



# TUNNELDRIVNING I HETEROGENA FÖRHÅLLANDEN

– översiktlig studie av styrande egenskaper  
avseende deformationer

Magnus Eriksson

Rebecca Bertilsson

Jonny Sjöberg

Diego Mas Ivars

Diego Lope Álvarez



## **TUNNELDRIVNING I HETEROGENA FÖRHÅLLANDEN**

– översiktlig studie av styrande egenskaper avseende deformationer

### **Tunneling in heterogeneous conditions**

- General study of governing characteristics regarding deformations

Magnus Eriksson, Trafikverket (tidigare SGI)

Rebecca Bertilsson, SGI

Jonny Sjöberg, Itasca Consultants

Diego Mas Ivars, SKB (tidigare Itasca Consultants)

Diego Lope Álvarez, Itasca Consultants

BeFo Rapport 150

Stockholm 2016

ISSN 1104-1773

ISRN BEFO-R—150—SE



## FÖRORD

Det stora flertalet tunnlar i Sverige är byggda i hårt berg av god kvalitet och har därför inga större problem med stabilitet, deformation eller vattenförhållanden. Begränsningar i var nya tunnlar kan placeras ökar dock, framförallt i större städer där det är många andra anläggningar både ovan och under jord att ta hänsyn till. Det innebär mindre flexibilitet i valet av tunnelsträckning och djup och man får anpassa sin design och byggmetoder till de ibland sämre geologiska förhållandena med mjuka bergarter och jord. Flera befintliga tunnlar har också byggts i lösare material och en kombination av hårt och löst som exempelvis en svacka i bergöverytan som är jordfylld eller större svaghetszoner. Hanteras det inte riktigt kan deformationer på markytan innebära sättningar eller hävning på befintliga byggnader och andra anläggningar.

Eftersom tunnlar oftare bedöms förläggas i en kombination av hårda och lösa bergarter så är det angeläget att öka kunskapen om tunneldrivning i heterogena förhållanden. Det finns idag också relativt lite forskning i Sverige kring att bygga med sådana geologiska förhållanden.

Föreliggande utvecklingsprojekt baseras på numeriska metoder för tunnlar med heterogena förhållanden med ett tvärsnitt som ligger både i jord och berg. Projektet har utförts i två delar med ett principfall och ett praktikfall. Projektet har visat vilka faktorer som har störst inverkan på deformationerna när man driver tunnlar i heterogena förhållanden och avseende praktikfallet bl a vilken betydelse förstärkningslösningen haft. Denna rapport bidrar med kunskapsuppbyggnad för kommande undermarksprojekt där förhållanden med både stabilt berg och betydligt lösare jord och sand ingår.

Utvecklingsprojektet leddes av Magnus Eriksson (SGI, nuvarande tjänst är hos Trafikverket). Övriga medverkande i arbetsgruppen var Rebecca Bertilsson (SGI), Jonny Sjöberg (Itasca), Diego Mas Ivars (Itasca, nuv. SKB), Diego Lope Álvarez (Itasca). Under projektets olika delar har värdefulla synpunkter kommit från en referensgrupp som bestod av Robert Sturk (Skanska), Björn Stille (Sweco), Åsa Fransson (Chalmers), L-O Dahlström (NCC/Chalmers, nuv. Golder Associates), Rikard Gothäll (Tyréns) och Per Tengborg (BeFo). Projektet finansierades av BeFo (Stiftelsen Bergteknisk Forskning) tillsammans med SGI.

Stockholm i november 2016

*Per Tengborg*



## SAMMANFATTNING

Följande rapport presenterar en studie som gjorts avseende tunneldrivning i heterogena förhållanden. Med heterogena förhållanden avses då tunneln delvis ligger i berg, delvis i jord och där jord och berg har stor skillnad i hållfasthet, såsom ofta är fallet för svenska förhållanden.

Syftet med studien är att öka kunskapen och förståelsen om brott- och deformationsmekanismer vid tunneldrivning i heterogena förhållanden. Denna förståelse är viktig för att kunna göra rätt bedömningar om förutsättningar, analysmetoder, drivningsmetoder och risker för omgivningspåverkan vid byggande av tunnlar i heterogena förhållanden.

Studien omfattar två delar – en principstudie med analys av typfall, och en praktikfallsstudie omfattande analys av ett utvalt praktikfall. I principstudien ingår en litteraturstudie för att utreda internationella erfarenheter följt av en känslighetsanalys på ett antal parametrar. I praktikfallsstudien utförs en analys av passage av Maria Magdalena kyrka på Citybanan.

De huvudsakliga slutsatserna av denna studie är att jordens stratigrafi och jordlagrets egenskaper är de faktorer som i högst grad styr hur stora deformationer som uppkommer vid markytan. Resultaten visar vidare att bergets egenskaper och spänningarnas magnitud och riktning har liten påverkan på de deformationer som uppkommer vid markytan, givet att det är betydande skillnad mellan jord- och bergmaterialets hållfasthet. Avseende vatten har en statisk vattennivå studerats. Grundvattenytans läge har betydelse för deformationerna i fall med kohesionsjord men liten betydelse i fall med friktionsjord. Uttagssekvensen framkommer som mindre betydelsefull men hänsyn till deformationernas storlek. Resultaten av principstudien sammanfattas enligt tabellen nedan:

Faktor	Gränssnittets placering	Jordmaterial-egenskaper	Tjocklek jordlager	Vatten-tryck	Berg-spänningar	Uppdelat uttag
Påverkan	Stor	Stor	Stor	Varierande	Liten	Liten

I praktikfallsstudien kunde en god korrelation med mätta deformationer erhållas när modellen kalibrerades utifrån en variation i värdet på kohesionen. Deformationerna på markytan är dock mycket känsliga för variationer i hållfasthetsparameterna. I praktikfallsstudien framkom också betydelsen av spiling för deformationerna samt jordinjekteringens betydelse för att undvika kollaps i modellen.

Rekommendation till fortsatt arbete är att komplettera studien med ytterligare teori och praktikfall för att precisera och validera de resultat som framkommit i denna studie.





## SUMMARY

The following study concerns tunneling in heterogeneous conditions, where the tunnel section is partly in competent rock and partly in loose soil with a distinct difference in strength between the two units. This is a common case in Swedish conditions.

The purpose of the study is to increase the knowledge and understanding of failure and deformation mechanisms when tunneling in these situations. This understanding is important for relevant description of conditions, choice of analysis method, excavation planning and risk analysis for estimation of impact on the surrounding (i.e., ground deformations).

The study is divided in two parts – one principal study where two base cases with different geometries are analysed, and a practical case study where a back analyses of a real case is conducted. The principal study also includes a literature survey on the subject. The practical case is an analysis of the tunnel passage under the Maria Magdalena church as part of the City Link project in Stockholm, Sweden.

The main conclusions are that the stratigraphy of the soil and the soil properties are the most important factors governing the deformations developing on the ground surface. The results show that the properties of the rock mass have as well as the magnitude and direction of rock stresses has little influence on the resulting deformations. The static water level was found to be important for the case of a clay material but less important in the case of the friction material for the soil. It should be noticed that the aspect of erosion and flowing ground have not been analysed. The excavation sequence was found to have limited impact on the ground surface deformations. The results are summarised in the table below.

Factor	Depth	Soil properties	Thickness of soil layer	Water head	Rock stresses	Excavation sequence
Influence	Large	Large	Large	Varying	Small	Small

In the back analyses of the case study of the tunnel passage under the Maria Magdalena church, a good correlation to measured deformations was obtained after model calibration, through varying the cohesion of the soil layer. The deformations were found to be very sensitive to variations in the strength parameters for the soil. It was further noticed that the spiling reinforcement was important with respect to the value on deformation. Moreover, when the model was run without adjustment for the potential effect of soil grouting, the model collapsed and could not be run to an equilibrium state.

Future work is recommended to complement the study with other theoretical and practical cases to validate the results of this work. A more detailed sensitivity study on

the influence on variations in the strength parameters of the soil, in relation to the Mohr Coulomb model with its limitations, is also warranted..

## INNEHÅLLSFÖRTECKNING

FÖRORD.....	i
SAMMANFATTNING .....	iii
SUMMARY .....	v
INNEHÅLLSFÖRTECKNING .....	vii
1 INLEDNING OCH BAKGRUND.....	1
2 SYFTE, PROBLEMSTÄLLNING OCH AVGRÄNSNING.....	3
3 METOD .....	5
4 LITTERATURSTUDIE .....	7
4.1 Allmänt .....	7
4.2 Tunnelprojekt drivna i heterogena förhållanden.....	7
4.3 Praktiska erfarenheter .....	8
4.3.1 TBM Prestanda .....	8
4.3.2 Markdeformationer.....	9
4.3.3 Instabilitet i tunnelfront .....	10
4.3.4 Övriga problem vid tunneldrivning i heterogena förhållanden .....	11
4.3.5 Rekommendationer vid förundersökning, dimensionering och genomförande	12
4.4 Sammanfattning .....	13
5 NUMERISKA ANALYSER – PRINCIPSTUDIE.....	15
5.1 Angreppssätt .....	15
5.2 Beräkningsmodell.....	16
5.3 Materialegenskaper, spänningar och förstärkning .....	20
5.3.1 Bergmassan .....	20
5.3.2 Jordlagret.....	21
5.3.3 Gränssnitt mellan jordlagret och bergmassan .....	22
5.3.4 Förstärkning .....	22
5.4 Analyserade fall .....	23
6 RESULTAT – PRINCIPSTUDIE .....	25
6.1 Allmänt .....	25
6.2 Beräkningsprogram och diskretisering .....	27
6.3 Materialegenskaper .....	28

6.4	Djupläge på tunneln (relativt gränsen mellan jord och berg) – Fall A .....	30
6.5	Tjocklek på jordlager – Fall C.....	31
6.6	Spänningstillstånd i bergmassan .....	34
6.7	Grundvattenytans läge .....	36
6.8	Uttagssekvens .....	40
6.9	Sammanfattning och diskussion .....	43
7	PRAKTIKFALL – PASSAGE UNDER MARIA MAGDALENA KYRKA I STOCKHOLM .....	45
7.1	Inledning.....	45
7.2	Angreppssätt .....	47
7.3	Modellgeometri.....	47
7.4	Indata .....	54
7.4.1	Initiala spänningar och randvillkor .....	54
7.4.2	Materialegenskaper .....	55
7.4.3	Vattenförhållanden .....	56
7.5	Uttagssekvens och förstärkning .....	56
7.5.1	Uttagssekvens .....	56
7.5.2	Förstärkningsegenskaper .....	60
7.6	Beräkningsfall .....	61
7.7	Resultat .....	62
7.7.1	Kalibrering av modellen .....	62
7.7.2	Utvärdering och tolkning.....	65
7.7.3	Extra beräkningsfall .....	70
7.8	Sammanfattning och diskussion .....	73
8	DISKUSSION .....	75
9	SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER TILL FORTSATT ARBETE .....	77
9.1	Slutsatser .....	77
9.2	Rekommendationer till fortsatt arbete.....	78
	FÖRFATTARNAS TACK.....	81
	REFERENSER .....	83
	BILAGOR .....	87

## 1 INLEDNING OCH BAKGRUND

Tunneldrivning är ett område som är förknippat med många tekniska utmaningar. Metoder att hantera olika frågeställningar utvecklas kontinuerligt med syfte exempelvis att effektivisera byggandet eller minska miljö- och omgivningspåverkan.

Svårigheterna att i förväg välja rätt teknik, bedöma omgivningspåverkan och på ett relevant sätt beskriva konsekvenser samt uppskatta kostnader är på olika sätt beroende av att kunna bedöma och beräkna hur en konstruktion kommer att bete sig. Ofta behöver detta utföras med relativt stora osäkerheter i exempelvis geometri och materialegenskaper.

Föreliggande arbete behandlar området tunneldrivning i heterogena förhållanden och avser när tunnlar utförs huvudsakligen i berg men med inslag av betydligt lösare material, exempelvis en jordfylld svacka eller en zon. Frågeställningen är hur man kan prognostisera deformationsbeteendet vid markytan när tunneltvärsnittet har starkt heterogena egenskaper och består av både mycket hårt och starkt material samt mycket mjukt och svagt material.

Några fall av tunneldrivning med både jord och berg i tvärsnittet har genomförts i Sverige även om det normalt är något man försöker undvika genom att ändra djupläget på tunneln eller ändra sträckningen så att en tunnel helt i berg erhålls. Det finns exempelvis sträckor på Citybanan och Norra Länken i Stockholm som har gått genom partier med jord i tunneltaket. Ofta passerar också svaghetszoner i berget, ofta med en benämning typ yxhugg, där berget i svaghetszonen med tiden omvandlats och vittrat och erhållit jordliknande egenskaper. Ett sådant fall är tunneln på E6 i Tanumshede genom Världsarvet.

