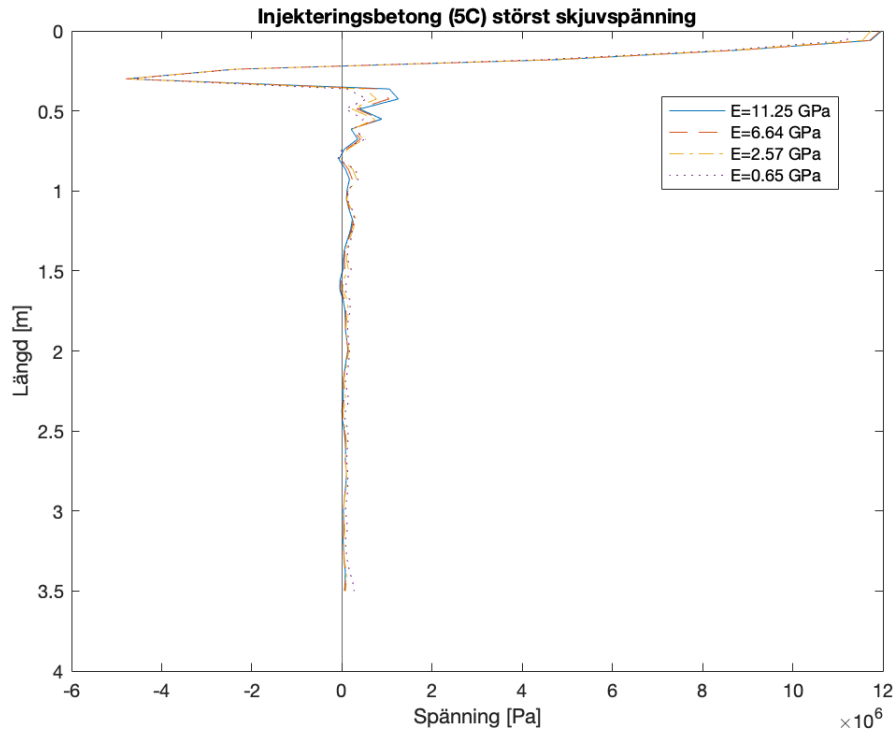


**Figur 5.121:** Graf över skjuvspänning i injekteringsbetong 6 position B för modell med passiva förankringar.

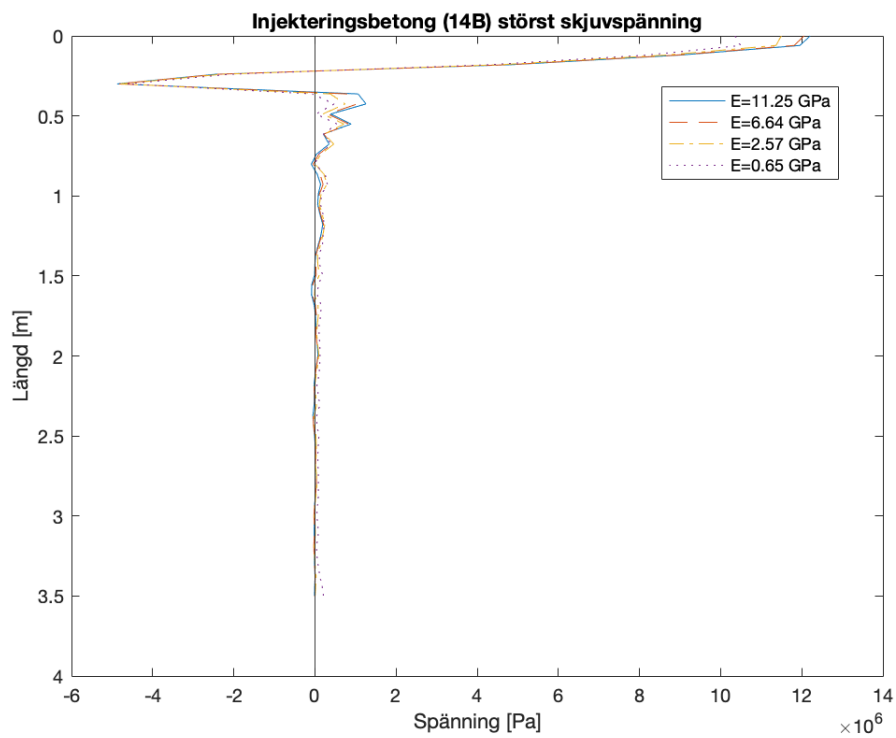


**Figur 5.122:** Graf över skjuvspänning i injekteringsbetong 14 position A för modell med passiva förankringar.





**Figur 5.123:** Graf över skjuvspänning i injekteringsbetong 5 position C för modell med mikropålar.



**Figur 5.124:** Graf över skjuvspänning i injekteringsbetong 14 position B för modell med mikropålar.

Figur 5.121 och figur 5.122 som illustrerar sjuvspänningsfördelningen i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen för modellen med passiva förankringar går det att notera att sjuvspänningarna över längden inte påverkas i någon större utsträckning vid reduktion av bergets hållfasthetsegenskaper. Däremot så i jämförelse med med figur 5.123 och figur 5.124, vilka visar de samma sak för modellen med mikropålar, noteras emellertid att modellen för passiva förankringar påverkas betydligt mer vid reduktionen än vad modellen för mikropålar gör. Modellen med mikropålar får nästan ingen påverkan alls av sjuvspänningarna i injekteringsbetongen vid reduktion av berget hållfasthet.

# 6 Diskussion

## 6.1 FE-modellen

Att upprätta en modell i Abaqus som påvisar de beteenden och egenskaper som eftersträvas är svårt. Kontroller som konvergenstudie görs för att säkerställa att det resultat som avläses i simuleringarna är tillräckligt noggranna. Genomförandet av konvergenstudien var svår och tidskrävande, då modellering av en så pass stor trågmonolit med underliggande lager kräver ett antal noder och frihetsgrader som påverkar beräkningstiden. Elementindelningen för bergskiktet, betongplattan och den packade fyllningen var svår att få till med bra resultat. Elementnätet ska helst utformas med symmetri för bästa resultat, svårigheter med elementindelning var att samtliga objekt innehöll cirkulära hål. Dessutom var inte samtliga borrhål systematiskt placerade vilket skapade ytterligare problem, det gjorde att ett omfattande arbete med partitionering var nödvändigt för att få till en godtagbar mesh. Att skapa en bra och systematisk mesh runt cirkulära hål var också något som var tidskrävande och var svårare än förväntat.

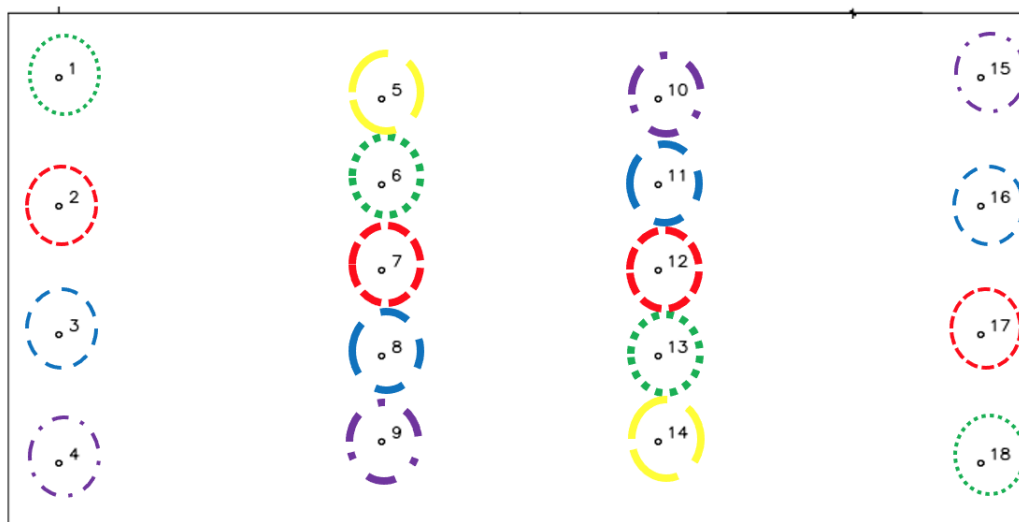
## 6.2 Modelleringsresultat

### 6.2.1 Upplyftning

Den numeriska jämförelsen som har genomförts i examensarbetet är genomförd på två stycken föreslagna alternativ för bergförankring av betongtråg i Varbergstunnelprojektet. Utvärdering av alternativen, mikropålar och passiva förankringar, har genomförts på ett fiktivt betongtråg med tre stycken spår. Jämförelsen bygger på användandet av befintliga bygghandlingar som sedan har simulerat i Abaqus med laster i brottgränstillståndet enligt Eurokod. Den första simuleringen som genomfördes var då upplyftning föreligger. För varje enskilt hål, enligt figur 3.3, blir skjuvspänningarna större i berget för modellen som simulerar mikropålar. Spänningsfördelningen över längden har också något stora skillnader i sitt beteende. Modellen för de passiva förankringarna får en betydligt jämnare spänningsfördelning över längden och får inte alls toppvärden av samma amplituder. Vid jämförelse av kvoterna mellan toppvärdet och medelvärdet blir det extra tydligt, eftersom det generellt visas i tabell 5.7 och tabell 5.8 att dessa kvoterna blir betydligt större för modellen med mikropålar.

Tabell 5.10 för passiva förankringar och tabell 5.17 för mikropålar är till för att visa hur symmetrin är för respektive modell. Det går där snabbt att notera att modellen för passiva förankringar verkar symmetriskt i både  $xz$ - och  $yz$ -riktningen. För modellen med mikropålar syns också en tydliga tendenser till symmetri men den är långt ifrån lika stringent som modellen för de passiva förankringarna. I examensarbetet har fokus till största del legat på positiva skjuvspänningar just på grund av symmetrin för att

intresset har legat att identifiera skillnader och inte likheterna. Men, i ett försök att hitta ett system hur skjuvspänningsfördelningen modellerna sinsemellan fördelar sig skapades tabell 5.11. I tabellen påvisas det i modellen för passiva förankringar tydliga symmetriska samband. För hål 1-9 inträffar alltid största skjuvspänning i  $yz$ -riktningen och minsta skjuvspänning för hål 10-18 i samma riktning, minsta skjuvspänning för hål 1-4 inträffar i  $xz$ -riktningen och största skjuvspänning inträffar således för hål 15-18 också i  $xz$ -riktningen. Förankringar med lika beteende markeras med samma färger och symboler enligt figur 6.1, för att förtydliga hur symmetrin lyder i modellen.



**Figur 6.1:** Illustration över hur symmetri uppstår i modell med passiva förankringar, placering utifrån figur 3.3.

Skjuvspänningens största värde inträffar inte alltid i samma riktning för varje hål per rad. Däremot så får det spegelvända hålet sitt största värde i samma riktning, vilket bygger på samma symmetri som tidigare diskuterats. Sambandet inbördes för varje hål är att största och minsta skjuvspänning inträffar aldrig i samma spänningsriktning förutom för hål 7 och 12.