Byggnadstekniskt går det som regel att utföra tunnlar med tvärsnitt både i jord och berg. Tekniker som involverar för-förstärkning, jetgrouting eller frysning, kan temporärt förstärka tunneln under drivningen och möjliggöra att en bärande förstärkning kan installeras. Materialens olika styvhet ger förhållanden som skiljer sig från en renodlad bergtunnel. I stadsmiljö, med ovanliggande byggnader kan oönskade sättningar eller hävningar uppkomma under drivningen, vilka skadar omgivningen. För att kunna välja rätt teknik och förutsäga vilken omgivningspåverkan (deformation) tunneldrivningen kan orsaka behövs en grundläggande förståelse för vilka egenskaper som har stor påverkan samt hur deformationsbeteendet kan prognostiseras vid tunneldrivning genom heterogena förhållanden.



## 2 SYFTE, PROBLEMSTÄLLNING OCH AVGRÄNSNING

Syftet med följande utredning är att fördjupa kunskapen inom området tunneldrivning i heterogena förhållanden. Med heterogena förhållanden menas fall där en tunnel drivs med tvärsnittet i både hårt och mjukt material, d.v.s. material med klart skilda egenskaper. Målet är att kunna beskriva vilka egenskaper hos jord- och bergmaterialet som har stor påverkan på brott- och deformationsbeteendet samt hur beteendet vid en tunneldrivning kan analyseras.

Målsättningen är vidare att erhållen kunskap ska komma till nytta i projekt där heterogena förhållanden påträffas genom att en utvecklad metodik för förundersökning och analys av passagen kan tillämpas. I vissa fall kan detta underlätta beslut om exempelvis sträckningsalternativ i höjd eller djupled.

Som uttalad problemställning anges: (i) uppstår skillnader i beteende om jordmaterialet beskrivs som en lerjord eller friktionsjord, (ii) uppstår skillnader i beteende om jordmaterialet utsätts för vattenlast (effektivspänningarnas betydelse), (iii) vilken påverkan har uttagssekvens samt (iv) vilken betydelse har geometriska faktorer på jordmaterialet (tjocklek, läge, etc.).

En avgränsning i arbetet är att vattenflöde inte inkluderas. Anledningen till att det inte studeras i denna studie är att det ligger vid sidan av detta arbete och skulle omfatta helt andra analyser och upplägg av arbetet. Studien antar istället en "hög" respektive en "låg" grundvattenyta och inkluderar på så vis vattenlasten, via förändrade effektivspänningar. En hög grundvattenyta motsvarar därmed odränerade förhållanden och en låg motsvarar dränerade förhållanden i jord och berg. Med odränerade förhållande avses här tillgång till vatten och med dränerade förhållande avses avsaknad av vatten (till skillnad från odränerade förhållande i meningen portrycksupbyggnad).

Vidare har jord- och bergmaterialet simulerats som kontinuum-material med ekvivalenta parametrar som antas representera hållfastheten i tunnelskala för materialet. I ett friktionsmaterial kan i verkligheten s.k. "flowing ground" uppkomma, men detta har inte simulerats i beräkningsmodellerna. Tillika omfattar inte studien effekter av vibrationer från exempelvis sprängning.





### 3 METOD

Studien utförs i tre olika delar med följande huvudsakliga omfattning:

**Litteraturstudie:** En litteraturstudie inriktad mot internationell erfarenhet av tunneldrivning i heterogena förhållanden. Syftet med denna är att undersöka om det finns värdefull erfarenhet internationellt som kan tillämpas på de teoretiska analyserna eller som har studerat frågan om deformationer ovan tunnlar i dessa förhållanden.

**Principstudie:** En teoretisk studie baserad på numerisk modellanalys har genomförts med syftet att via en känslighetsanalys bedöma vilka faktorer som påverkar tunnelstabilitet och deformationsmekanismer vid heterogena förhållanden.

**Praktikfallstudie:** En tillämpad studie av ett utvalt praktikfall med heterogena förhållanden i syfte att jämföra beräkningar med numerisk modellanalys mot observationer samt validera slutsatser från principstudien.



## 4 LITTERATURSTUDIE

### 4.1 Allmänt

Litteraturstudien har utförts i syfte att sammanställa och få en överblick över de praktiska erfarenheter som erhållits från tunneldrivning i heterogena förhållanden. Fokus har varit att identifiera de situationer som kan uppstå, de beteenden som kan förväntas och de rekommendationer kring utförandeteknik som ges för tunneldrivning i heterogena förhållanden.

Enligt Steingrímsson, Gröv, & Nilsen (2002) finns ingen otvetydig definition av begreppet "mixed face" men vanliga beskrivningar brukar avse förhållande när två eller flera geologiska formationer finns representerade i tunnelfronten och där förhållandet mellan det svagaste och starkaste materialets enaxiella tryckhållfasthet är 1/10 eller mindre.

### 4.2 Tunnelprojekt drivna i heterogena förhållanden

De större tunnelprojekt som drivits i heterogena förhållanden som omnämns i studerad litteratur sammanfattas i Tabell 1.

Det finns också svensk erfarenhet rapporterad, vilket dock huvudsakligen är för kortare sträckor av tunnlar. På Citybanan drevs partiet förbi Magdalena kyrka med en stor del av tvärsnittet i jord (Willer, 2014) och på Norra länken passerades en jordfylld svacka som gjorde att tunneln drevs utan bergtäckning (Paulsson m.fl., 2010). Utöver dessa så finns flera fall på bla Södra länken (e.g Stille m.fl., 2000), Botniabanan (e.g. Johansson, 2009) och E6 genom Världsarvet.

Tabell 1 Längd och dimension på de tunnelprojekt som drivits i heterogena förhållanden som omnämns i studerad litteratur. Samtliga utom nr 6 är drivna med TBM.

#	Plats	Typ av tunnel	Längd [km]	Diameter [m]	Referens
1	Aten, Grekland	Tunnelbana	18,0	9,5	(Marinos m.fl., 1998)
2	San Pellegrino Terme, Italien	Vägtunnel	2,4	3,9 (pilot) -11,8	(Barla, 2000)
3	Guangzhou, Kina	Tunnelbana	58,5		(CEED, 2012)
4	Holmestrand, Norge	Vägtunnel	1,8	10	(CEED, 2012)
5	Porto, Portugal	Tunnelbana	2,3	8,7	(Babendererde m.fl., 2004)
6	Lausanne, Schweiz	Tunnelbana	6	B:10, H:7	(CEED, 2012)
7	Singapore, Singapore	Avloppstunnel	12,6	4,9	(Zhao, Gong, & Eisensten, 2007)
8	Gijón, Spanien	Tunnelbana	3,9	10,6	(Ortiz, Gallego, & Monroy, 2007)
9	Granada, Spanien	Järnvägstunnel	6,8	9,3	(Tebar & Alonso, 2013)
10	Leipzig, Tyskland	Järnvägstunnel	1,8	9,0	(Spang, Spang, & Glitsch, 2007)
11	München, Tyskland	Tunnelbana		6	(CEED, 2012)
12	Washington, USA	Tunnelbana	1,7	5,7	(Clough & Leca, 1993)
13	Washington, USA	Tunnelbana		6,4	(Cording & Hansmire, 1975)

### 4.3 Praktiska erfarenheter

#### 4.3.1 TBM Prestanda

Heterogena förhållanden orsakar ojämn tryckfördelning på borrhuvudet till följd av materialens olika styvhet (Babendererde m.fl., 2004), vilket leder till vibrationer då borrhuvudet roterar. Vibrationerna leder till ojämn och förstörande nötning vilket medför en minskad framdriftshastighet då borrhuvudets rotationshastighet och

pådrivande kraft måste minskas för att inte förstöras av vibrationerna (Tóth, Gong, & Zhao, 2013)

De metoder som vanligen används för att bestämma livslängd och nötning av kuttrar och borrhuvud ger inga realistiska uppskattningar då heterogena förhållanden förekommer (Maidl, 2005). Inte heller de metoder som vanligen används för att bedöma TBM:ens framfart i homogena förhållanden ger realistiska uppskattningar då heterogena förhållanden förekommer (Tóth & Zhao, 2013). Vid heterogena förhållanden minskar generellt framdriften och maskinslitaget ökar jämfört med homogena förhållanden (Tóth & Zhao, 2013).

#### 4.3.2 Markdeformationer

Clough & Leca (1993) noterade vid anläggande av tunnelbana i Washington att sättningar vid markytan kunde noteras ungefär en tunneldiameter framför fronten och att sättningarna hade nått sin slutgiltiga storlek ungefär en tunneldiameter efter att TBM:ens sköld passerat. Tunneln drevs runt 15 m under markytan, genom en geologisk formation av lera och grusig sand, överlagrad av organisk lera och fyllmaterial. De primära sättningarna var i storleksordningen 10 cm vid tunnelkrön och runt 4 cm mindre vid markytan, medan de sekundära, tidsberoende sättningarna medförde att sättningarna vid tunnelkrön och markyta kom att hamna i samma storleksordning, runt 15 cm. Det kan nämnas att Hanafy (1980) redovisade liknande värden vad gäller när deformationer uppkommer relativt tunnelfrontens läge för konventionellt drivna tunnlar i ett homogent material. I Clough & Leca (1993) redovisas att då hela tvärsnittet gick genom lera blev sättningarna både vid tunnelkrön och markyta ungefär dubbelt så stora i fallet med heterogent tvärsnitt. Vid en sektion där sand/leratvärsnittet förekom bildades ett sjunkhål upp till markytan.

Cording & Hansmire (1975) konstaterar att större delen av sättningarna vid markytan sker efter att TBM-skölden passerat medan större delen av sättningarna vid tunnelkrönet sker ovanför TBM-skölden. Tunneln drevs runt 12 m under markytan, där övre delen av tunneln gick genom sand och grus vilket över- och underlagrades av siltig sand och lera. De primära sättningarna var i storleksordningen 30 cm vid tunnelkrön och 15 cm vid markytan.

Fujita (1981) sammanställde mätningar av sättningar vid markytan från omkring 70 tunneldrivningar med TBM-maskin (information om tunnlar drivits under homogena eller heterogena förhållanden presenteras inte). I sammanställningen plottas kvoten drivningsdjup/tunneldiameter mot maximal uppmätt sättning vid markyta där kvoter mellan 1 och 6 presenteras. För runt 85% av de redovisade tunneldrivningarna var uppmätt sättning vid markytan 10 mm eller mindre. Ingen sättning större än 25 mm redovisades.

Storleken på sättningarna kan vara svårare att förutspå när tunneln drivs under heterogena förhållanden än vid homogena förhållanden. Vid de numeriska analyser av sättningar som Lambrughi, Medina Rodríguez, & Castellanza (2012) utfört för tunneldrivning under heterogena förhållanden har storleken på sättningarna underskattats. Chakeri, Ozcelik, & Unver (2013) utförde en parameterstudie där inverkan på storlek av sättningar av olika tunneldiametrar, överlagringstryck och mottryck i fronten undersöktes. Av dessa tre undersökta parametrar var tunneldiametern den parameter som hade störst inverkan på storleken av sättningarna.

För att undvika markdeformationer vid tunneldrivning med TBM är det viktigt att undvika överberg. Mängden överberg kan minska genom att ett lämpligt stödtryck från TBM:n läggs på fronten då Slurry- och EPB-sköldar (Earth Pressure Balance) används. Teoretiskt sätt är det enkelt att ange korrekt stödtryck för att fronten ska vara stabiliserad (Anagnostou & Rizos, 2009) men i praktiken kan det vara svårare att både bestämma korrekt stödtryck/mottryck och att hålla detta (Anagnostou & Rizos, 2009; Babendererde m.fl., 2004). Stödtrycket beräknas så att trycket från borrhuvudet balanserar trycket från jorden och grundvattnet i tunnelfronten (Maidl, 2005). När de geologiska förhållandena varierar kan det vara svårt att beräkna ett korrekt tryck till följd av den komplexitet som föreligger och de generaliseringar som ofta behöver göras till följd av bristfällig information om rådande geologi/geotekniska egenskaper (Tóth & Zhao, 2013). Det beräknade trycket kan vara svårt att hålla över hela fronten till följd av den ojämna tryckbelastning som uppstår på grund av olika styvhet hos olika material (Babendererde m.fl., 2004).

Marinos m.fl., (1998) och Spang m.fl. (2007) konstaterar att det i jord och svagt berg inte är möjligt att helt undvika ett större uttag än planerat tvärsnitt trots att drivningen utförs på lämpligt sätt och med god kontroll över pålagt stödtryck. Överberget kan ibland leda till sättningar vid marknivå. Kompensationsgjutning som styvar upp jord- och bergmatrisen och konsolideringsgjutning som minskar vattenflöde i jord- och bergmatrisen (vilket minskar risk för kollaps i fronten) har upplevts vara effektivt för att motverka sättningar till följd av överberg (Clough & Leca, 1993; Ortiz m.fl., 2007; Spang m.fl., 2007; U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009). I vilken omfattning och på vilket sätt kompensations- och konsolideringsgjutning utförts/bör utföras på beskrivs inte av författarna.

#### 4.3.3 Instabilitet i tunnelfront

Om inte ett lämpligt stödtryck läggs på fronten blir den potentiellt instabil. Eftersom det vid heterogena förhållanden kan vara svårt att bestämma och hålla korrekt stödtryck är potentialen för instabilitet i tunnelfronten stor vid heterogena förhållanden (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009).