Modellen med mikropålar får ett något annorlunda beteende avseende skjuvspänningsfördelningen i berget. Det noteras en spänningssymmetri, där hål 1-4 uppnår sina största skjuvspänning uppnår hål 15-18 sina minsta och tvärtom. För övrigt syns inget direkt samband mellan riktning och position av största respektive minsta skjuvspänning. Det kan tyda på att mikropålarna verkar mer individuellt under de aktuella förutsättningarna än de passiva förankringarna. Eftersom skjuvspänningsfördelningen är väldigt liknande mellan berget och injekteringsbetongen läggs ingen tid på att upprätta en tabell som är likadan som tabell 5.11. Det antas därmed att resultatet kommer vara samma.

Injekteringsbetongens största maximala skjuvspänning visar på extremt höga värden för modellen med mikropålar. Nackdelen med att plocka ut största skjuvspänningen över en yta är att den exakta positionen inte är känd och att lokala extremvärden kan uppstå. Med anledning av magnituden på skjuvspänningen känns det rimligt att anta att värdena är något överskattade i simuleringen. Injekteringsbetongen i modellen för mikropålarna får väldigt höga skjuvspänningar i den packade fyllningen och i

övergången mellan den packade fyllningen och betongplattan. När det uppstår markanta geometriska förändringar kan det uppstå lokala spänningskoncentrationer och dessa är inte representativa, (González, 2015). Det är sannolikt att mellan injekteringsbetongen och betongplattan så har spänningskoncentrationer uppstått i modellen för mikropålar och därför bör ej för stort fokus hamna på de värdena. I ett försök att bortse från dessa upprättas tabell 6.1 där de översta 35 centimetrarna av injekteringsbetongen inte beaktas. De med full längd benämns med index 1 och där inte översta 35 centimetrarna tas hänsyn till benämns med index 2.

**Tabell 6.1:** Jämförelse av skjuvspänningar i injekteringsbetongen.

Mikropålar	[MPa]			
Position:	1	9	14	15
Maximal skjuvspänning: $\tau_1$	14.8	46.5	47.2	15.1
Maximal skjuvspänning: $\tau_2$	7.88	23.3	23.6	8.08
Position:	1	5	14	15
$\max\{\tau_{xz,1}, \tau_{yz,1}\}$	9.57	21.15	21.45	7.70
$\max\{\tau_{xz,2}, \tau_{yz,2}\}$	1.45	1.39	1.40	0.54

Tabell 6.1 jämför utvalda tabellvärdena som är angivna i tabell 5.6 och tabell 5.14 där ingen hänsyn tas till de översta 35 centimetrarna. För  $\max\{\tau_{xz}, \tau_{yz}\}$  hamnar samtliga värden i närheten av den dimensionerande brottsvidhäftningen som är uppskattad i avsnitt 2.4. Anledningen till upprättande av tabell 6.1 är för att se den troliga fördelningen av positivt orienterade skjuvspänningar ifall potentiella extremvärden inte beaktas och då ser den väldigt annorlunda ut. Maximal skjuvspänning beräknad ligger fortfarande utanför intervallet, men de värdena kan fortfarande utgöras av lokala extremvärden.

På global nivå är det också intressant att notera vilka förankringar och pålar som blir mest utsatta. I respektive modell har det visat sig att under upplyftning får modellen med mikropålar generellt högre spänningsnivåer för hål som är placerade i ute mot kanten i varje rad. För modellen med de passiva förankringar sker istället det omvända och spänningsnivåerna ökar istället för centralt inom raden placerat. Detta gäller för samtliga tre komponenter som har studerats, berget, injekteringsbetongen och stagen. Det gäller även för spänningsfördelningen raderna sinsemellan, verkningsättet är således lite annorlunda. Generellt för avlästa skjuvspänningar ser vi stora likheter både för passiva förankringar men även mikropålar med den teori som uppmärksammades i litteraturstudien, figur 2.8, hur spänningsfördelningen ser ut i förhållande till stagets längd. Toppvärden avseende spänning uppstår i toppen och avtar med djupet, i modell med mikropålar uppstår toppvärden ofta i underkant av packad fyllning, något som kan härledas till spänningskoncentration mellan materialskikt.

Vid jämförelse av stagen under upplyftning syns också skillnader som känns igen från värdena för skjuvspänning i berget och injekteringsbetongen. Det uppstår väldigt höga dragspänningar i stagen för modellen för mikropålar. Likt tidigare så har modellen med mikropålar en tendens att lokalt få väldigt höga spänningar under inverkan av upplyftning.

För lastfall med upplyftning genomfördes också en parameterstudie för att se hur

spänningsnivåerna i berget och injekteringsbetongen påverkades vid reduktion av bergets hållfasthet. Från parameterstudien med modellen för passiva förankringar, presenterade i figur 5.112 och figur 5.114, noteras det ganska väntade beteendet att spänningsnivåerna i berget ökar med en minskad hållfasthet. Graferna visar också att spänningsnivåerna både i berget och injekteringsbetongen ökar logaritmiskt i takt med reducerad hållfasthet. För modellen med mikropålar, resultat presenterade i figur 5.113, figur 5.115 och figur 5.116, fås ett mer oväntat beteende. Spänningsnivåerna minskar i framförallt berget och men även i injekteringsbetongen i takt med reducerad hållfasthet av berget. Därför togs även maximal skjuvspänning ut från den packade fyllningen, figur 5.116, vilket då resulterade i ökade spänningsnivåer vid reducerande av bergets hållfasthet. Under modelleringen har det antagits att ideala förhållanden råder i berget vilket i sin tur har påverkat resultatet och utvärderingen av det. Resultatet från parameterstudien från modell med mikropålar kan tyda på att vid bergförankring i berg av sämre kvalitet kan packad fyllning minska påverkan av berget och ändå uppnå fullgod funktion.

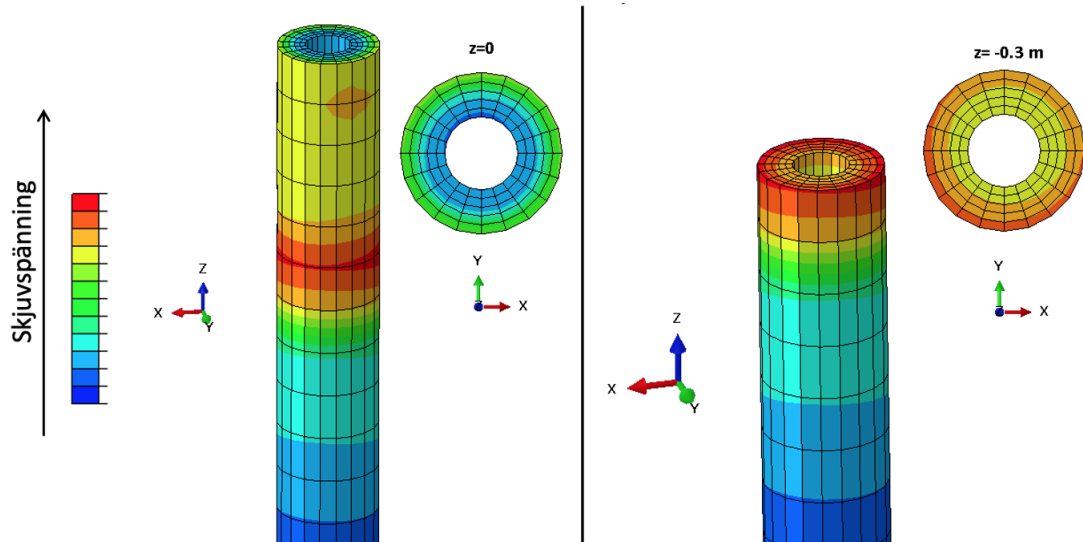
Hanteringen av säkerhetsfaktorer kan därmed vara avgörande beroende på vilken lösningsmetod som tillämpas. Eftersom mikropålars bärförmåga inte är beroende av enbart berget skulle det vara möjligt att argumentera för att osäkerheterna i beräkningen minskar vid användandet av mikropålar. Den tesen stöds också av Abbas och Lee (2021) vilket diskuteras i avsnitt 2.2.3, att det finns en korrelation mellan berget och jorden avseende bärförmågan. Därför skulle det vid osäkra förhållanden kunna vara en fördel att använda sig av mikropålar. Det skulle också vara bra att frångå partialkoefficientmetoden och använda sig av observationsmetoden, se avsnitt 2.1, istället när osäkerheten ökar. Då skulle bergets kvalitet kunna studeras in-situ och dimensionering göras efter det istället. Däremot finns det andra följeffekter av att tillämpa observationsmetoden eftersom denna är mindre tidseffektiv.

Generellt visar båda modellerna spänningsnivåer i berget som underskrider värdet för brott. Däremot syns i resultaten att under upplyftning så ger modellen för mikropålar en högre utnyttjandegrad i berget än vad modellen med passiva förankringarna ger, däremot så finns det stora skillnader avseende skjuvspänningsnivåer i injekteringsbetongen. Det är något som har varit en svårighet under modelleringen att få till spänningsnivåer som motsvarar verkligheten i toppen av injekteringsbetongen för modellen med mikropålar.

## 6.2.2 Tågtrafik

Den andra simuleringen innefattade inverkan av tågtrafik, vilket i sig innebär vertikal och horisontell belastning på de tre spår som finns placerade på trågmonoliten. Avseende maximal skjuvspänning uppstod störst skjuvspänning längs ytan i borrhålen för bergskiktet i modell med mikropålar jämfört mot modell med passiva förankringar, enligt figur 5.19 och 5.23, oberoende på lastkombination. Generellt påvisas ingen maximal skjuvspänning som tyder på risk för vidhäftningsbrott i ytan mellan injekteringsbetong och berg i modell med passiva förankringar, utifrån simuleringar i lastkombination 1 och 2. Utifrån uppskattad brottvidhäftningsspänning, mellan 1.38 och 5 MPa, i ytan mellan injekteringsbetong och berg, kan det argumenteras att borrhål i bergskiktet i tabell 5.19 och 5.23 påvisar risk för vidhäftningsbrott i mikropålar i ytterraderna,

rad 1 och 4. Utifrån argumentation nämnd avseende maximal skjuvspänning från simulering av upplyftning utgår vi även här från att extremvärden kan inträffa. Högsta avlästa maximala skjuvspänning över bergskiktets yta i lastkombination 2, 2.41 MPa, kan med hänsyn till extremvärden argumenteras för att risk för vidhäftningsbrott mellan betong och berg inte föreligger. Analyseras istället maximal skjuvspänning över injekteringsbetong för både lastkombination 1 och 2 i modell med mikropålar påvisas till skillnad från bergskiktet en spänning som utgör risk för vidhäftningsbrott. För att undersöka var eventuella extremvärden uppstår, avseende maximal skjuvspänning, studeras injekteringsbetong utifrån en 3d-vy vid två olika tvärsnitt.



**Figur 6.2:** Simuleringsresultat avseende maximal skjuvspänning för injekteringsbetong i modell med mikropålar belastade med tågtrafik enligt lastkombination 2. Hänvisningar till tvärsnitt utgår från  $z=0$  är i toppen av injekteringsbetongen.

Studeras figur 6.2 påvisas att stora spänningar uppstår i ytterränd på ett djup på 0.3 meter. Underkant av packad fyllning i modellerna är på samma nivå och kan vara anledning till att stora extremvärden uppstår utifrån argumentation för modell med upplyftning. Med det i beaktning påvisas samma beteende i spänningsfördelning som studeras i avsnitt 5.4.1 och 5.4.2 där största skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , uppstår vid 0.3 meters djup och därefter drastiskt avtar.

Även om extremvärde påvisat för maximal skjuvspänning i figur 6.2 på ett djup på 0.3 meter skulle vara överskattat, påvisas det en maximal skjuvspänning som ligger över intervallet för brottvidhäftning mellan berg och betong enligt diskussion för upplyftning, se tabell 6.1. I avsnitt 3.3.1 tas brottvidhäftning mellan stål och betong upp, det uppskattade värdet är mindre än vad som anges för brottvidhäftning mellan berg och betong, men som illustrerat i figur 6.2 uppstår störst maximal skjuvspänning längs den yttre ytan av injekteringsbetongen. Generellt kan det från simuleringsresultat och uppskattad brottvidhäftning påvisas att betydligt större risk för vidhäftningsbrott mellan berg och betong kan inträffa i en modell med mikropålar jämfört med modell med passiva förankringar.

I avsnitt 3.4.3 bestämdes det att utifrån Eurokod att två lastkombinationer av accelera-

tions- och broms- krafter skulle undersökas, grundtanken med placeringen av horisontella laster i lastkombination 1 och 2 var att undersöka inverkan av rotation i betongplattan, från både ett gynnsamt och ogynnsamt perspektiv. Den ursprungliga hypotesen var att det skulle påvisas ett mönster vid en rotation av betongplattan, exempelvis att utifrån samma avläsningspunkt enligt figur 5.10 och 5.23, avläsa störst skjuvspänning i rad 1 och minst i rad 4. Resultatet i figurerna som presenteras avseende skjuvspänning i lastkombination 2 i avsnitt 5.4.2 stämmer inte överens med grundhypotesen, varken för modell med passiva förankringar eller mikropålar. Anledningen till att ett mönster inte hittades är tidsbrist, hade analysen innefattat en avläsning av samtliga positioner som utfört för borrhålen i bergskiktet enligt avsnitt 5.3.2 hade troligtvis ett mönster påvisats.

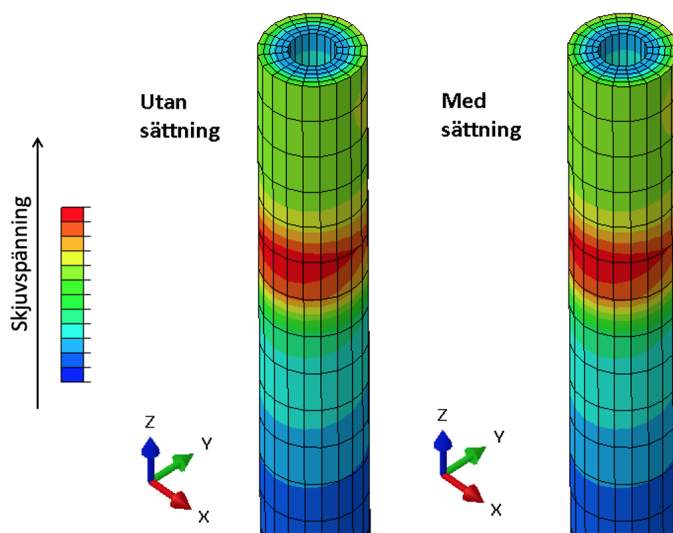
Studerar figur 5.56 och 5.57 går det att identifiera att störst skjuvspänning uppstår mot kanterna av monoliten sett från placering av stag för både passiva förankringar och mikropålar, enligt figur 3.3. Däremot i lastkombination 2 i modell med passiva förankringar uppstår störst skjuvspänning mot mitten av respektive rad, medan mikropålar påvisar samma beteende som i lastkombination 1. Studerar vi tabell 5.21 och 5.25 påvisas störst skjuvspänning i rad 4 för mikropålar, ett beteende som inte visas för passiva förankringar. Utifrån placerade accelerations- och bromskrafter, enligt figur 3.11 och 3.12, kan det argumenteras för att störst skjuvspänning borde uppstå i rad 4 med avseende på rotation i betongplattan. Exempelvis, rotation i lastkombination 2 som resulterar i större dragspänningar i rad 4 då skjuvspänning,  $\tau_{xz}$ , avläses. Anledningen till att större skjuvspänningar generellt uppstår i modell med mikropålar kan härledas till att mikropålar är förankrade längs hela längden medan passiva förankringar är utformade med en fri längd mellan berg och betongplatta. Passiva förankringar tillåts att röra sig mer till skillnad från mikropålar där full samverkan med packad fyllning antas, något som kan vara anledningen till de små skjuvspänningar som uppstår för passiva förankringar i tabell 5.21 och 5.25. Värt att nämna är att full samverkan mellan berg, packad fyllning och betongplatta är ett antagande som är lite i överkant i förhållande till vad som inträffar i verkligheten. Förskjutning mellan packad fyllning och berg samt packad fyllning och betongplatta är något som inträffar utifrån ett verkligt perspektiv. Alternativet hade varit att modellera en friktion mellan ytorna med en friktionskoefficient, men då en uppskattning av friktionskoefficient mellan olika material är svår att rättfärdiga valde vi istället att lägga oss i överkant. Då studien främst utgår från en jämförelse mellan lösningar, tänkte vi initialt att det inte skulle påverka resultatet.

I simuleringen av tågtrafik undersöktes även den positiva normalspänning som uppstår i stagen under belastning. Grundhypotesen var att det vid rotation av betongplattan skulle innebära att stagen blir dragbelastade. Generellt sker inga större skillnader mellan lastkombinationerna 1 och 2 för passiva förankringar respektive mikropålar. Det som identifieras i tabell 5.22 och 5.26 är att större normalspänningar uppstår i stagen i modell med passiva förankringar jämfört mot mikropålar. Störst normalspänning uppstår i modell med passiva förankringar och mikropålar, oberoende av lastkombination, i stag 7 och 12 respektive 4 och 18 enligt tabell 5.22 och 5.26. Värt att identifiera är att största normalspänning sker i mittenraderna för passiva förankringar och i ytterraderna för mikropålar. Att fenomenet uppstår kan vara kopplat till utformningen av passiva förankringar och mikropålar tillsammans med en rotation i betongplattan. Passiva förankringar modelleras med samma längd över helt monoliten, medan mikropålar ut-



formas med kortare pålar i rad 2 och 3 och längre i rad 1 och 4. Spänningsfördelningen mellan lastkombination 1 och 2 påvisar ett nära identiskt beteende i både modell för passiva förankringar och för modell med mikropålar enligt avsnitt 5.4.1 och 5.4.2. Modell med mikropålar påvisar ett beteende som avspeglar många extremvärden, där stor negativ normalspänning uppstår i underkant av betongplattan vid 0.5 meters djup och underkant av packad fyllning vid 0.7 meters djup. Väl nere i bergnivå uppstår ytterligare en spets avseende negativ normalspänning vilket under 1 meters djup drastiskt ökar till en positiv normalspänning. Beteendet som sker från stagtopp ner till bergnivå är något som kan härledas till extremvärden som uppstår mellan materialskikt i modellen. Spänningsfördelningen i modell med passiva förankringar exempelvis figur A.1 påvisar till skillnad från modell med mikropålar en hög normalspänning i stagtopp som väl nere i bergnskikt, 1 meters djup, drastiskt avtar och därefter rör sig runt  $\pm 0.2$  MPa mot stagbotten. Att inte extremvärden uppstår i modell med passiva förankringar kan också härledas till att stagen är modellerade utan kontakt med den packade fyllningen. Med en största normalspänning på 5.76 MPa i modell med passiva förankringar föreligger ingen risk för materialbrott i stagen om brotthållfastheten i tabell 3.7 beaktas.

Tredje simuleringen utgick från scenariet att det efter långvarig tryckbelastning sätter sig i den packade fyllningen under betongplattan, där vi vill undersöka effekterna av sättningen avseende maximal skjuvspänning, fördelningen av skjuvspänning och normalspänning i stag. Att det sätter sig i packad fyllning är inte så troligt, dock tar vi hänsyn till att det i andra scenarion nyttjas en fyllning där risk för sättning förekommer. Då passiva förankringar utformats för att inte ta tryckkrafter väljer vi att studera inverkan av sättning enligt ovan för modell med mikropålar belastade med tågtrafik enligt lastkombination 1 och 2. Avläst maximal skjuvspänning i tabell 5.27 påvisar ingen större differens mellan modell med och utan sättning avseende borrhål i bergskiktet. Däremot uppstår en mindre ökning avseende den maximala skjuvspänning i injekteringsbetongen. När vi visuellt studerar simuleringsresultat från modell med lastkombination 2 med och utan satt ser vi att eventuella extremvärden uppstår även här, likt diskuterat ovan. I figur 6.3 presenteras skjuvspänning i injekteringsbetong för modell utan och med sättning,



**Figur 6.3:** Simuleringsresultat avseende maximal skjuvspänning för injekteringsbetong i modell med mikropålar belastade med tågtrafik enligt lastkombination 2 med och utan sättning.

där det påvisas extremvärde på samma ställe och att utbredningen av maximal skjuvspänning uppvisar ett närmst identiskt beteende. Utifrån det som diskuterats från andra simuleringen kommer maximal skjuvspänning utan hänsyn till extremvärden ändå landa inom intervallet för brottvidhäftning mellan berg och betong.

Spänningsfördelningen i modell med mikropålar enligt lastkombination 2 med sättning påvisar ett avvikande beteende sett från andra simuleringsresultat. Inga negativt orienterade skjuvspänningar uppstår i injekteringsbetongen, som främst uppstår mot toppen av injekteringsbetongen. När figur 5.81, 5.83, 5.94 och 5.95 för modell utan och med sättning jämförs syns det tydligt. Beteende skulle kunna härledas till omfördelning av tryckkrafter då kontakt mellan packad fyllning och betongplatta försvinner.

Kopplat till hypotesen valde vi i att avseende normalspänning i stag även studera negativt orienterade spänningar, tryckbelastning i stagen. Det för att undersöka ifall tryckkrafterna fördelas till stagen mer vid en påtvingad sättning. Mellan lastkombinationer märktes tydliga skillnader i negativt orienterade normalspänningar, tabell 5.30 och 5.31, där lastkombination 2 påvisade större skillnader mellan modell utan och med sättning. Minsta negativa normalspänningar som uppvisas i lastkombination 2 med sättning påvisar liknande amplituder som för lastkombination 1 med och utan sättning. Speciellt intressant då vertikala belastningar mellan kombinationer är identiska och skillnaden ligger i placering och storlek och horisontella laster.