Om grundvatten strömmar genom fronten kan även en liten mängd vara tillräcklig för att sand ska börja flyta in i tunneln, vilket kan leda till kollaps om flödet inte kontrolleras. Av friktionsjordar är ensgraderad finsand den mest benägna jordarten att börja flyta (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009).

Zhao m.fl. (2007) beskriver instabilitet i tunneln fronten orsakad av en stor hydraulisk gradient för en tunnel som drivits långt under grundvattennivån genom vittrad granit och residualjord. Instabiliteten kunde avhjälpas genom en tillfällig sänkning av grundvattenytan. Grundvattenytans ursprungliga läge och hur stor den tillfälliga avsänkningen var beskrivs inte.

Även om en avsänkning av grundvattenytan är möjlig att utföra till under tunnelns nivå kan det i fall då tunneln drivs genom sand vara så att sanden är lika instabil torr som våt (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009).

I vissa fall kan "skorstensras" eller sjunkhål upp till markytan utvecklas till följd av instabilitet i tunneln fronten som leder till överberg. (Babendererde m.fl., 2004; Barla, 2000; Clough & Leca, 1993; Ortiz m.fl., 2007). Instabiliteten i förkommande fall förklaras av Babendererde m.fl. (2004) och Ortiz m.fl. (2007) av vattengradienter som möjliggör inåtriktad erosion och piping. Skorstensras inträffade också vid passagen av Maria Magdalena kyrka (Willer, 2014). I detta fall var det enligt Willer (2014) sprutbetongen som inte ville fästa i tunneltaket och då denna togs ner påbörjade ett ras som fortplantades upp till ytan.

Clough & Leca (1993) beskriver problem med att kontrollera sand som rasar in i fronten vid tunneln drivning där tunneln tvärsnittets övre halva gick genom sand och den undre halvan genom fast lera. Att stora mängder sand rasade in i tunneln fronten förklaras av författarna antingen av det grundvattenflöde som förekom in i fronten eller av överberg på grund av den styva leran som undergrade sanden.

Även CEED (2012) rapporterar om sjunkhål i Lausanne (Schweiz), München (Tyskland), Seattle (USA), som bildats upp till markytan till följd av lokal variation i geologi och överberg när tunneln drivningen övergått till fickor av avvikande material i annars stabila morän- och lermatriser. Det rapporterade sjunkhålet i München var i storleksordningen 10 m brett och 14 m djupt.

#### 4.3.4 Övriga problem vid tunneln drivning i heterogena förhållanden

De problem utöver markdeformationer och instabilitet som omnämnts i studerad litteratur och som tillskrivs de heterogena förhållandena är:

- TBM:en kör fast och fortsatt framdrift är inte möjligt. Frysning användes som metod för att stabilisera marken och få loss maskinen (Barla, 2000).

- Dålig passform av liningssegment och vatteninläckage i tunneln till följd av avvikelser i utförandet från projekterad tunnelradie (Ortiz m.fl., 2007).

Generellt förvärras/ökar problemen enligt Steingrímsson m.fl. (2002) om de geologiska svaghetszonerna går parallellt med tunnelaxeln än om de går vinkelrätt mot den. Mindre svagare partier som korsar tunneln eller som utgör en mindre del av tunnelns area orsakar generellt inga problem (Steingrímsson m.fl., 2002). Om problemen förvärras/ökar till följd av spänningsförhållandena eller geometrin som skapas förklaras inte av författaren.

4.3.5 Rekommendationer vid förundersökning, dimensionering och genomförande  
Noggranna förundersökningar och omfattande kunskap om de geotekniska förhållandena som kommer att påträffas under tunneldrivningen ger bättre förutsättningar för en lyckad och ekonomisk design och drivning av tunneln, särskilt då heterogena förhållanden kan förväntas. (Barla, 2000; Marinos m.fl., 1998; Spang m.fl., 2007; Tóth & Zhao, 2013).

Av särskilt intresse är att känna till variationen i geotekniska förhållanden längs tunnelsträckningen samt läge och orientering av svaghetszoner för att lämpliga drivningsmetoder ska kunna väljas, förstärkningsåtgärder utföras i tid (Marinos m.fl., 1998; Schubert, Grossauer, & Button, 2004) och stödtrycket från TBM:n ska kunna anpassas till aktuella geologiska förhållanden (Zhao m.fl., 2007). Vid drivning kan det därför vara särskilt fördelaktigt att först borra en pilotunnel vilken ger information om variationen i de geotekniska förutsättningar som väntas när hela tunneldiametern ska borraras (Barla, 2000; Marinos m.fl., 1998).

Brandscombe & Diederichs (2010) jämför i numeriska simuleringar en tunnel belägen i en homogen bergmassa med tre olika tunnlar belägna i bergmassor vilka modellerats diskret med flera olika enheter med sinsemellan olika material- och sprickegenskaper. Alla fyra bergmassorna har liknande genomsnittligt *GSI*-värde (Geological Strength Index). Jämförelsen visade att den genomsnittliga deformationen blir större i modellerna med bergmassa modellerad som ett diskontinuum än i modellen med homogen bergmassa. Jämförelsen visar även att behovet av förstärkning skiljer mellan modellerna och att kraftigare förstärkning krävs i modellerna med diskret modellerad bergmassa.

Schubert m.fl. (2004) har med numeriska analyser verifierat att förändrade geotekniska förhållanden framför tunnelns fronten påverkar riktningen på deformationsvektorn för en given punkt längs tunneln. I analyserna undersöks hur svaghetszoner med olika materialparametrar, tjocklek och orientering i förhållande till tunnelns drivning påverkar riktningen på deformationsvektorn. Resultaten visar att en påverkad riktning på deformationsvektorn kan upptäckas när de förändrade geotekniska förhållanden ligger 10-15 m framför tunnelns fronten.



#### 4.4 Sammanfattning

I den litteratur som utgjort underlag för litteraturstudien har huvudparten av de rapporterade erfarenheterna från tunneldrivning i heterogena förhållanden rört tunnlrar som drivits med TBM (tunnelbormaskin). Inga erfarenheter från tunneldrivning i heterogena förhållanden med konventionell uttagsteknik (börning och sprängning) eller med andra uttagsmetoder har påträffats i den internationella litteraturen.

De erfarenheter som rapporterats i studerad litteratur har varit fokuserade till TBM-prestanda; framdriftshastighet och maskinslitage, samt instabilitet vid tunnelfront och sättningar/deformationer vid markyta.

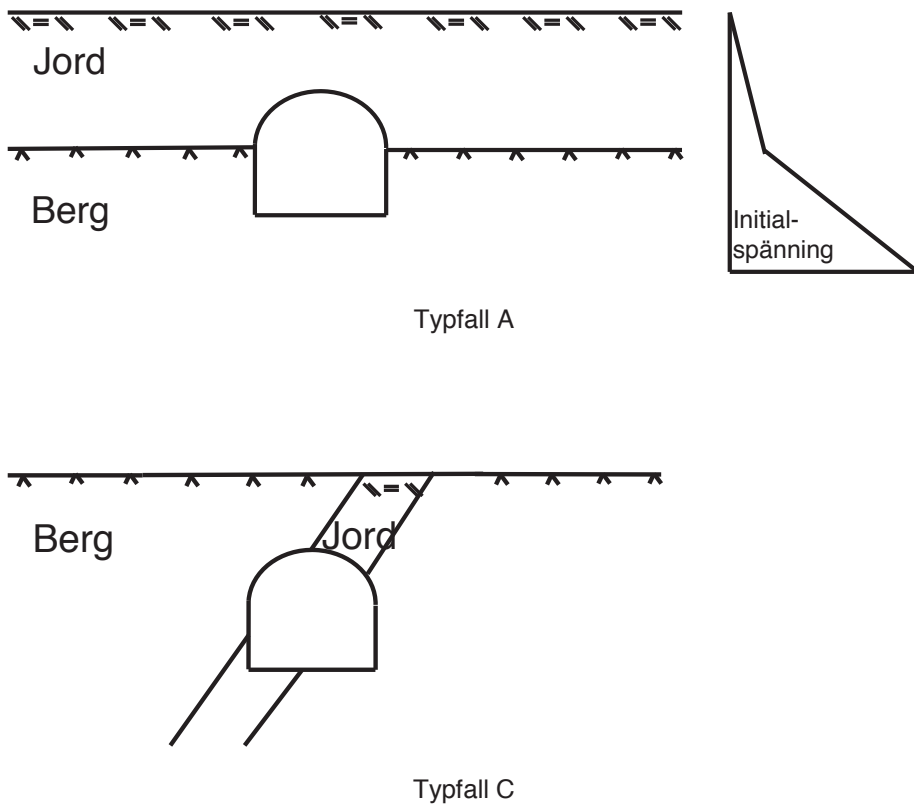
Litteratur som specifikt behandlar beteenden och erfarenheter från tunneldrivning vid heterogena förhållanden har varit begränsad jämfört med litteratur relaterad till homogena förhållanden. Den litteratur som behandlar heterogena förhållanden har i många fall inte varit helt representativ för typiska svenska förhållanden med lös jord och hårt berg. Typiska svenska förhållanden innebär generellt en mindre kvot mellan det svagaste och starkaste materialets enaxiella tryckhållfasthet än 1/10 som ofta avses med heterogena förhållanden.



## 5 NUMERISKA ANALYSER – PRINCIPSTUDIE

### 5.1 Angreppssätt

Numerisk modellanalys har använts för att studera effekten av heterogena förhållanden (jord och berg) vid tunneldrivning. Studien har omfattat två delar – en principstudie med analys av ett antal typfall, och en praktikfallstudie där utvalt praktikfall analyserats i mer detalj. Det senare beskrivs i Kapitel 7 nedan. Principstudien har utförts genom känslighetsanalys för två typfall enligt Figur 1. Dessa antas motsvara tänkbara fall av kombinationer jord-berg som kan påträffas vid tunneldrivning i Sverige.



Figur 1 Analyserade typfall (benämningarna A och C avser utvalda fall ur en större grupp och har bibehållits för transparens genom hela projektet).

För typfallen har bergförhållanden motsvarande kristallin, hård, berggrund antagits gälla. Vanligen förekommande jordtyper i Sverige har också antagits. Tunneldrivning har antagits ske på konventionellt sätt med borming-sprängning och förstärkning.

För ovanstående typfall har följande parametrar varierats i modellanalyserna:

- typ av jordmaterial (friktionsjord kontra lerjord),
- jordlagertjocklek,
- initialspänning i bergmassan,
- tunneldjup,
- läge på grundvattenyta (statisk vattennivå),
- uttagssekvens för tunneln.

Idén med känslighetsanalysen var att kvantifiera olika faktorerers relativa betydelse för tunnelstabilitet och deformationer runt tunneln och på markytan. Detta ger också information om betydelsen av precision i beskrivningen av berg- och jordegenskaper samt jordens stratigrafi vilket i sin tur ger insikt i vilka förundersökningar och/eller uttagssekvenser som krävs. Som beskrivits ovan så varierades de mekaniska egenskaperna och spänningarna endast för jordlagret, medan motsvarande parametrar för bergmaterialet hölls konstant. Utgångspunkten var att jordlagret antogs ha dominerade inverkan på stabilitet och deformationer kring tunneln.

Modellanalyserna har utförts med en antagen förstärkningsmängd för att stabilisera tunneln. Med några få undantag (beskrivna i mer detalj nedan) har samma förstärkningsmängd använts för båda typfallen och alla parametervariationer. Analyserna har inte syftat till att optimera installerad berg- och jordförstärkning för dessa generella typfall.

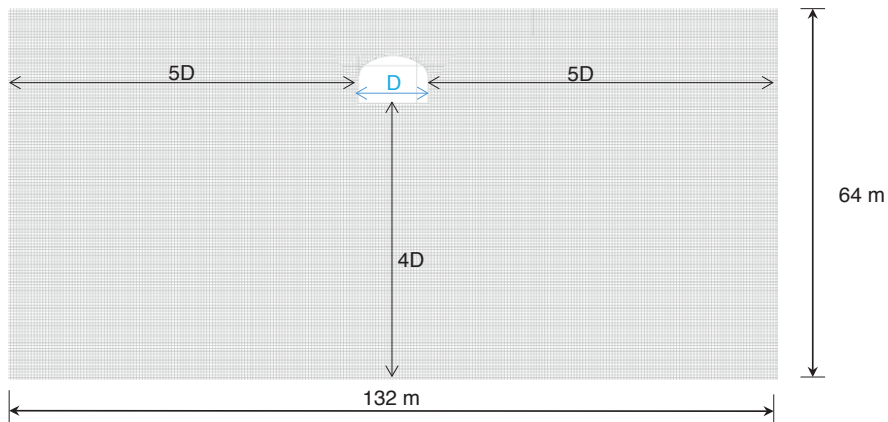
## 5.2 Beräkningsmodell

Modellberäkningarna har utförts med det tvådimensionella finita-differensprogrammet *FLAC* (Itasca, 2011). Endast kontinuum-förhållanden har simulerats, d.v.s. inga diskontinuiteter i bergmassan eller jordlagret, med undantag för gränssnittet mellan berg och jord, där glidning och separation har tillåtits. En standardiserad tunnelgeometri motsvarande Trafikverkets typsektion för tunnel med dubbelspår och rakspår (Trafikverket, 2011) har använts i modellen, motsvarande en tunnelbredd på 12 m och en maximal takhöjd på 8.25 m. En tvådimensionell analys betyder att geometri, bergförhållanden och laster antas vara konstanta över en lång sträcka vinkelrätt tvärsnittet (i längdaxelns riktning), samt att initialspänningarna måste vara orienterade vinkelrätt respektive parallellt tunneltvärsnittet.