### 6.2.3 Förankringar mot pålar

Det finns inga skillnader mellan aktiva förankringar och passiva förankringar avseende bärförmågan i brottgränstillståndet. Bärförmågan i brott bestäms inte utifrån uppspänningskraften och således går det inte att se några skillnader avseende dimensionering av bärförmågan utan den genomförs på samma sätt. Däremot är beteendena

förankringarna sinsemellan olika just med avseende på uppspänningskraften, vilket beskrivs av figur 2.6. Aktiva förankringar får ingen deformation så länge yttre last är mindre än uppspänningskraften, något som är en signifikant skillnad. Den skillnaden påverkar emellertid inte bärförmågan i brott utan endast beteendet i bruksgränstillståndet. Men eftersom bruksstadiet inte har simulerats i examensarbetet beaktas inte det vid bedömningen av skillnaden eftersom krypning och utmattning då kommer vara centrala delar.

När det gäller dimensionering i brottgränstillstånd skiljer Eurokod på förankringar och pålar genom att kräva att pålar ska dimensioneras enligt dimensioneringssätt 2 i gränstillståndet GEO. Förankringar dimensioneras dock oberoende av gränstillstånd (STR/GEO) enligt dimensioneringssätt 3. Skillnaden ligger i vilka partialkoefficienter, diskuterat i avsnitt 2.5.2, som ska nyttjas vid dimensionering för gränstillstånden GEO/STR, hur stor skillnaden blir beror på situation och förutsättningar. Generellt är den stora skillnaden mellan förankringar och pålar är att förankringar enbart dimensioneras för att bli utsatta för dragkrafter medan pålar kan dimensioneras för både tryck- och dragkraftsupptagning. Något som är en ganska tydlig skillnad avseende definitionen sinsemellan. Däremot finns en väldigt stor likhet som medför att det går att använda sig av samma dimensioneringsmetoder för både pålar och förankringar utsatta för dragkrafter, vilket har diskuterats i (Maertens J. och K.-U., -). Därmed är det möjligt, beroende på systemets verkningsätt, att se en påle och förankring som samma sak eller som två separata varianter. I AMA - Anläggning skiljs metoderna åt som två helt skilda system. Pålar hamnar under kapitel C och avsnitt CC avsett för pålning. Förankringar hamnar däremot under kapitel D avsett för marköverbyggnader och anläggningskompletteringar under avsnitt DJB - Förankring av konstruktioner. Däremot hänvisas dimensionering av pålar till Swedish standards institute (2005) och dimensionering av förankringar till Swedish standards institute (2013), (Lindqvist och Brinck, 2020). Däremot hänvisas i Swedish standards institute (2013) till Swedish standards institute (2005) för dimensionering. Vilket kan antyda på att Lindqvist och Brinck (2020) har gjort en dogmatisk uppdelning av metoderna. Detta backas också upp av definitionerna i Eurokod, resultaten i examensarbetet och diskussionen från (Maertens J. och K.-U., -). Det vill säga att en förankring är en variant av påle och inte ett separat system som Lindqvist och Brinck (2020) antyder.

I avsnitt 2.3 definieras skillnader mellan förankringar och pålar, samtliga förankringar provdras till skillnad från pålar där det utförs på enstaka, något som tillför en större osäkerhet avseende bärförmågan. I Eurokod motverkas denna osäkerhet genom att tillämpa högre partialkoefficienter på pålar avseende bärförmåga.



## 7 Slutsats

Utifrån litteraturstudien och den numeriska analysen blir slutsatsen att i brottgränstillståndet är förankringar en variant av påle där den stora skillnaden är att förankringar endast utnyttjas vid dragbelastning. En förankring och påle är under upplyftning i brottgränstillståndet samma sak.

Utifrån litteraturstudien som upprättas avseende förankringar och pålar kunde både likheter och skillnader identifieras. När förankringar och pålar diskuteras kan det ibland vara svårt att särskilja dem. Båda utformas som ett vertikalt avlångt konstruktionslement som placeras i jord eller berg. Det som i definitionen enligt Eurokod skiljer förankringar och pålar åt är deras kapacitet att ta upp tryckkrafter. Pålar kan dimensioneras avseende både tryck- och dragbelastning, medan förankringar endast nyttjas för att hantera drag. Jämförs olika typer av förankringar, aktiva förankringar och passiva förankringar, står likheter ut. Studeras aktiva förankringar teoretiskt inses att en aktiv förankring är av en passiv förankring som förspänns med mutter mot ankarplattan. Något som skiljer förankringar och pålar åt är hur säkerhetsfaktorer och osäkerheter hanteras. Detta är kopplat till att samtliga förankringar provbelastas medan bara en del av pålarna provas. Därför dimensioneras pålar istället med högre partialkoefficienter.

I skrivande stund är mikropålar i Sverige något av en okonventionell metod för bergförankring, men då olika pålmetoder jämförs teoretiskt identifieras många likheter mellan stålkärne-pålar och mikropålar. Båda kan utformas med liknande egenskaper, solida stålkärnor, diameter, installeras med borrhning, injekteras med betong och kan regleras av samma utförandestandard.

Simuleringar utförda i Abaqus för passiva förankringar och mikropålar visar att:

- Höga spänningsnivåer avseende maximal skjuvspänning i ytan mellan injekteringsbetongen och berget i borrhålen noteras i modellen med mikropålar. Även vid ett försök att filtrera bort extremvärden ligger maximala skjuvspänningen mellan injekteringsbetong och bergskiktet på högre nivåer än vid definitionen av vidhäftningsbrott. Detta påvisas under samtliga simuleringar.
- Vid upplyftning identifieras skillnader avseende vilka borrhål, injekteringsbetong eller stag som blir mest utsatta avseende maximal skjuvspänning, skjuvspänning i  $xz$ - och  $yz$ -riktningen och normalspänning. För passiva förankringar var, i de flesta fall, de mest utsatta komponenterna de mot mitten medan för mikropålar de mot kanterna av monoliten.
- Mikropålar får högre spänningsnivåer. Kvoten mellan topp- och medelvärdena över längden avseende de positiva spänningarna är alltid större för mikropålar. Det gäller i samtliga materialskikt. Passiva förankringar har en jämnare spänningsfördelning över längden vilket påvisas i grafer och tabellvärden.

- Genomförd parameterstudie kunde påvisa att modell med mikropålar gynnas av den packade fyllning som finns ovan bergskiktet. Gynnas i avseendet att om förankring ska utföras i en bergart av sämre kvalité kan en packad fyllningen kompensera för bergkvaliten och ändå upprätthålla en god funktion.
- Generellt för simulering vid upplyftning påvisas en större unyttjandegrad för mikropålar jämfört med passiva förankringar både avseende skjuvspänningskapaciteten i berg och injekteringsbetongen.
- Vid simulering av modell med tågtrafik påvisades samma beteende som för upplyftning där mikropålar blir mer utsatta i förhållande till passiva förankringar. Jämförs modellerna med upplyftning mot modell med tågtrafik påvisas att störst risk för vidhäftningsbrott mellan berg och injekteringsbetong i upplyftning, trots eventuella extremvärden.
- Simulering vid påtvingad sättning i packad fyllning i modell för mikropålar uppvisar en förhöjd tryckande normalspänning i stag. Det som också kan identifieras vid en påtvingad sättning är att maximal skjuvspänning i ytan mellan injekteringsbetong och berg ökar något vilket leder till att risk för att vidhäftningsbrott föreligger.
- Utifrån resultat från samtliga simuleringar identifieras att belastningsfall avseende upplyftning utgör det dimensionerande fallet för både passiva förankringar och mikropålar.
- För både passiva förankringar och mikropålar blir injekteringsbetongen en kritisk punkt vid dimensionering i brottgränstillståndet för samtliga belastningsfall.
- Utifrån de förutsättningar som föreligger i studien påvisas utifrån simuleringsresultat att lösningen med passiva förankringar är att föredra.

## 8 Förslag på vidare studier

Det hade varit intressant att genomföra liknande studier i bruksgränstillståndet, för att simulera hur aktiva- och passiva förankringar påverkas över bruksstiden. Det hade också varit intressant att simulera hur mikropålar beter sig utsatta för långvarig belastning samt att även studera inverkan av trågmonoliter som placeras bredvid varandra med distansfog mellan. I examensarbetets modellering där bergets hållfasthet reduceras sker den homogent över hela bergmodellen. Det hade varit intressant att se hur lokala försvagningar påverkar stagens beteende samt inverkan av plasticitet.





# Litteratur

- Abbas Q., Choi W. Kim G. Kim I. och J. Lee (2021). "Characterizing uplift load capacity of micropiles embedded in soil and rock considering inclined installation conditions". I: *Computers and Geotechnics* 132, s. 103995.
- Avén S., Wendel P. och T. Stål (1984). *Geoteknik*. LiberFörlag Stockholm.
- Axelsson, G. (2010). *Tillämpningsdokument EN 1997-1 kapitel 7 Pålgrundläggning*. Tekn. rapport Rapport 8:2008. Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.
- Bansal, S. (2006). "Use of Prestressed soil anchors in construction of an underpass in High Water Table zone". I: *Undergorund and foundations in structures*.
- Barton, N. (2002). "Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design". I: *International journal of Rock Mechanics and mining science* 1.39, s. 185–216.
- Bickford, J. H. (2007). *Introduction to the design and behavior of bolted joints: non-gasketed joints*. CRC press.
- Boverket (2011). *Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Boverkets författningssamling.
- Bredenberg, H. (2000). *Stålkärnepålar - Anvisningar för projektering, dimensionering utförande och kontroll*. swe. Tekn. rapport. Linköping: Pålkommissionen.
- Brouzoulis, J. (2022). *Effektivspänning - jämförelsespänning*. URL: <https://demechanica.com/sv/hallfasthetslara/kapitel/allmanna-spanningstillstand/effektiv-spanning-jamforellespanning/>.
- Carlunger M., Dock CG. Friedler T. och I. Isaksson (1999). "Bultens teknikhandbok". I: *Hallstahammar: BULTEN AB*.
- Eriksson, K. (2010). *Utmattning av stål konstruktioner enligt eurokod 3*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.
- Fleming K., Weltman A. Randolph M. och K. Elson (2008). *Piling engineering*. CRC press.
- Gilbert, R. I. och N. C. Mickleborough (1990). *Design of Prestressed Concrete*. Taylor Francis Group.
- Golder Associates AB, Golder (2020). "Markteknisk undersökningsrapport - bergteknik". Hämtat från Varbergsprojektet.
- González, M. A. (2015). *Stress singularities and concentrations - Mesh convergence in FEA*. URL: <http://www.acin.net/2015/06/02/stress-singularities-stress-concentrations-and-mesh-convergence/>.
- Gustafson G., Claesson J. och Å Fransson (2013). "Steering parameters for rock grouting". I: *Journal of Applied Mathematics* 2013.
- Holmberg, M. och H. Stille (2007). *Observationsmetodens grunder och dess tillämpning på design i berg*. Tekn. rapport. SveBeFo 80. Rock engineering research foundation.
- Implenia Sverige AB, Implenia (2021). "RKFM - materialparametrar". Hämtat från Varbergsprojektet.

- Johansson F., Bjureland W. och J. Spross (2016). “Application of reliability-based design methods to underground excavation in rock”. I: *Stockholm: BeFo*.
- Kim, H. K. och N. J. Cho (2012). “A design method to incur ductile failure of rock anchors subjected to tensile loads”. I: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 17, s. 2737–46.
- Kim N. K., Park J. S. och S. K. Kim (2006). “Numerical simulation of ground anchors”. I: *Elsevier Ltd*.
- Lindblom, U. (2010). *Bergbyggnad*. Ulf Lindblom och Liber AB.
- Lindqvist, T. och Y. Brinck (2020). *AMA Anläggning 20*. Svensk Byggtjänst.
- Littlejohn, G. S. (1975). “ROCK ANCHORS-STATE OF THE ART: PART 2: CONSTRUCTION: GROUTS AND GROUTING”. I: *GROUND ENGINEERING* 8.6.
- Liu X., Wang J. Huang J. och H. Jiang (2017). “Full-scale pullout test and analyses of ground anchors in rock under ultimate load conditions”. I: *Elsevier - Engineering Geology*.
- Logg A., Mardal K. A. och G Wells (2012). *Automated solution of differential equations by the finite element method: The FEniCS book*. Vol. 84. Springer Science & Business Media.
- Maertens J., Partners BVBA. och Leuven K.-U. (-). *Ground Anchors, soil nails, and tension piles, what's the difference*. Tekn. rapport. Noel hybrechts. Belgian building research institute.
- Olsson, C. och Holm G. (1993). *Pålgrundläggning*. Svensk Byggtjänst.
- Oñate, E. (2009). *Structural Analysis with the Finite Element Method - Linear Statics*. International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE).
- Poutanen T., Länsivaara T. Pursiainen S. Mäkinen J. och O. Asp (2021). “Calculation of safety factors of the Eurocodes”. I: *Applied Sciences* 11.1, s. 208.
- Pålkommisionen (2021). *Pålstatistik för Sverige 2020*. Pålkommisionen.
- Rosling, M. (2019). *Projektering av betongkonstruktioner*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Trafikverket.
- Sabatini P. J., Armour T. Groneck P. Keeley J. W. och B. Tanyu (2005). *Micropile design and construction (reference manual for NHI Course 132078)*. Tekn. rapport. United States. Department of Transportation. Federal Highway Administration.
- Swedish standards institute (2003). *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 2: Trafiklast på broar*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
- (2005). *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2006). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-11: Dragbelastade komponenter*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2009a). *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2009b). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 5: Pålar och spont*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2013). *SS-EN 1537:2013. Utförande av geokonstruktioner - Förankringar*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2014a). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.

- (2014b). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2015). *Utförande av geokonstruktioner - Mikropålar*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2019a). *Varmvalsade konstruktionsstål - Del 2: Tekniska leveransbestämmelser för olegerade stål*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
  - (2019b). *Varmvalsade konstruktionsstål - Del 3: Tekniska leveransbestämmelser för normaliserade/normaliserade finkornstål*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Swedish standards institute.
- Söder, C. O. och M. Burtu (2005). *Permanent stagförankringar i berg*. Tekn. rapport. SveBeFo 68. Rock engineering research foundation.
- Trafikverket (2007). *Vägverkets föreskrifter om ändring i föreskrifterna (VVFS 2004:43) om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Trafikverket.
- (2011). *Trafikverkets föreskrifter om ändring i Vägverkets föreskrifter (VVFS 2004:43) om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder*. swe. Tekn. rapport. Stockholm: Trafikverket författningssamling.
- Trafikverket (2014). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13*. Tekn. rapport. Trafikverket.
- Trafikverket (2019). *Krav Brobyggande, TDOK 2016:0204*. Tekn. rapport. Trafikverket.
- Transportstyrelsen (2018). *Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder - TSFS 2018:57*. Tekn. rapport. Transportstyrelsen.
- Veludo J., Júlio E. N. B. S. och D. Dias-da Costa (2012). “Compressive strength of micropile-to-grout connections”. en. I: *Constr. Build. Mater.* 26.1, s. 172–179.
- Weerasinghe, RB. och GS. Littlejohn (1997). “Uplift capacity of shallow anchorages in weak mudstone”. I: *Ground anchorages and anchored structures: Proceedings of the international conference organized by the Institution of Civil Engineers and held in London, UK, on 20–21 March 1997*. Thomas Telford Publishing, s. 23–33.
- Åkerlund, S. (1994). *Dimensionering genom provning*. Boverket 1994.



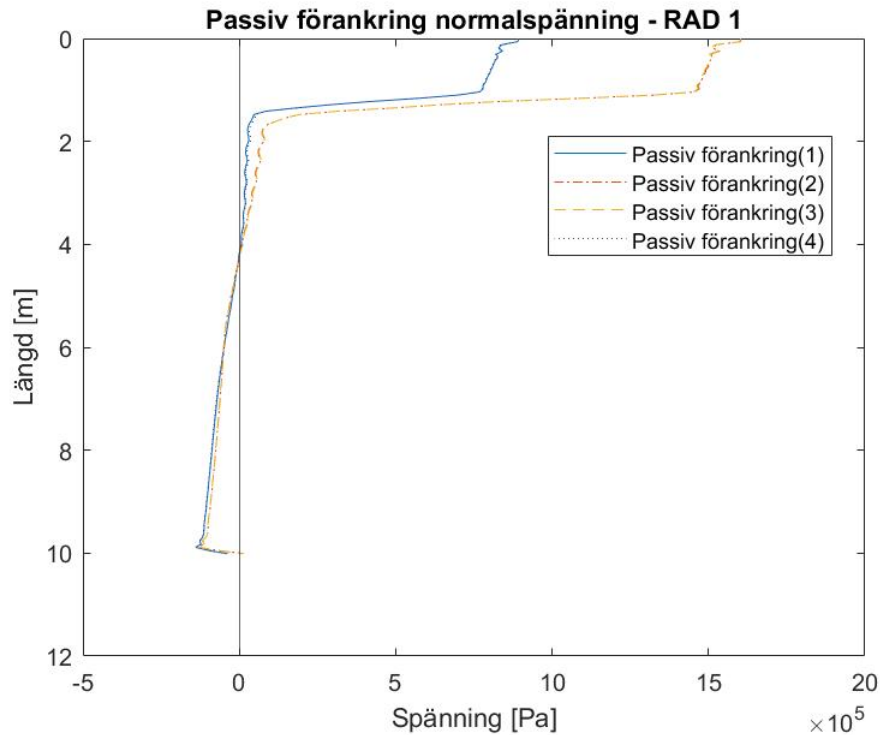
# Bilaga A

# Bilaga A

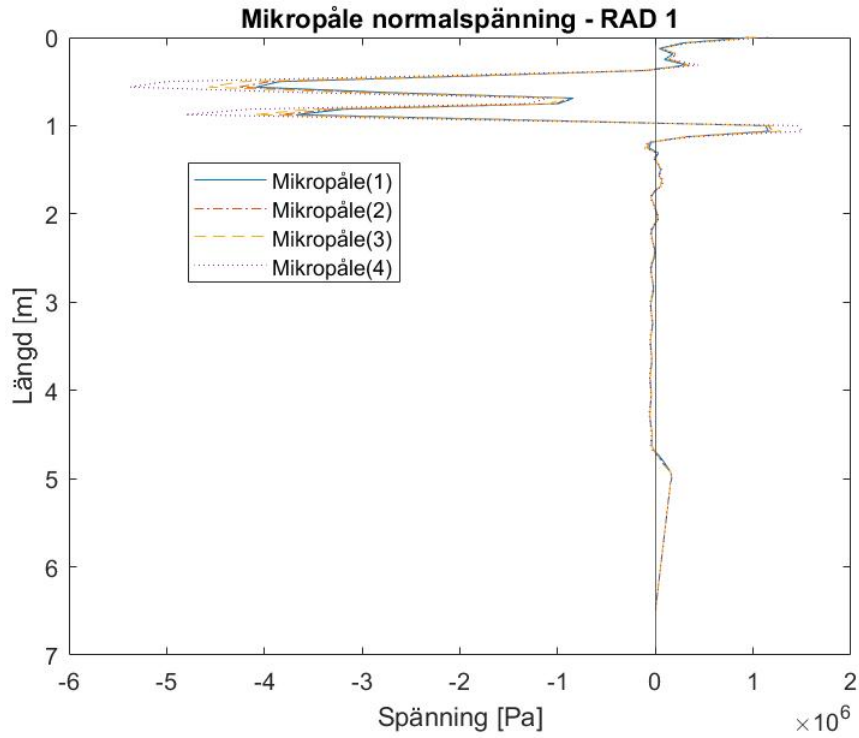
## A.1 Tågtrafik lastkombination 2

### A.1.1 Normalspänning stag

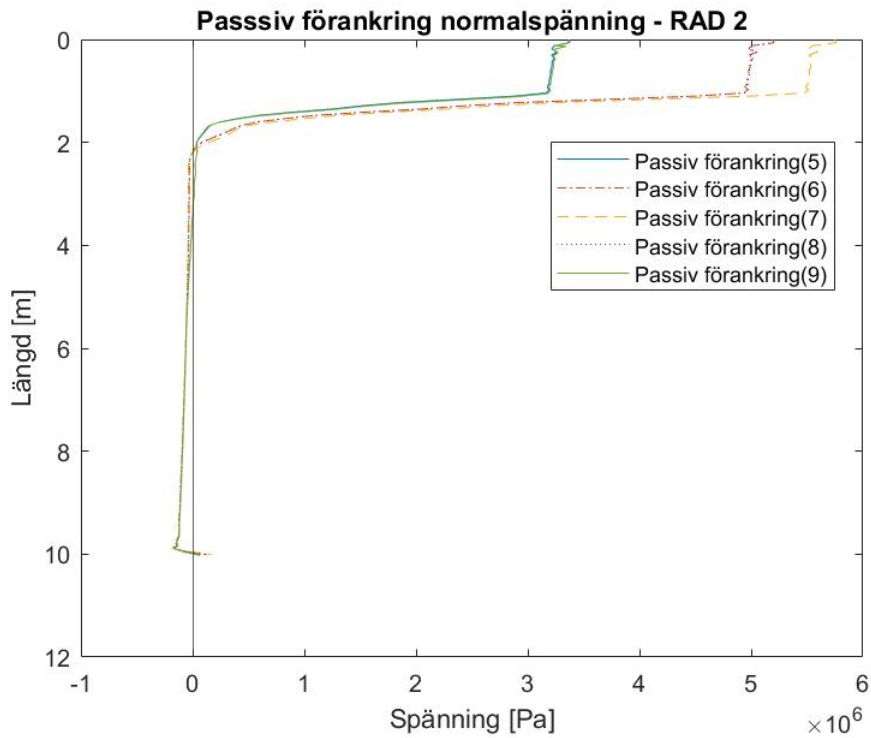
Nedan presenteras normalspänning över respektive stags längd per rad för modell med passiva förankringar följt med mikropålar.