Modellgeometrin framgår av Figur 2, där modellstorlek valts för att minimera eventuella randeffekter. Antalet beräkningselement uppgår till 264 x 128 stycken i hela modellen. För det första typfallet ("A") simulerades en horisontell bergöveryta överlagrad av ett jämntjockt jordtäckte om 12 m. Två olika djuplägen på tunneln, relativt gränsen mellan jord och berg, simulerades, se Figur 3. Två uttagssekvenser analyserades – en där hela tunnelarean togs ut i ett steg, och en med uppdelat uttag i ett galleri och en efterföljande pall. Randvillkoren utgjordes av rullstöd för de vertikala ränderna. Den nedre horisontella randen låstes i både horisontal- och vertikalled, medan den övre horisontella randen simulerades som en fri yta.

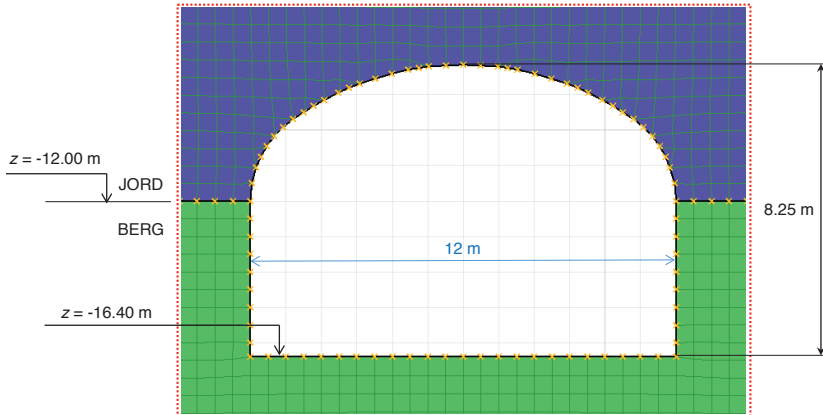
För det andra typfallet ("C") analyserades ett 45° lutande jordlager med olika tjocklek. I Figur 4 visas modellgeometrin för ett jordlager med 3 m tjocklek. Endast ett djupläge på tunneln motsvarande den ytligare belägna tunneln analyserades, och endast uttag av tunneln i ett steg. Beräkningsfallen (med de olika jordlagertjocklekarna) beskrivs i avsnitt 5.4 nedan.

För båda typfallen analyserades dels ett fall utan någon grundvattenyta, dels ett fall med en statisk vattennivå på 2 m djup under markytan, se Figur 5. Det första fallet motsvarar en situation där området runt tunneln dränerats, eller är beläget ovanför grundvattenytan. För det senare fallet erhålls maximalt grundvattentryck (och därmed lägsta effektivspänningar) verkande på tunneln, d.v.s. ingen reduktion av portrycken nära tunneln p.g.a. inflöde har gjorts. Detta är således att konservativt antagande.

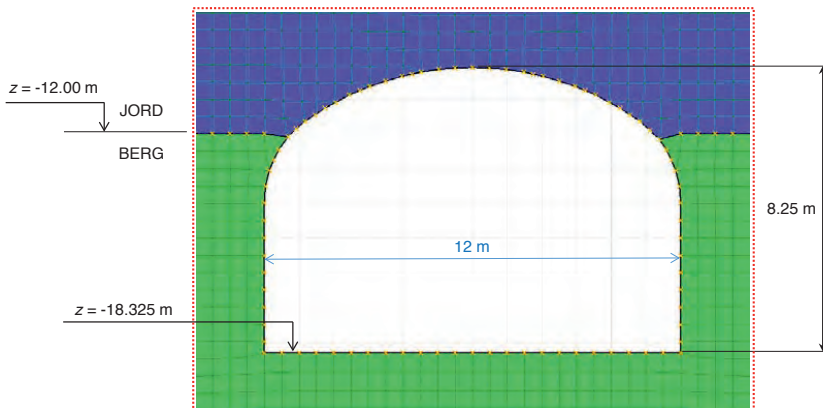


Figur 2 Beräkningsmodell i *FLAC*.

## Typfall A – djupläge 1

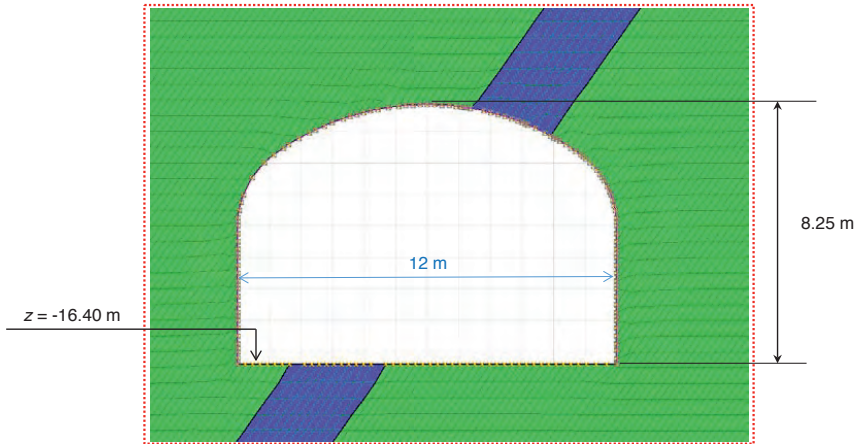


## Typfall A – djupläge 2

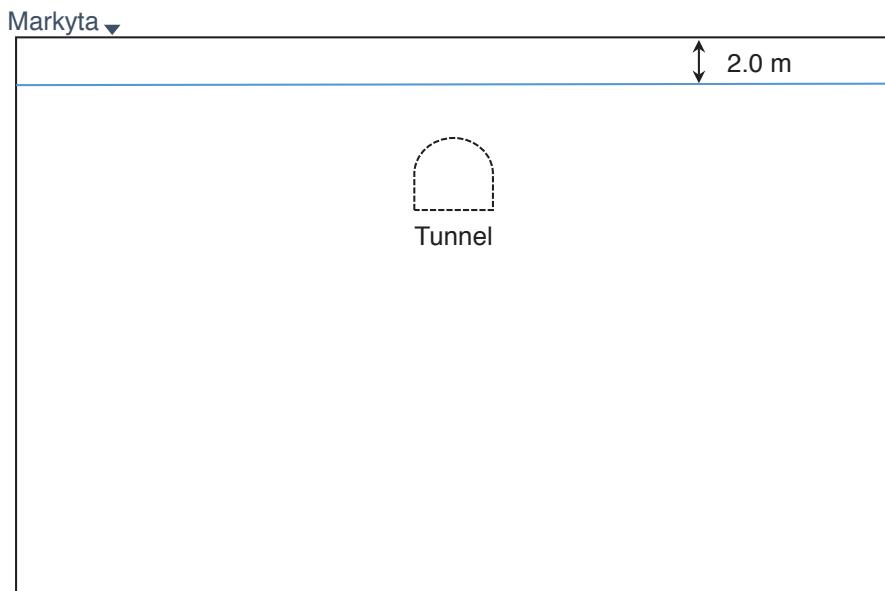


Figur 3 Typfall A och två djuplägen för tunneln ( $z$  motsvarar nivå under markyta).

## Typfall C



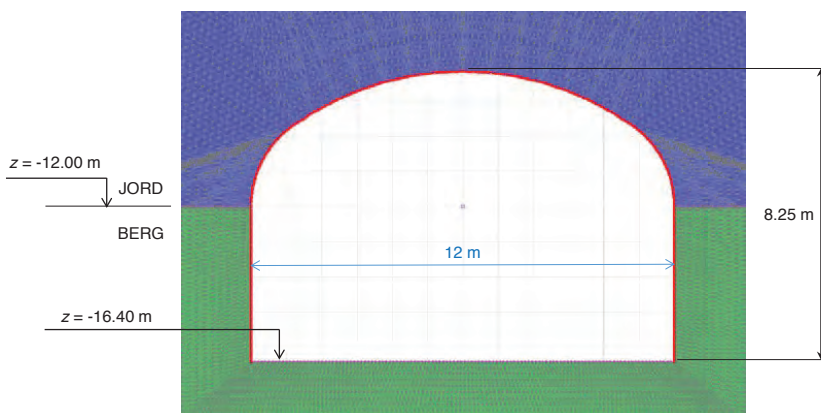
Figur 4 Geometri för typfall C och en 3 m bred zon med jord.



Figur 5 Statisk grundvattenyta för fallet med hög grundvattenyta.

En kompletterande beräkning har utförts med beräkningsprogrammet *UDEC* (Itasca, 2012) i vilken en annorlunda diskretisering har nyttjats, se Figur 6. Beräkningarna gjordes i syfte att studera känsligheten i diskretisering och zonstorlek med avseende på plasticering runt tunneln. En analys av annan uttagssekvens, med en pilotunnel och efterföljande strossning gjordes också i *UDEC*-modellen.

## Typfall A – djupläge 1



Figur 6 Geometri för typfall A och djupläge 1 för beräkningsmodell i *UDEC*.

### 5.3 Materialegenskaper, spänningar och förstärkning

#### 5.3.1 Bergmassan

Materialegenskaper för bergmassan motsvarande kristallin berggrund av god kvalitet hämtades från projekteringsunderlag för Citybanan i Stockholm (Swindell & Karlberg, 2008). Dessa data har använts för framtagande av typförstärkning, och redovisats i *Dimensioneringsunderlag berg*, samt för alla andra dimensioneringsberäkningar för bergtunnlarna i aktuellt område för Citybanan. Materialegenskaper för tre olika bergtyper presenteras, där bergtyp A och B i dimensioneringsunderlaget motsvarar huvuddelen av berget kring Station City (Swindell & Karlberg, 2008). I denna studie har typvärden för Bergtyp B använts, enligt Tabell 2. En idealplastisk Mohr-Coulomb materialmodell har använts för bergmassan i alla beräkningar.



Tabell 2 Bergmassans mekaniska egenskaper, typvärden för Bergtyp B (Swindell & Karlberg, 2008).

$RMR_{Bas}$	$\rho_m$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$c_m$ [MPa]	$\phi_m$ [°]	$\sigma_{tm}$ [MPa]	$\psi_m$ [°]	$E_m$ [GPa]	$\nu_m$
70	2650	2,7	58	0,5	7	30	0,25

$RMR_{Bas}$  = karaktäriseringsvärde,  $\rho_m$  = bergmassans densitet,  $c_m$  = bergmassans kohesion  
 $\phi_m$  = bergmassans friktionsvinkel,  $\sigma_{tm}$  = bergmassans draghållfasthet,  
 $\psi_m$  = bergmassans dilationsvinkel,  $E_m$  = bergmassans elasticitetsmodul,  
 $\nu_m$  = bergmassans tvärkontraktionstal

Värden på de initiala bergspänningarna i bergmassan har också hämtats från Citybanan och mer specifikt data från Norrströmstunneln, Station City (Norrholm). De rekommenderade värdena i Perman & Sjöberg (2007) samt Leander (2008) antas vara giltiga för ostört homogent berg i Bergtyp A och B och i djupintervallet 0–80 m. Nyttjade typvärden är som följer:

$$\sigma_H = 4,7 + 0,075z ,$$

$$\sigma_h = 2,3 + 0,0275z ,$$

$$\sigma_v = 0,0265z ,$$

där  $\sigma_H$  är största horisontella spänning i MPa,  $\sigma_h$  är minsta horisontella spänning i MPa,  $\sigma_v$  är vertikalspänningen och  $z$  är djupet under bergöverytan i meter. Endast ovanstående spänningsmagnituder har nyttjats i modellerna (ingen variation) men två fall med olika spänningsriktning har analyserats: (i) största horisontalspänning orienterad vinkelrätt tunnelns längdriktning samt (ii) största horisontalspänning riktad parallellt tunnelns längdriktning.

### 5.3.2 Jordlagret

En idealplastisk Mohr-Coulomb materialmodell har använts för jordlagret i beräkningsmodellen, men två uppsättningar materialegenskaper har analyserats, motsvarande friktionsjord och lerjord. Värden har hämtats från Handboken Bygg: Geoteknik (1984), PLAXIS Material models manual (2015); Larsson (2008) Larsson et al. (2007) och Trafikverket (2014) och valda värden redovisas i Tabell 3. I Bilaga B1 redovisas vilka materialparametrar som kommer från vilken referens.

Initialspänningarna i jordlagret motsvarar en gravitativ vertikalspänning samt en isotrop horisontalspänning motsvarande:

$$\sigma_H = \sigma_h = K_0 \sigma_v ,$$

där värdet på  $K_0$  (vilojordtryckscoefficienten) framgår av Tabell 3.

Tabell 3 Jordlagrets mekaniska egenskaper (notera att andra enheter nyttjats, jmf. Tabell 2).

Jordtyp	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$c_s$ [kPa]	$\phi_s$ [°]	$\sigma_{ts}$ [kPa]	$\psi_s$ [°]	$E_s$ [MPa]	$\nu_s$	$K_0$
Lera	1600	10+1,2z	0	0	0	1,5+0.18z	0,49	0,50
Friktionsjord	2200	1	40	0	10	100	0,35	0,40

$\rho_s$  = jordlagrets densitet,  $c_s$  = jordlagrets kohesion (för lera här beskrivet som dess odränerade skjuvhållfasthet),  $\phi_s$  = jordlagrets friktionsvinkel,  $\sigma_{ts}$  = jordlagrets draghållfasthet,  $\psi_s$  = jordlagrets dilationsvinkel,  $E_s$  = jordlagrets elasticitetsmodul,  $\nu_s$  = jordlagrets tvärkontraktionstal,  $K_0$  = horisontalspänningsfaktor,  $z$  = djup under markytan [m].

### 5.3.3 Gränssnitt mellan jordlagret och bergmassan

Kontakten mellan jord och berg har simulerats som ett s.k. interface i *FLAC*-modellen, d.v.s. såväl glidning som separation tillåts längs detta gränssnitt. Glidning sker när ett skjuvbrottkriterium enligt Mohr-Coulomb uppfylls, med materialvärden enligt Tabell 4. Vidare har normal- och skjuvstyvhet för gränssnittet angivits. Parametervärden har baserats på erfarenhetsvärden samt rekommendationer i Itasca (2011). Inledningsvis utfördes en känslighetsanalys med avseende på gränssnittets egenskaper som vägledning för val av nedanstående parametervärden.

Tabell 4 Mekaniska egenskaper för gränssnitt mellan jord och berg i beräkningsmodellen.

Material	Skjuvstyvhet [MPa/m]	Normalstyvhet [MPa/m]	Kohesion [kPa]	Friktionsvinkel [°]
Lera	125 <sup>1)</sup>	125 <sup>1)</sup>	2,44 <sup>2)</sup>	29 <sup>4)</sup>
Friktionsjord	321 <sup>1)</sup>	321 <sup>1)</sup>	1,00 <sup>3)</sup>	40 <sup>5)</sup>

<sup>1)</sup> = värden från Itasca (2011), <sup>2)</sup> = antagen kohesion motsvarande lerjord för  $z = 12$  m

<sup>3)</sup> = motsvarande kohesion för friktionsjord, <sup>4)</sup> = halva värdet på friktionsvinkel för berg

### 5.3.4 Förstärkning

Tunnel har förstärkts för att uttag skall kunna ske utan att tunnelkollaps sker p.g.a. stora deformationer som uppkommer i jordlagret. Förstärkning i form av en sprutbetong-liner med 100 mm tjocklek, från sula till sula, har antagits. Denna förstärkning var tillräcklig för alla beräkningsfall, förutom några undantag för vilka kollaps inträffade och en kraftigare förstärkning krävdes för att uppnå stabilitet. Detta beskrivs i mer detalj i Kapitel 6.

Sprutbetongen har simulerats som ett Mohr-Coulomb material. Materialegenskaperna framgår av Tabell 5 motsvarande en ung (48 timmar) sprutbetong. Kontakten mellan sprutbetong och berg har simulerats med ett s.k. "interface" där god vidhäftning har antagits gälla, se Tabell 6. Förstärkningen har installerats fram till tunnelfront i samband med uttag av tunneln, utan att tillåta någon tunneldeformation. Detta bedöms motsvara en "förstärkning" av tunneln före uttag (t.ex. med rörskärm eller förbultning/spiling) i syfte att hålla jordlagret på plats.

Tabell 5 Mekaniska egenskaper för sprutbetong-lining (värden från, Malmgren, (2005); Holmberg, (2014)).

Tjocklek [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_m$ [GPa]	$\nu$	Yttröghetsmoment [m <sup>4</sup> ]	Tryckhållfasthet [MPa]	Draghållfasthet [MPa]
100	2300	16	0,25	$8,33 \cdot 10^{-5}$	12	3,9

$\rho$  = densitet,  $E$  = elasticitetsmodul,  $\nu$  = tvärkontraktionstal

Tabell 6 Mekaniska egenskaper för gränssnitt sprutbetong och berg (värden från Malmgren, 2005; Itasca (2010)).

Skjuvstyvhets [MPa/m]	Normalstyvhets [MPa/m]	Kohesion [MPa]	Friktionsvinkel [°]	Vidhäftning [MPa]
100	1000	0,5	40	0,6

#### 5.4 Analyserade fall

De analyserade fallen för Typfall A sammanfattas i Tabell 7, Tabell 8 och Tabell 9. Som nämndes tidigare har en kompletterande beräkning med *UDEC* utförts för motsvarande Fall 5 i tabell nedan (friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta, uttag av helt tvärsnitt), samt en analys med uttag av pilotunnel och efterföljande strossning för samma fall. För Typfall C analyserades flera olika tjocklekar på jordlagret, men i övrigt med paramentervärden enligt Typfall A, se Tabell 10 och Tabell 11.

Tabell 7 Beräkningsfall – Typfall A, nr. 1 t.o.m. 8.

Parameter	Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4	Fall 5	Fall 6	Fall 7	Fall 8
Jordmaterial	Lera	Lera	Lera	Lera	Friktions-jord	Friktions-jord	Friktions-jord	Friktions-jord
Djupläge	1	1	1	1	1	1	1	1
Grundvattenyta	Låg	Hög	Låg	Hög	Låg	Hög	Låg	Hög
Uttagsskvens	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Galleri + pall	Galleri + pall	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Galleri + pall	Galleri + pall
Förstärkning	400 mm	400 mm	400 mm	400 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm
Bergspänning	Största horisontalspänning riktad vinkelrätt mot tunnelns längdaxel							

Tabell 8 Beräkningsfall – Typfall A, nr. 9 t.o.m. 16.

Parameter	Fall 9	Fall 10	Fall 11	Fall 12	Fall 13	Fall 14	Fall 15	Fall 16
Jordmaterial	Lera	Lera	Lera	Lera	Friktionsjord	Friktionsjord	Friktionsjord	Friktionsjord
Djupläge	2	2	2	2	2	2	2	2
Grundvattenyta	Låg	Hög	Låg	Hög	Låg	Hög	Låg	Hög
Uttagssekvens	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Galleri + pall	Galleri + pall	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Galleri + pall	Galleri + pall
Förstärkning	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm
Bergspänning	Största horisontalspänning riktad vinkelrätt mot tunnelns längdaxel							

Tabell 9 Beräkningsfall – Typfall A, nr. 21 och 22.

Parameter	Fall 21	Fall 22
Jordmaterial	Lera	Lera
Djupläge	1	1
Grundvattenyta	Låg	Hög
Uttagssekvens	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt
Förstärkning	400 mm	400 mm
Bergspänning	Största horisontalspänning riktad parallellt mot tunnelns längdaxel	

Tabell 10 Beräkningsfall – Typfall C, nr. 51 t.o.m. 56.

Parameter	Fall 51	Fall 52	Fall 53	Fall 54	Fall 55	Fall 56
Jordmaterial	Lera	Lera	Lera	Lera	Lera	Lera
Tjocklek	1 m	1 m	3 m	3 m	5 m	5 m
Djupläge	1	1	1	1	1	1
Grundvattenyta	Låg	Hög	Låg	Hög	Låg	Hög
Uttagssekvens	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt
Förstärkning	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm
Bergspänning	Största horisontalspänning riktad vinkelrätt mot tunnelns längdaxel					

Tabell 11 Beräkningsfall – Typfall C, nr. 57 t.o.m. 62.

Parameter	Fall 57	Fall 58	Fall 59	Fall 60	Fall 61	Fall 62
Jordmaterial	Lera	Lera	Lera	Lera	Lera	Lera
Tjocklek	2 m	2 m	2,5 m	2,5 m	1,5 m	1,5 m
Djupläge	1	1	1	1	1	1
Grundvattenyta	Låg	Hög	Låg	Hög	Låg	Hög
Uttagssekvens	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt	Helt tvärsnitt
Förstärkning	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm
Bergspänning	Största horisontalspänning riktad vinkelrätt mot tunnelns längdaxel					

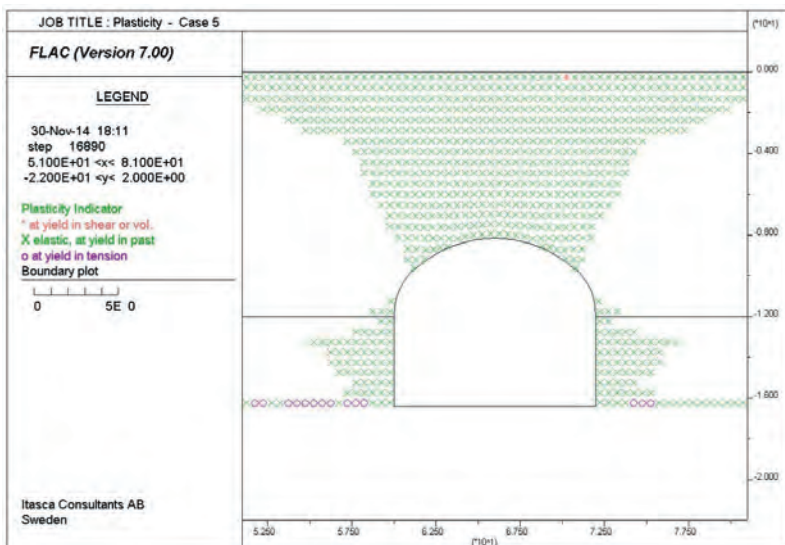
## 6 RESULTAT – PRINCIPSTUDIE

Resultaten från typfallen har analyserats och tolkats tillsammans. Inledningsvis ges en allmän beskrivning av modellresultaten varefter resultaten presenteras uppdelade på varje påverkande faktor, med utvalda resultatplottar. Utvärdering har skett med avseende på spänningar och plasticering runt tunneln samt uppkomna deformationer runt tunneln och på markytan.

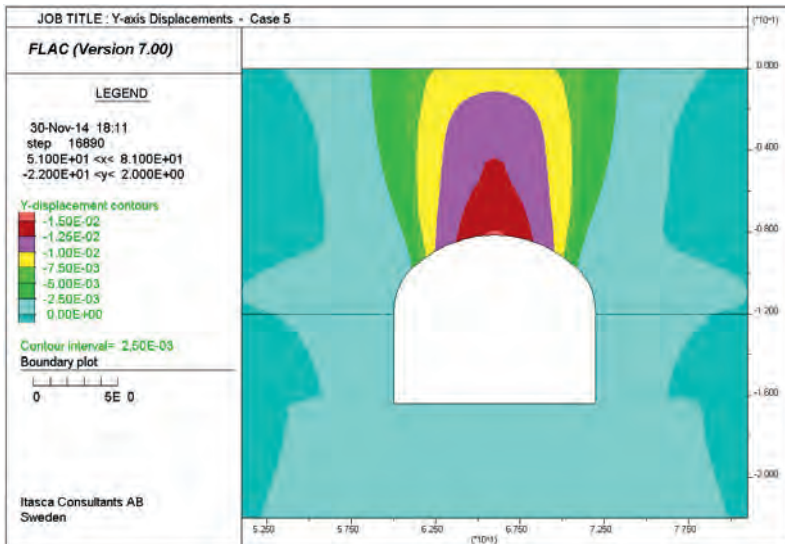
### 6.1 Allmänt

Alla beräkningsfall leder till omfattande plasticering i jordmaterialet, medan bergmassan endast plasticeras i tunnelns absoluta närhet. Ett typexempel för fallet friktionsjord (Fall 5) visas Figur 7. Ovanliggande jordlager deformeras relativt kraftigt, medan deformationerna i bergmassan generellt sett är små, se exempel i Figur 8 och deformationer på markytan uppkommer på ett horisontellt avstånd om ca 2.5–3 gånger tunneldiametern, på vardera sidan om tunneln. De horisontella deformationerna är markant lägre än de vertikala. Samtliga deformationer anges i plottarna i [m].

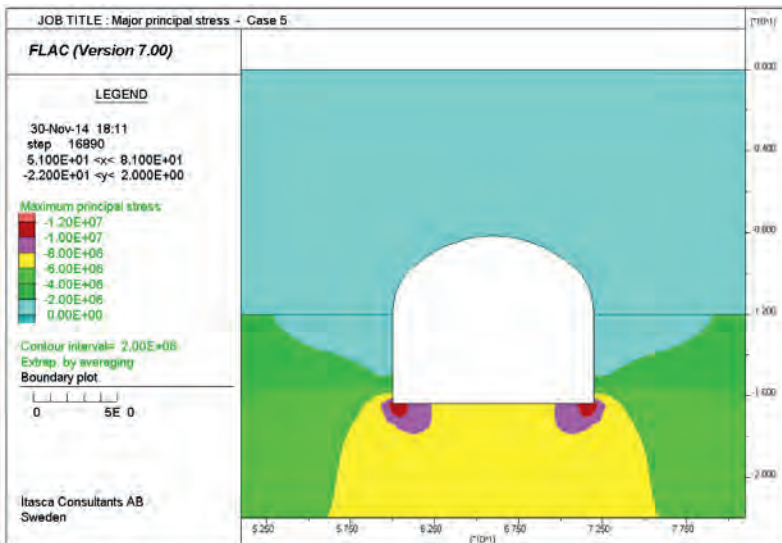
Beräknade spänningar för samma fall visas i Figur 9 och Figur 10. Spänningarna i jordlagret är, som förväntat små (litet djup och  $K_0$ -värden), medan högre spänningar uppkommer i bergmassan och särskilt i sulan till tunneln. I tunnelväggarna uppkommer avlastning samt i en del fall dragspänningar. Samtliga spänningar anges i plottarna i [Pa].