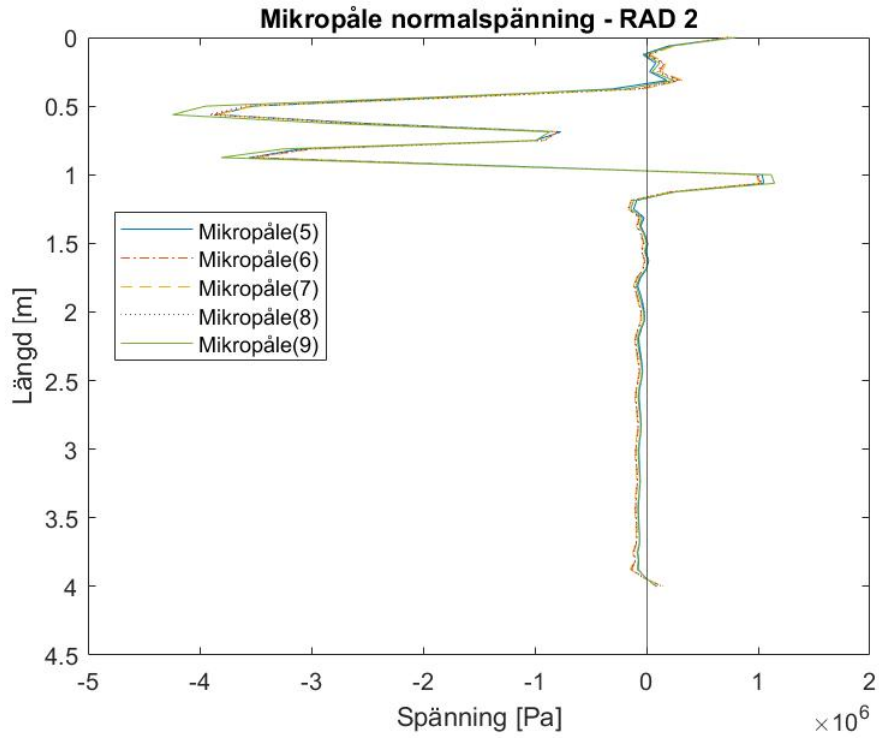
**Figur A.1:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 1 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 2.



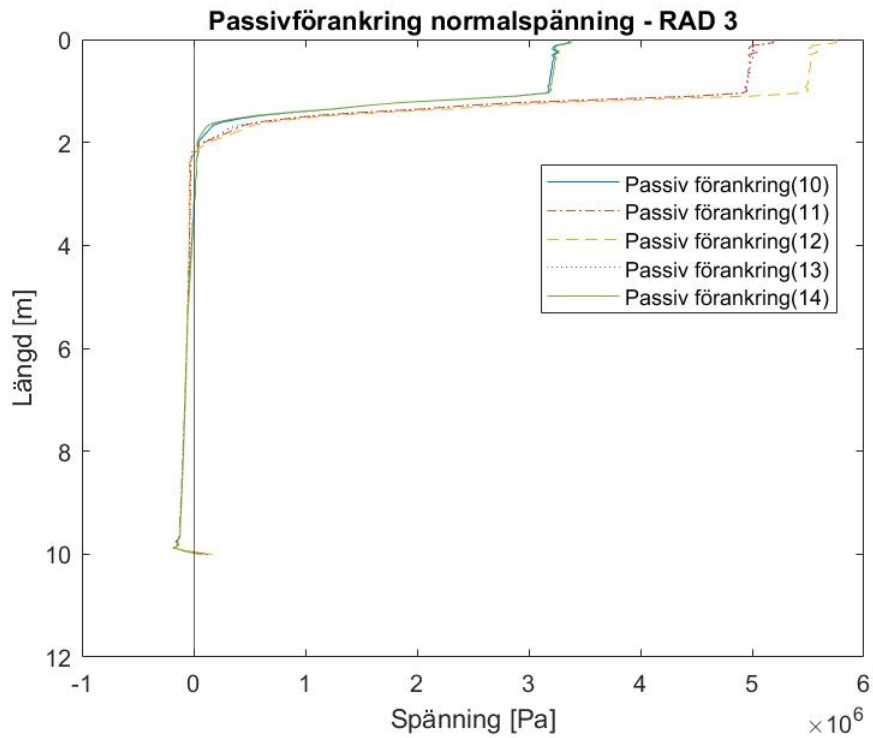
**Figur A.2:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 1 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 2.



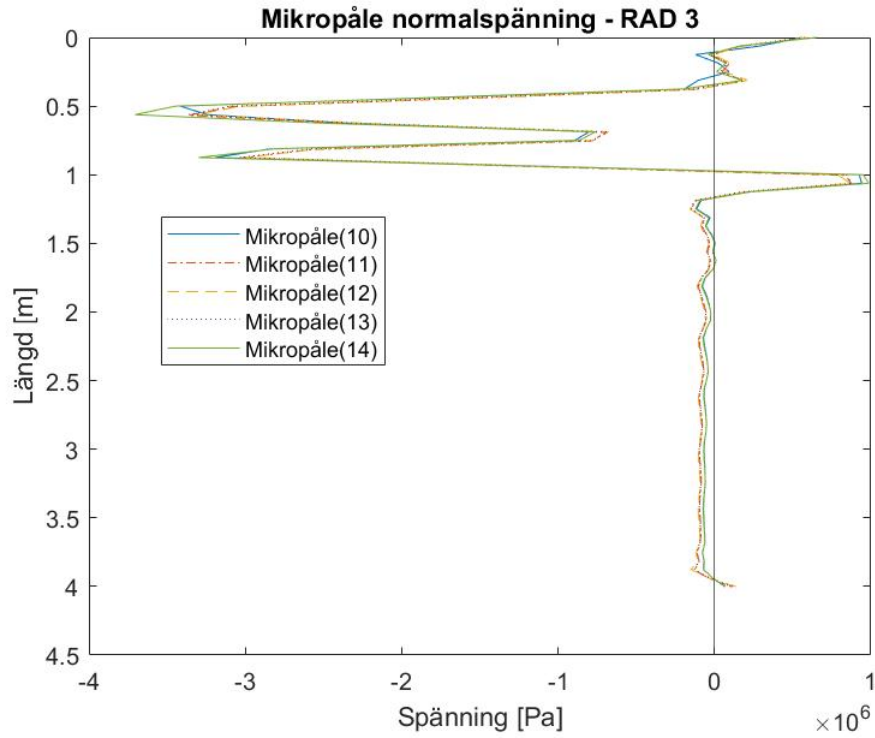
**Figur A.3:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 2 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 2.



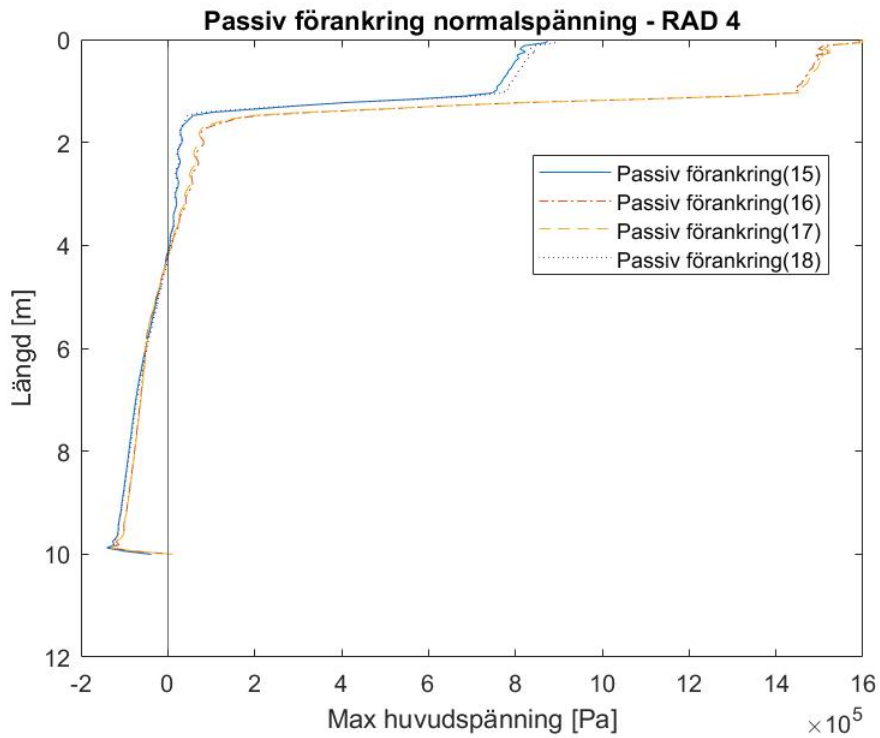
**Figur A.4:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 2 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 2.



**Figur A.5:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 3 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 2.

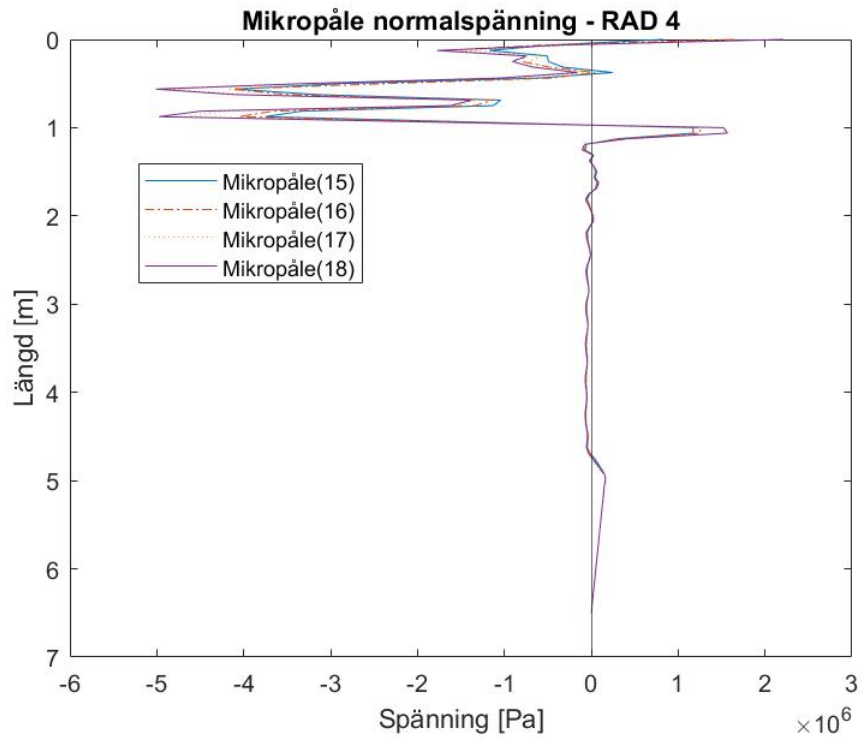


**Figur A.6:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 3 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 2.