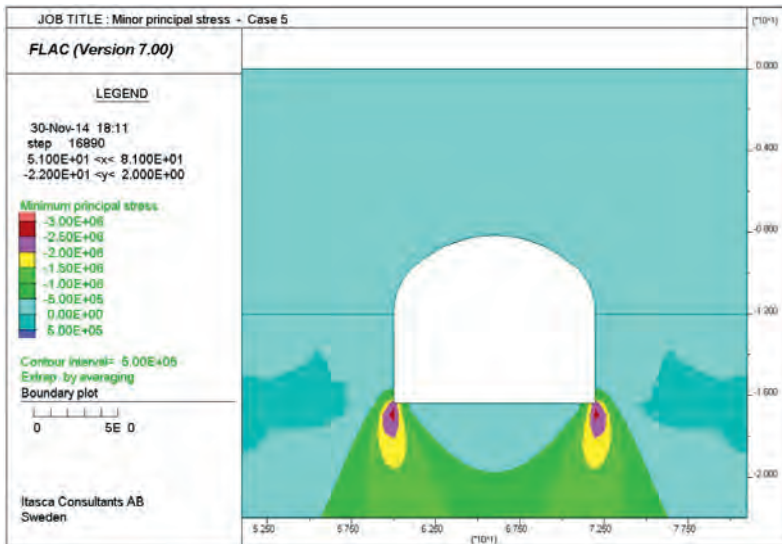
Figur 7 Plasticering i jordlager och bergmassa runt tunneln för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



Figur 8 Beräknade vertikala deformationer i jordlager och bergmassa runt tunneln för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



Figur 9 Beräknad största huvudspänning i jordlager och bergmassa runt tunneln för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.

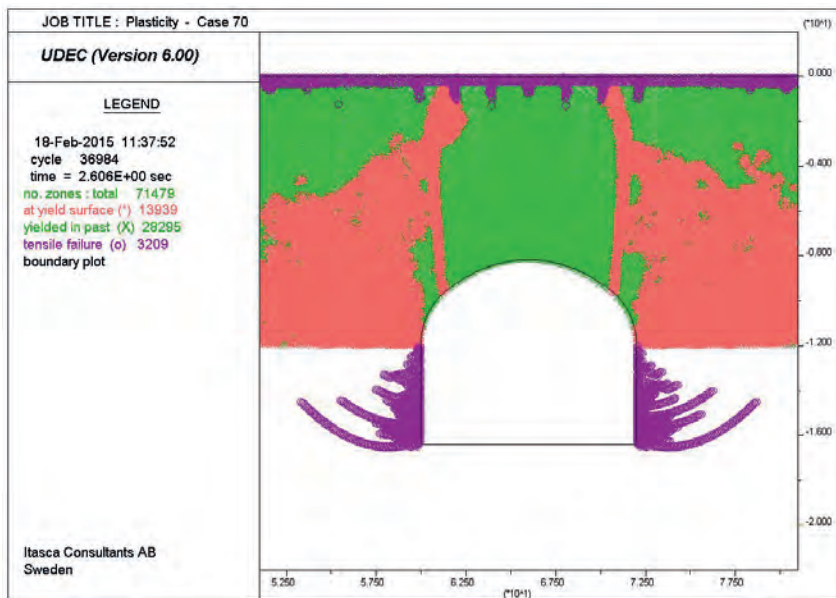


Figur 10 Beräknad minsta huvudspänning i jordlager och bergmassa runt tunneln för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.

Den inledande känslighetsanalysen vad gäller gränssnittet mellan jord och berg visade att påverkan av hur gränssnittet simulerades var störst med tunnel i djupläge 1 (d.v.s. tunneln belägen till ca. hälften i jord och hälften i berg). Då glidning tillåts i gränssnittet så ökar deformationerna runt tunneln, vilket sannolikt beror på avsaknad av valvverkan för detta fall. För övriga analyserade parametervariationer var påverkan antingen liten eller utan tydlig trend vad gäller beräknade deformationer.

## 6.2 Beräkningsprogram och diskretisering

Valet av beräkningsprogram och de olika typer av diskretisering som nyttjades visade sig ha liten inverkan på resultaten, med likartade deformationer för det analyserade fallet (Fall 5). Plasticering i omgivande bergmassa visade god överensstämmelse i de två programmen, medan vissa skillnader kunde observeras vad gäller plasticering i jordlagret, jämför Figur 7 och Figur 11. I *UDEC* erhöles mer omfattande plasticering i jordlagret vilket beror på att de triangulära beräkningselement som nyttjas i *UDEC* kan ge en överskattning av kollapslast. I *FLAC* används en mer robust elementtyp (överlagrade triangelement) vilket ger mer rättvisande omfattning av plasticering. Fortsatta beräkningar har därför enbart genomförts med beräkningsprogrammet *FLAC*.

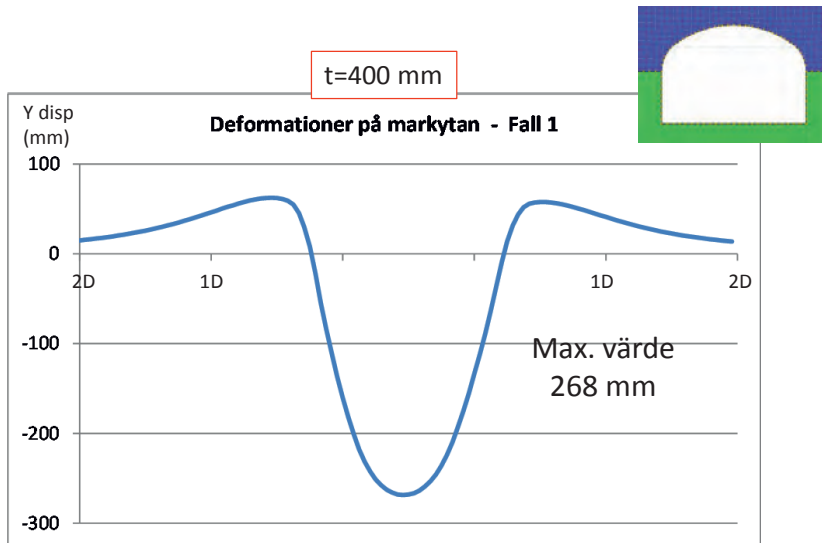


Figur 11 Plasticering i jordlager och bergmassa runt tunneln för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet – för beräkning med UDEC.

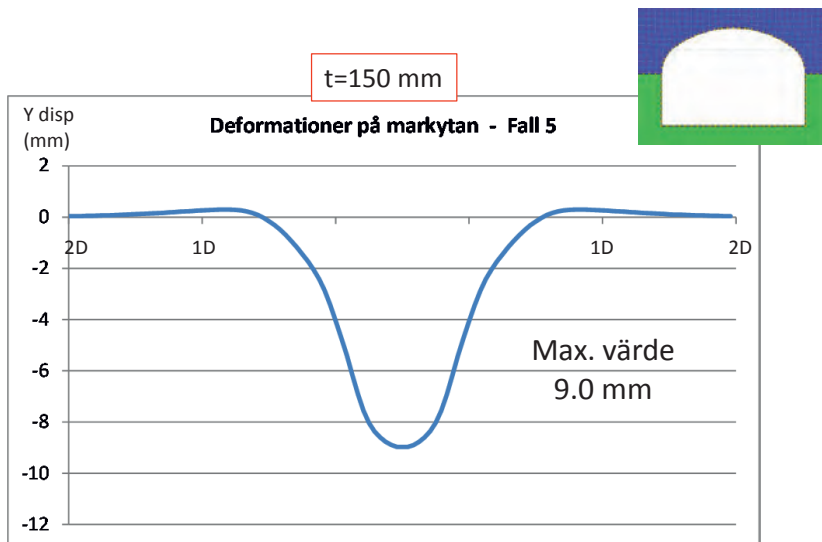
### 6.3 Materialegenskaper

Materialegenskaperna för jordmaterialet har mycket stor inverkan på tunnelns stabilitet samt uppkomna deformationer runt tunneln och på markytan. Beräknade vertikala deformationer för lera och friktionsjord visas i Figur 12 och Figur 13. Maximala sättningar är (i detta fall) ca. 30 ggr större för lera jämfört med friktionsjord. Det bör också poängteras att installerad sprutbetonglining måste göras tjockare, upp till 400 mm, för fallen med jordtyp lera för att inte kollaps skall ske. Detta har gjorts för att överhuvudtaget kunna köra modellerna till jämvikt, och i jämförande syfte för de olika beräkningsfallen.





Figur 12 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 1 – lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 400 mm sprutbetonglining.

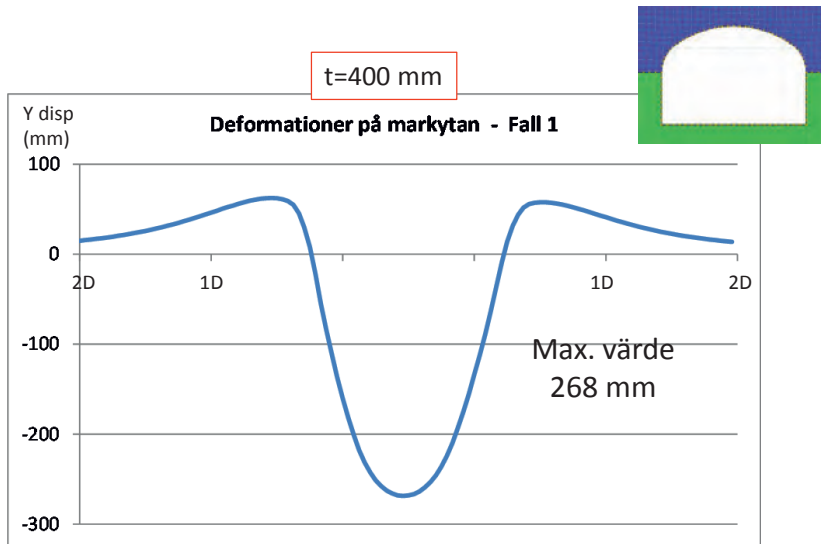


Figur 13 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 150 mm sprutbetonglining.

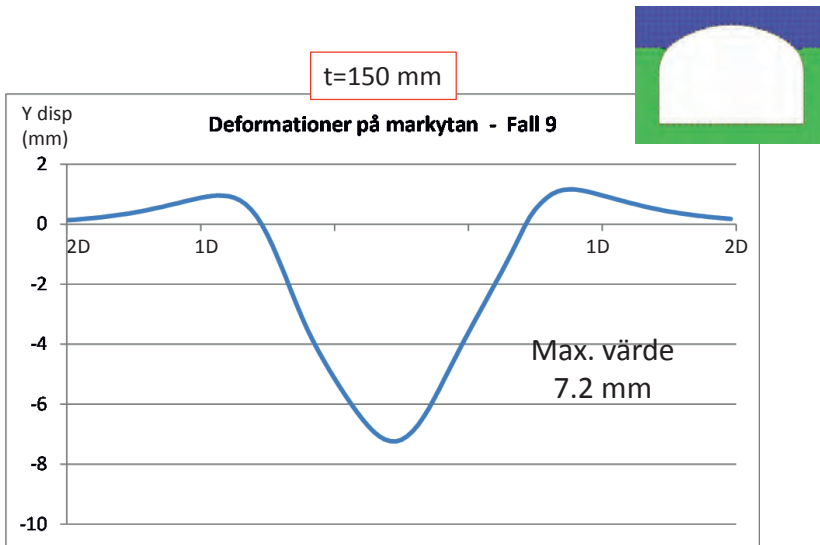
I ovanstående figurer uppkommer också viss hävning på markytan. Det bedöms att beräknad hävning i modellen sannolikt är större än i verkligheten p.g.a. den kontinuumansats som använts. För ett kontinuum sker plasticering i materialet och tillhörande isotrop volymökning. I verkligheten hade sannolikt istället en viss lokal glidning i sprickor uppkommit, och därmed tillhörande deformation längs sprickplan, vilket dock bedöms ge mindre hävning.

#### 6.4 Djupläge på tunneln (relativt gränsen mellan jord och berg) – Fall A

Tunnelns placering i djupled, relativt gränsen mellan jord och berg, har mycket stor betydelse för resultaten. Detta gäller alla analyserade fall och alla jordtyper. Ett jämförande exempel visas i Figur 14 och Figur 15. För den mer ytligt belägna tunneln (Fall 1, Figur 14) uppkommer mycket stora deformationer på markytan. För den djupare tunneln (belägen 2 m längre ned) är deformationer ca. 40 ggr mindre, trots en mindre mängd förstärkning (linertjocklek) i detta fall. Den främsta orsaken till dessa skillnader är att den ytligare tunneln, med en större del av tunneln i jord, gör att ingen valvbildning kan ske i tunneltaket.



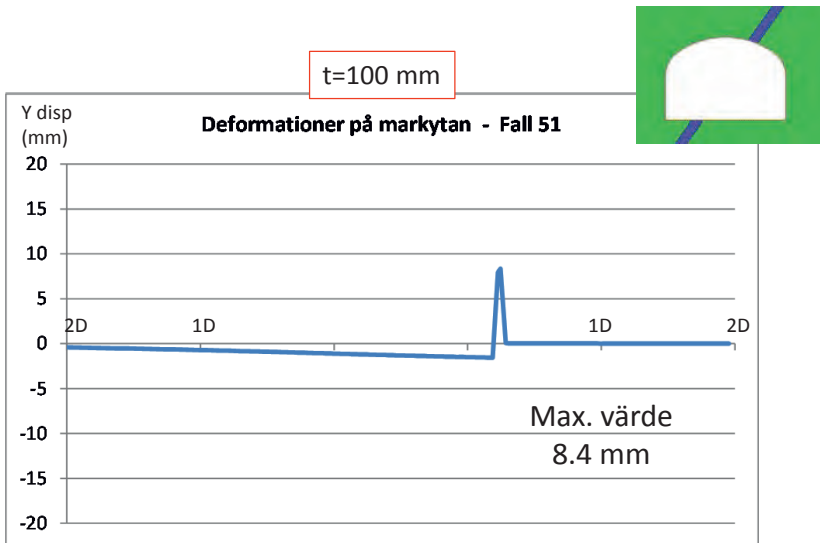
Figur 14 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 1 – lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 400 mm sprutbetonglining.



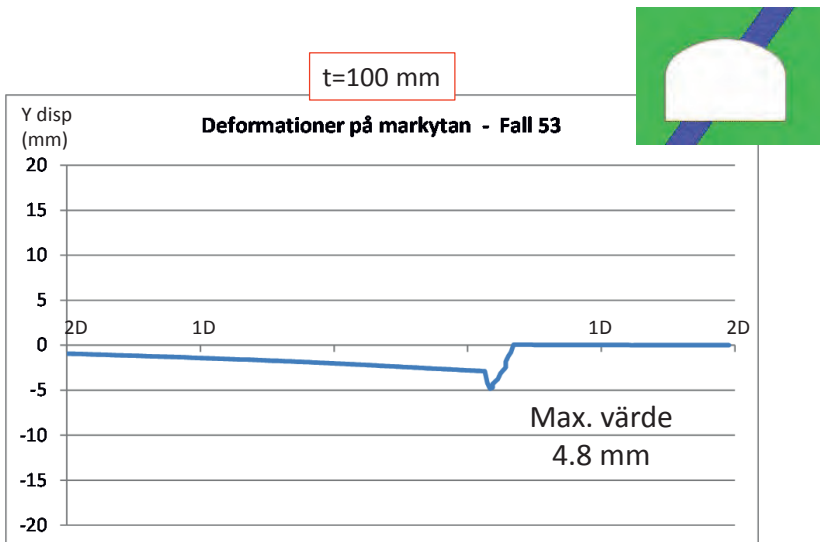
Figur 15 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 9 – lerjord, djupläge 2, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 150 mm sprutbetonglining.

### 6.5 Tjocklek på jordlager – Fall C

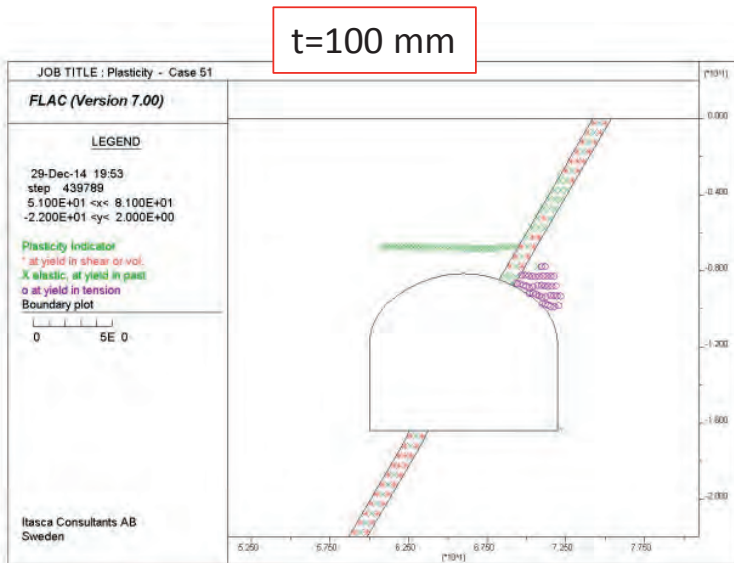
För fallet med ett jordlager som tvärsär tunneln visade beräkningarna att jordlagret tjocklek har en stor påverkan på uppkomna deformationer på markytan. En tunn zon med jord leder till hävning på markytan men endast mindre deformationer i anfanget av tunneln. Vidare erhålls dragbrott i närheten av tunneln. För en tjock zon sker sättning på markytan och mindre omfattning dragbrott i bergmassan runt tunneln. När jordlagret är tunt så beter det sig närmast som en diskontinuitet (skjuvyta) men med ökande mäktighet deformeras jordlagret mer och sättning i jordlagret kan observeras. Beräkningarna visade att gränsen mellan ovanstående två deformationsmekanismer (för analyserad situation) uppkom för ca 2.25 m tjocklek på jordlagret, se också Figur 20.



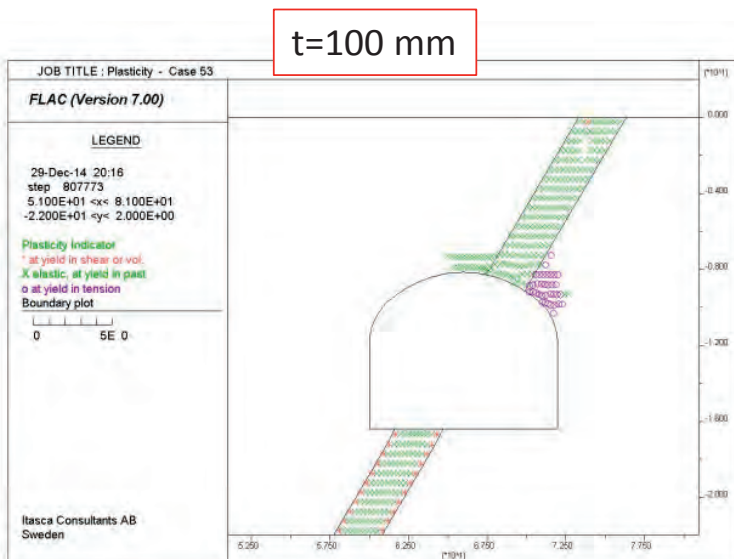
Figur 16 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 51 – lerjord, 1 m tjocklek, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



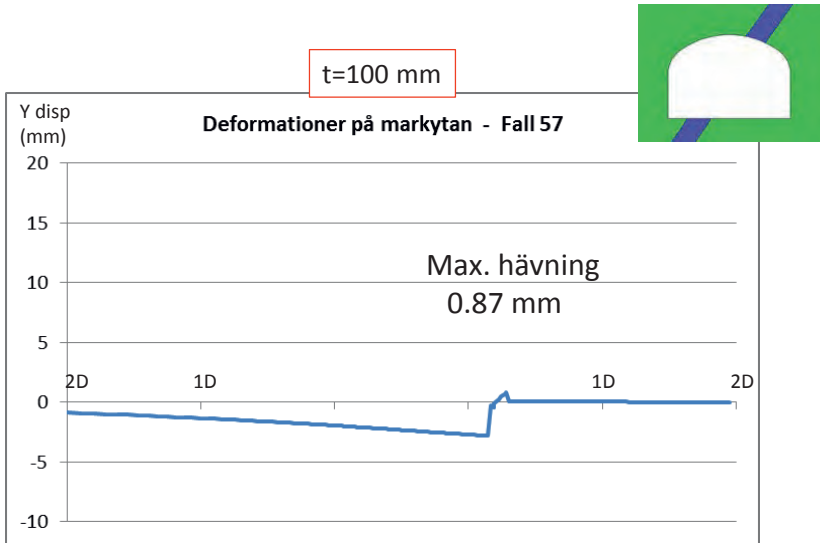
Figur 17 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 53 – lerjord, 3 m tjocklek, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



Figur 18 Plasticering runt tunneln för Fall 51 – lerjord, 1 m tjocklek, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



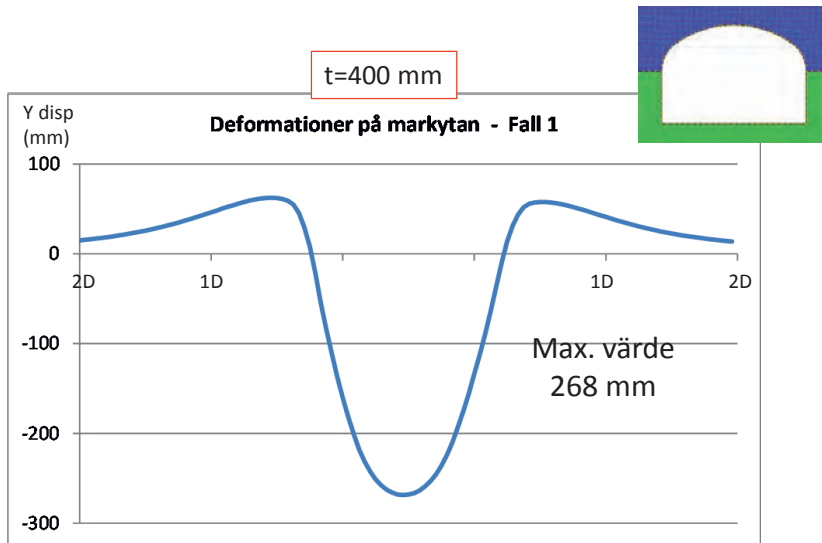
Figur 19 Plasticering runt tunneln för Fall 53 – lerjord, 3 m tjocklek, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



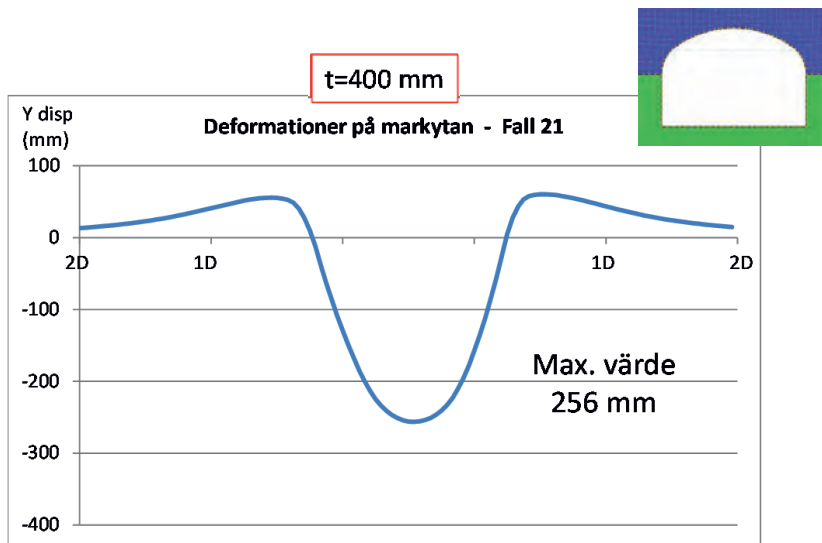
Figur 20 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 57 – lerjord, 2 m tjocklek, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.

### 6.6 Spänningstillstånd i bergmassan

En ändring av orienteringen/riktningen på horisontalspänningarna i bergmassan ger endast små skillnader i sättning och deformation runt tunneln, jämför Figur 21 och Figur 22. Detta är som förväntat eftersom bergmassan har hög hållfasthet, relativt jordlagret, och inducerade deformationer i bergmassan är därför små jämfört med uppkomna deformationer i jordlagret. Ovanstående stöder således slutsatsen att jordegenskaper och jordens stratigrafi är de parametrar som styr modellbeteendet.



Figur 21 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 1 – lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta, uttag av hela tvärsnittet samt största spänning vinkelrätt tunnelns längdaxel, samt 400 mm sprutbetonglining.