**Figur A.7:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 4 för modell med passiva förankringar utsatta för lastkombination 2.





**Figur A.8:** Graf över avläst största normalspänning för stag i rad 4 för modell med mikropålar utsatta för lastkombination 2.

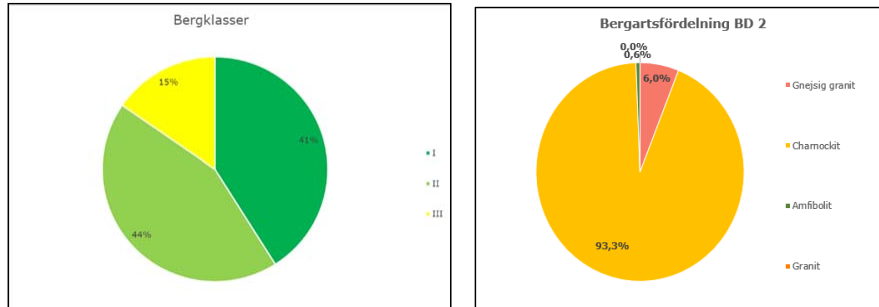
Genom att studera ovanliggande figurer kan spänningsfördelningen jämföras mellan modellerna med passiva förankringar respektive mikropålar.

## A.2 Geotekniska förutsättningar

### A.2.1 Bergartsfördelning

2020-12-07

TEM01-08-013-03-0004-E1950



Figur 16: Bergklasser och Bergartsfördelning inom Etapp E3.4.

Tabell 3: Fördelningen av Qbas i Etapp E4.2.

Q <sub>bas</sub>		Antal observationer	Procent (%)
> 10	Bra	16	41
> 4 ≤ 10	Acceptabelt	17	44
> 1 ≤ 4	Dåligt	6	15
> 0,4 ≤ 1	Mycket dåligt	0	0
≤ 0,4	Extremt dåligt	0	0

#### 4.3.2 Strukturgeologi

Det statistiska underlaget utgörs av kärnborrhål KBHG001, KBHG020, KBHG116, KBHG117 och 14T4069U.

Dominerande sprickor är den generellt nordsydligt strykande sub-horisontella SG1 samt de nordvästliga och nordöstliga sprickgrupperna SG2 och SG3. Sprickgrupp SG4 anses vara en lokal sprickgrupp för domänen.

Figur 17 visar orienteringen för alla sprickgrupper inom domänen och Tabell 4 redovisar statistik för de förekommande sprickgrupperna samt slumpmässigt orienterade sprickor.

Sprickgruppen 2-SG1 har orienteringen 162° / 5° vilket innebär en SSÖ strykning med flack stupning åt sydväst. 2-SG2 stryker SÖ-NV med sub-vertikal stupning. 2-SG3 stryker NE med cirka 50° stupning åt sydost och 2-SG4 stryker NV med en medelbrant stupning åt nordost.

Sprickgrupp 2-SG4 återfinnas i alla borrhål och tolkas som en lokal sprickgrupp. Dominerande sprickmineral är klorit och lera med kalcit, kvarts och biotit som mindre förekommande.

## A.2.2 Charnockits mekaniska egenskaper

2020-12-07

TEM01-08-013-03-0004-E1950

**Tabell 5. Bergmassans egenskaper för gnejsig granit.**

$Q_{bas}$	>10	$4 < Q_{bas} \leq 10$	$1 < Q_{bas} \leq 4$	$0,1 < Q_{bas} \leq 1$	$\leq 0,1$
Kohesion, $c_m$ [MPa]	11	11 - 9	9 - 8	8 - 5	< 5
Friktionsvinkel, $\phi_m$ [°]	41	41 - 39	39 - 35	35 - 27	< 27
Elasticitetsmodul, $E_m$ [GPa]	15	15 - 9,5	9,5 - 4,7	4,7 - 1,4	< 1,4
Enaxiell tryckhållf, $\sigma_{cm}$ [MPa]	13	13 - 7	7 - 3,5	3,5 - 0,7	< 0,7
Dilationsvinkel, $\psi$ [°]	7	7	7	7	7
Draghållfasthet, $\sigma_m$ [MPa]	0	0	0	0	0

### 4.3.4 Intakta bergets hållfasthet

Det intakta bergets egenskaper har undersökts i samband med kärnborring (MUR, dokumentID 101107-08-081-001) och presenteras i Tabell 6 nedan. Parametrarna baseras på bergarter och värden är angivet i min-, typ-, och maxvärden. Noterbart är den lilla spridningen på amfiboliten, detta beror på att det endast finns 2 stycken prover. För en mer detaljerad beskrivning över bergarterna, se MUR dokumentID 101107-08-081-001.

**Tabell 6: Det intakta bergets mekaniska egenskaper.**

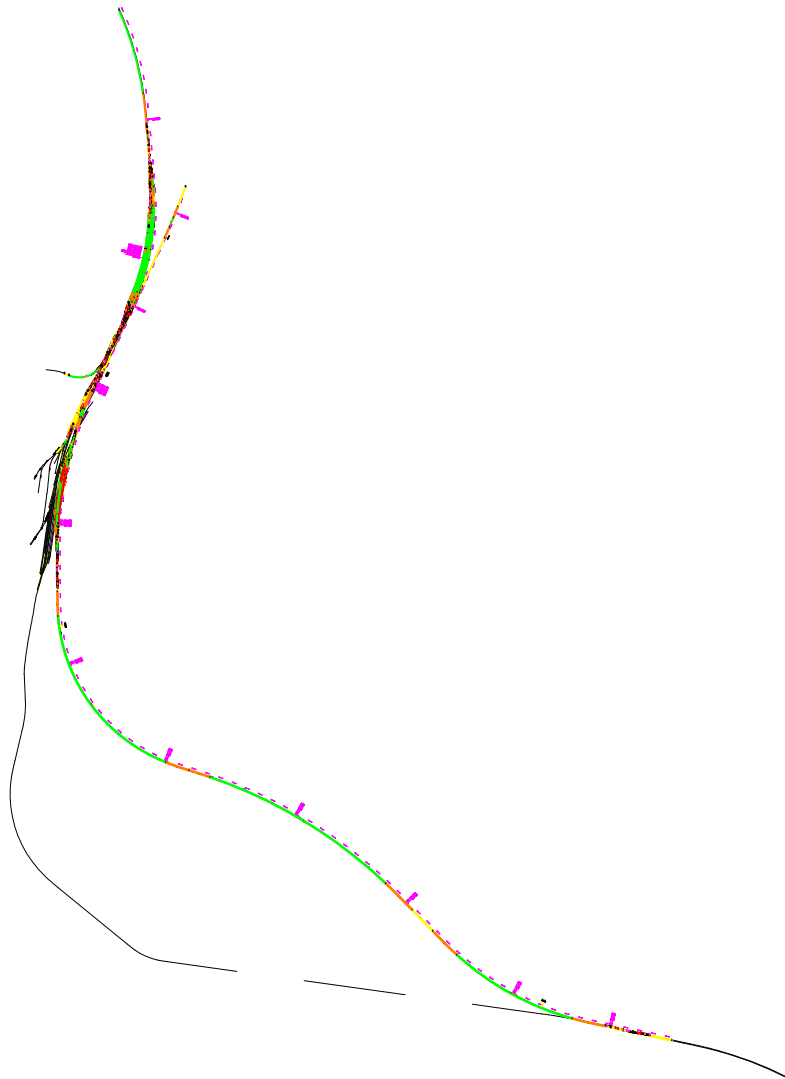
		Bergart		
		Gnejsig Granit	Charnockit	Amfibolit
Tryckhållfasthet $\sigma_i$ [MPa]	Min	67	273	248*
	Typ	147	291	254*
	Max	239	302	260*
Deformationsmodul $E_i$ [GPa]	Min	32,9	71,2	102
	Typ	59,9	73,2	105
	Max	73,2	77,7	107
Poissons tal $\nu$	Min	0,33	0,39	0,28
	Typ	0,40	0,40	0,31
	Max	0,41	0,41	0,33

\*Den låga spridningen på amfiboliten beror på att det endast finns två prover

### 4.4 Förstärkning av bergslänter

Vid avvikande sämre bergkvalitet än de antagna ska karterande geolog bedöma behov av bergförstärkning under schaktarbetets gång. Under arbetets gång ska de kritiska sprickorna uppmärksammas vid kartering av bergschakt så att bultriktningen kan optimeras till sprickorienteringen för att säkra potentiellt lösa block. Tabell 7 visar föreslagna förstärkningar av vägg över 2,5 m höjd samt förförstärkning av krön. Förförstärkningen har från Schaktgrop 3.2 visats var nödvändig och ska ges minst 1 veckas härdtid innan lossställning utförs.

### A.3 Bygghandling spårlinjer



# SPÅR

## VARBERGSTUNNELN BYGGHANDLING

2018-11-01, Per Svensson/Emma Sandager  
TEM01-72-P0-00(72+000-86+000)-001.dgn

Justerings från systemhandling gällande:

- \* Längdmätning
- \* Geometri NSP och USP avseende anslutningar i norr och söder
- \* Geometri spår 21 samt justerad skyddsväxel
- \* Geometri spår 2
- \* Ny anslutning till spår 40 samt ny skyddsväxel
- \* Nytt BA-stick, spår 41. Växelöget är klarlagt, men spåravstånd till spår 36 samt spårets längd kan komma att justeras.
- \* Stopade skyddsväxlar 450 och 457

Förändringar kommer att ske så filen bör användas med försiktighet.  
T ex ska samtliga BV50-växlar ersättas med 60E-växlar, och växel förbindelserna i Hamra ska justeras.

2018-11-30, Per Svensson/Emma Sandager  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-001.dgn

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Längdmätning
- \* Geometrier (samtliga spår i plan och profil)
- \* Spårsväxlar typ och lägen

Ytterligare förändringar kommer att ske.

Observera att plattformarnas lägen är från systemhandlingen och kommer att justeras!

2019-03-01, Per Svensson/Emma Sandager/Christer Larsen  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-001.dgn

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Ändrade spårnummer och växelnummer
- \* Plangeometrier
  - Spår E Viskadalsbanan (ca KM75+425 - KM75+650)
  - Godsbangård (22, 25, 30, 31, 32, 33, 34)
  - Spår 40, 41 och 42 (förespåret)
  - Spår 51 (mot hamrspåret)
  - Skyddsspår vxl 112, 122, 203.
  - VFB 101/102 Hamra
  - VFB 103/104 Hamra
- \* Rälisförhöjning
  - Spår E Viskadalsbanan (ca KM75+425 - KM75+650)
- \* Längdmätning
  - Spår E, 41, 42, 51, 52, 53, 54
- \* Spårsväxlar typ och lägen
  - 405
  - 124
  - 444
  - 442
- \* Hinderfrihetspunkter
  - Vxl 101 - Hamra, 102 - Hamra, 103 - Hamra, 104 - Hamra, 124, 131, 132, 134, 142, 151, 152, 153, 154, 203, 204, 401, 403, 405, 422, 424, 442, 444, 426, 471.
- \* Stoppbockars lägen justerade.
- \* Plattformkanter
  - OBSERVERA att framtida plattformsförändring ej är projekterad.

2019-03-15, Per Svensson/Emma Sandager/Christer Larsen  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-001.dgn

OBSERVERA EJ INTERGRANSKATI!

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Vg-tyyp ändrad vxl 401, 403, 405.
- \* HIP justerad vxl 401, 403, 405.
- \* Konnektion spårnummer:
  - Spår E/Spår 21 vid ca KM215+176
  - Spår 3 och 4/Spår 63 och 64 vid ca KM77+713

2019-05-13, Per Svensson/Emma Sandager/Christer Larsen/Filip Malmqvist  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-001.dgn

OBSERVERA EJ INTERGRANSKATI!

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Nya växelnummer enligt signal

2019-05-14, Per Svensson/Filip Malmqvist  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-001.dgn

OBSERVERA EJ INTERGRANSKATI!

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Fördängt spår 30, flytt av stoppbäck för att uppnå 150 hinderfritt, FSK 423 - stoppbäck.
- \* Fördängt spår 40 och 41 för att erhålla 12,5 m spår bakom stoppbäcksinfästning.
- \* Förkortat skyddsspår vx412 & vx416 för att erhålla 15,5 m spår bakom stoppbäcksinfästning.
- \* Fördängt skyddsspår vx503 för att erhålla 15,5 m spår bakom stoppbäcksinfästning.
- \* Fördängt spår 53 & 54 för att erhålla 5,8 m spår bakom stoppbäcksinfästning.

2019-06-17, Per Svensson/Emma Sandager/Christer Larsen/Filip Malmqvist  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-0001.dgn

OBSERVERA EJ INTERGRANSKATI!

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Filen omdöpt sen förra leveransen
- \* Vg-tyyp ändrad vxl 423, 425, 427.
- \* HIP justerad vxl 423, 425, 427.
- \* Rälisförhöjningstext inlagd för samtliga spår

2019-07-01, Per Svensson/Emma Sandager/Christer Larsen  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-0001.dgn

OBSERVERA EJ INTERGRANSKATI!

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Spårsväxlar 401-404 (Hamra) omdöpta till 101, 102, 103, 104
- \* Hinderfrihetspunkter 401-404 (Hamra) omdöpta till HIP101, HIP102, HIP103, HIP104

2019-08-16, Per Svensson/Emma Sandager/Christer Larsen/Filip Malmqvist  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-0001.dgn

OBSERVERA EJ INTERGRANSKATI!

Justerings från föregående leverans gällande:

- \* Spårsväxlar 511, 512, 513, 514, 515, 521 har fått nya placeringar.
- \* Hinderfrihetspunkter för spårsväxlar 511, 512, 513, 514, 515, 521 har fått nya placeringar.
- \* Spår 1, 2, 5, VFB511/512 och VFB515/514 är omprojekterade med nya spårdragningar/spårgeometrier
- \* Plattformkanter vid spår 1, 2, 5 är omprojekterade enligt nya spårgeometrier
- \* Plattformsförändringar/framtida plattformar är avkortade från 100 meter till 83 meter
- \* Serviceplattformar förlängda i södergående riktning

2019-10-21, Per Svensson/Filip Malmqvist  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-0001.dgn

- \* Ny förbindelse i trågel. Spår 1, 2, 3, 4, 5 omprojekterade

2020-04-09, Christer Larsen  
TEM01-72-P0-00-73+200-85+440-0001.dgn

- \* Plattformar (projekterade och framtida) är ihopslogna och redovisar nu bara projekterad



## A.5 Bygghandling Förankring



### PROJEKTNAMN

Projekt Varbergstunneln, Västkustbanan, Varberg-Hamra

### DOKUMENTTYP

PM

### FILNAMN

TEM01-00-028-03-0006-E2037

### SKAPAD AV

Implenia/F. Adolph

### GRANSKAD AV

Implenia/R. Bennighof

### GODKÄND AV

Implenia/R. Bennighof

### DIARIENUMMER

### DATUM

2021-12-17

### VERSION

0.1

### DOKUMENTTITEL

**Ä-PM06 – E2037**

### FÖRTYDLIGANDE AV TITEL

### PAKETLEVERANSNUMMER BESKRIVNING

KAK111-3

E2037 Grop 3.2 Tråg

VRBG\_Data\_Mall\_Ändrings-PM Version 3.0

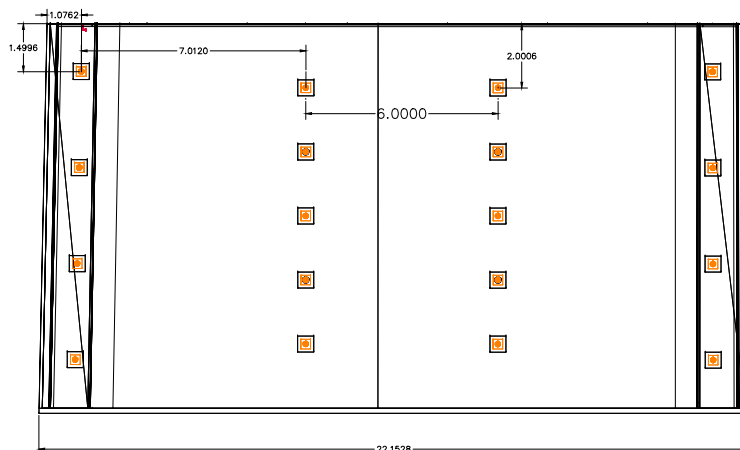
HANDLINGSTYP: **BYGGHANDLING**







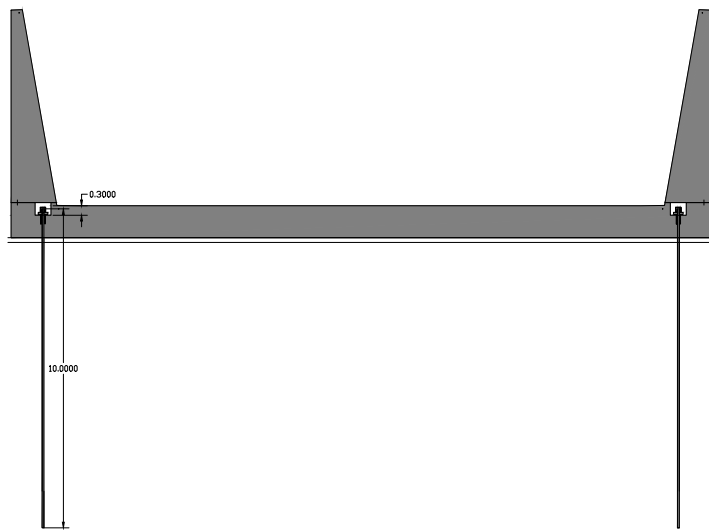
TEM01-21-V1-03-100150612-03-20-E2037



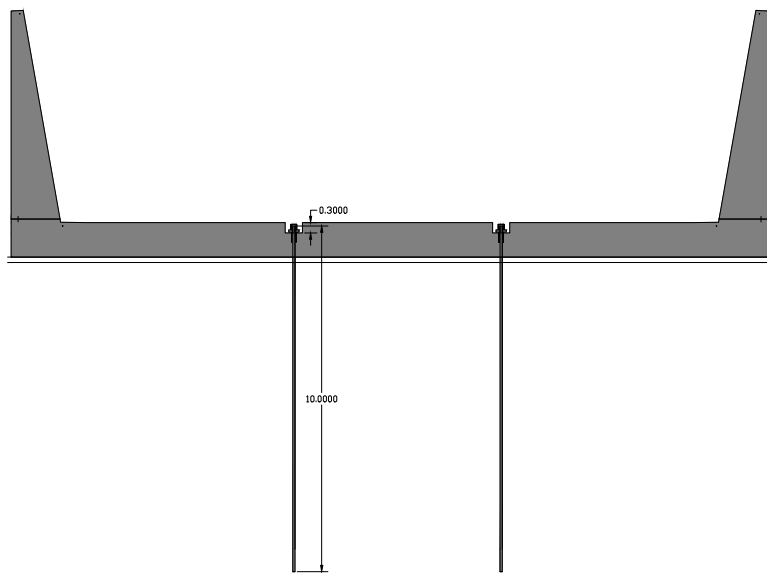
TEM01-21-V1-03-100150612-03-20-E2037



TEM01-21-V1-03-100150612-03-20-E2037



TEM01-21-V1-03-100150612-03-20-E2037





## A.6.1 Dimensionerande längd mikropåle



The utilisation of the most loaded anchors is presented in the table below.

Trough around the chainage km 76+700						
Location	below wall			below bottom		
Investigated cases (Limit states)	ULS GW +5.0 m	SLS GW +0.85 m	ALS* GW +5.0 m	ULS GW +5.0 m	SLS GW +0.85 m	ALS* GW +5.0 m
Support force ** [kN]						
Utilisation factor $\eta$ [%]						
Design anchor length [m] ***	6,5			4,0		

\*) under consideration of anchor failure

\*\*\*) maximum load on a tension anchor

\*\*\*) GEWI B500B; Bonding stress (Rock)  $\sigma_b = 2 \text{ MN/m}^2$

## A.7 Förutsättningar packad fyllning



### PROJEKTNAMN

Projekt Varbergstunneln, Väst kustbanan, Varberg-Hamra

### DOKUMENTTYP

Beskrivning

### FILNAMN

TEM01-21-013-00-0001-E2037

### SKAPAD AV

Implenia-TDOIF. Adolph

### DIARIENUMMER

### PAKETLEVERANSNUMMER

KAK018-9

### GODKÄNT AV

Implenia-TDOIR. Bennighof

### GODKÄNT DATUM

2021-07-09

### VERSION

0.9

### DOKUMENTTITEL

**E2037 - Redogörelse för konstruktionsarbetets förutsättningar och metoder**

**K-Nr. 100-15061-2 Tråg Norr**

GRANSKNINGSSTATUS/SYFTE: FÖR GRANSKNING

HANDLINGSTYP: BYGGHANDLING

### ÄNDRINGSLOGG

Version	Datum	Ändring	Godkänt av





### **3 Geotekniska förhållanden**

#### **3.1 Allmänt**

De geotekniska och hydrologiska uppgifterna som ligger till grund för dimensionering är baserade på /26/ och /27/.

Betongkonstruktionernas fundament ligger på en packad fyllning enligt /20/, CEB.4 ovanpå jord eller berg. Fyllnads-  
lager har en tjocklek på  $\geq 300$  mm. Tunnelns bakfyllning utförs med krossad sprängsten enligt /5/ och /20/, CE.

---