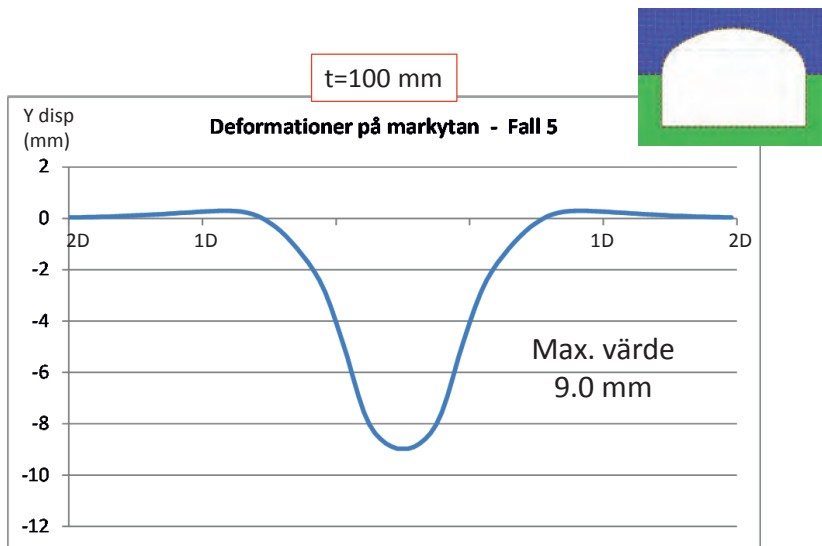


Figur 22 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 21 – lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta, uttag av hela tvärsnittet samt största spänning parallellt tunnelns längdaxel, samt 400 mm sprutbetonglining.

### 6.7 Grundvattenytans läge

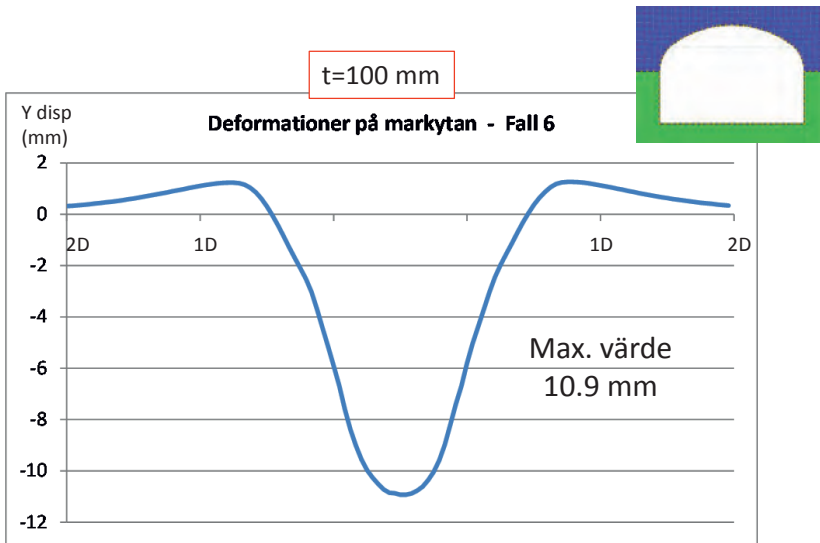
Grundvattenytans läge har liten påverkan på resultaten då jordlagret utgörs av friktionsjord, se Figur 23 och Figur 24. Detta beror på att detta material har högre hållfasthet och därför inte påverkas lika starkt av reducerade effektivspänningar. För lerjord är påverkan måttlig till stor, vilket illustreras i Figur 25 och Figur 26. Resultaten är känsliga för små variationer i hållfasthet och geometri, eftersom hållfasthetsvärdena för lerjorden och spänningarna i jordlagret är relativt likartade.

För Typfall C har läget på grundvattenytan liten påverkan då jordlagret har stor tjocklek, jämför Figur 27 och Figur 28. För ett tunt jordlager är däremot påverkan i modellen stor, se Figur 29 och Figur 30.

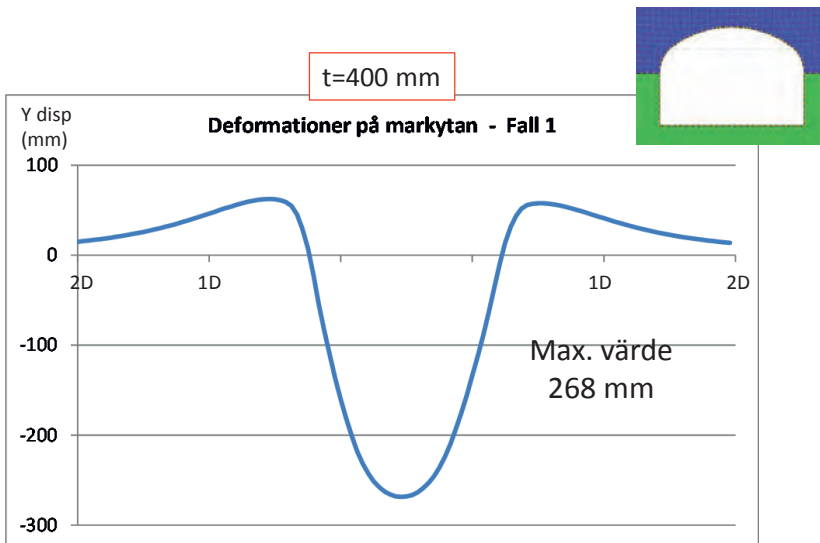


Figur 23 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.

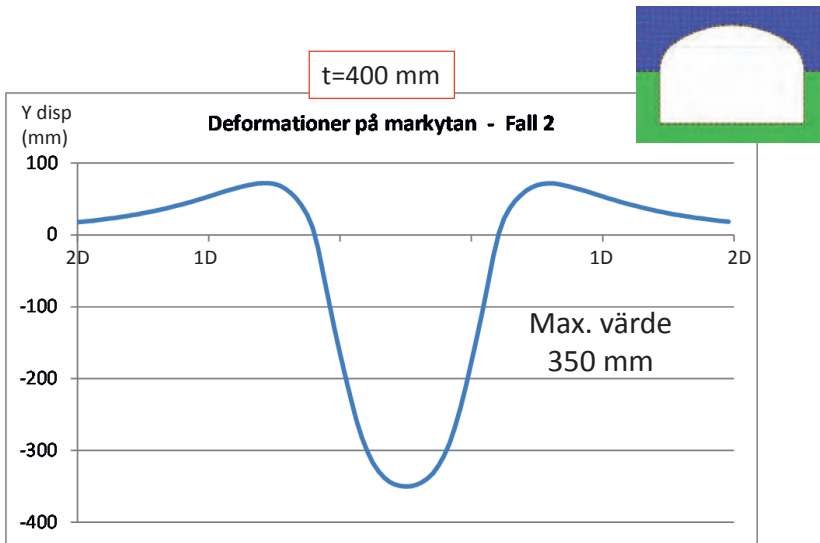




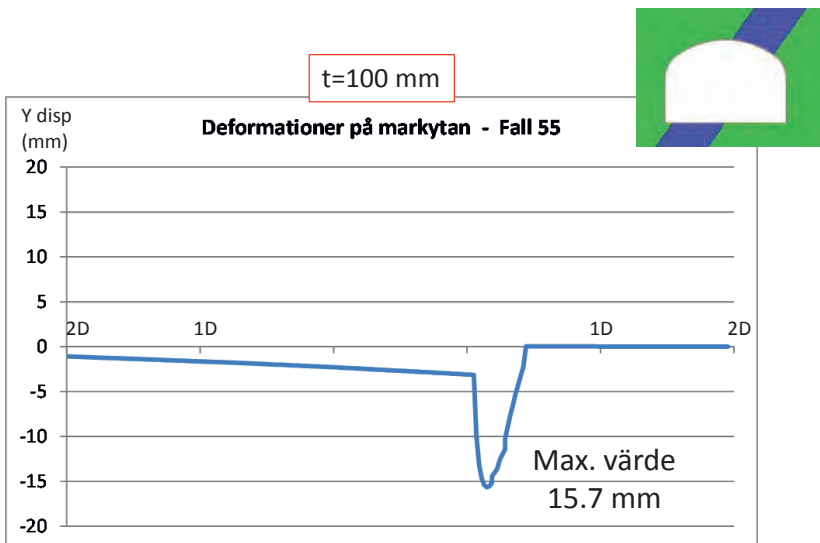
Figur 24 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 6 – friktionsjord, djupläge 1, hög grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



Figur 25 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 1 – lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 400 mm sprutbetonglining.

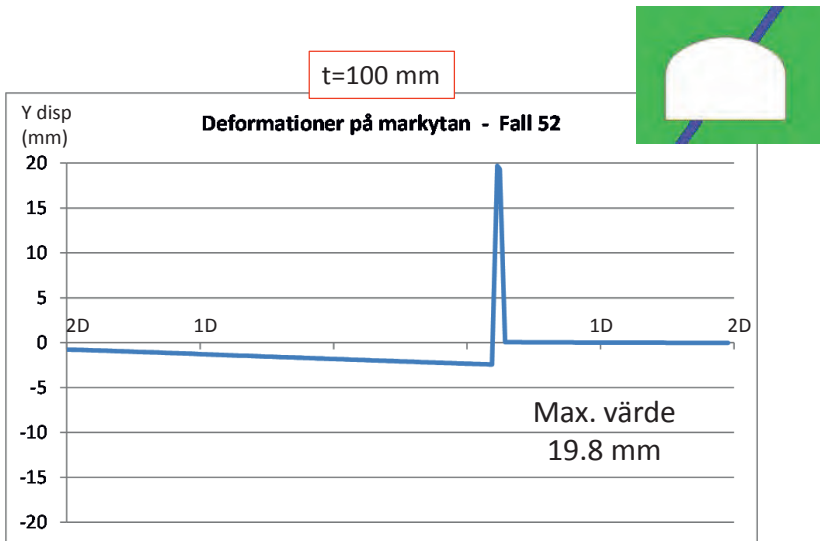


Figur 26 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 2 – lerjord, djupläge 1, hög grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 400 mm sprutbetonglining.



Figur 27 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 55 – lerjord, 5 m tjocklek, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



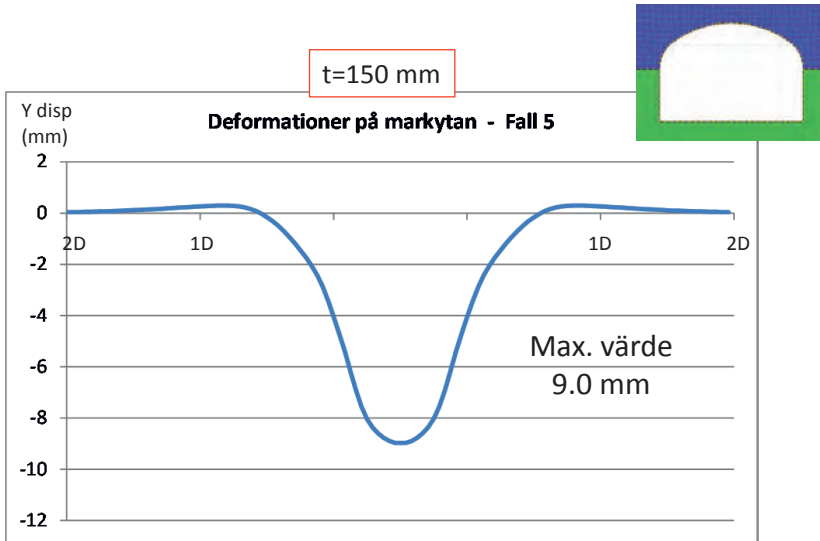


Figur 30 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 52 – lerjord, 1 m tjocklek, hög grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.

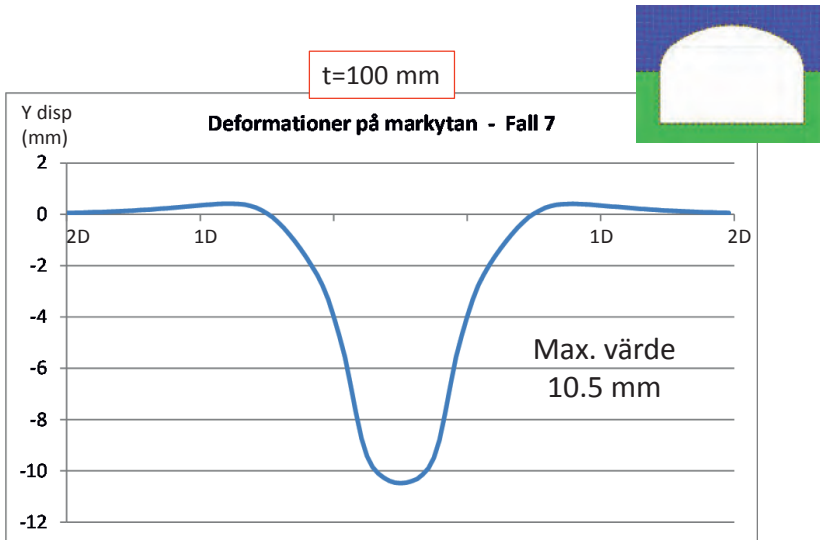
### 6.8 Uttagssekvens

De två uttagssekvenser som simulerats – uttag av hela tvärsnittet respektive uttag av galleri följt av pall – ger små skillnader i deformationer och spänningar för de flesta av de analyserade fallen, se t.ex. Figur 31 och Figur 32 för en tunnel i friktionsjord. Större skillnader uppkommer i ett av fallen, med tunneln i lerjord och med hög grundvattenyta, jämför Figur 33 och Figur 34, men generellt sett har uttagssekvensen liten betydelse för uppkomna deformationer i denna typ av beräkningsmodell.

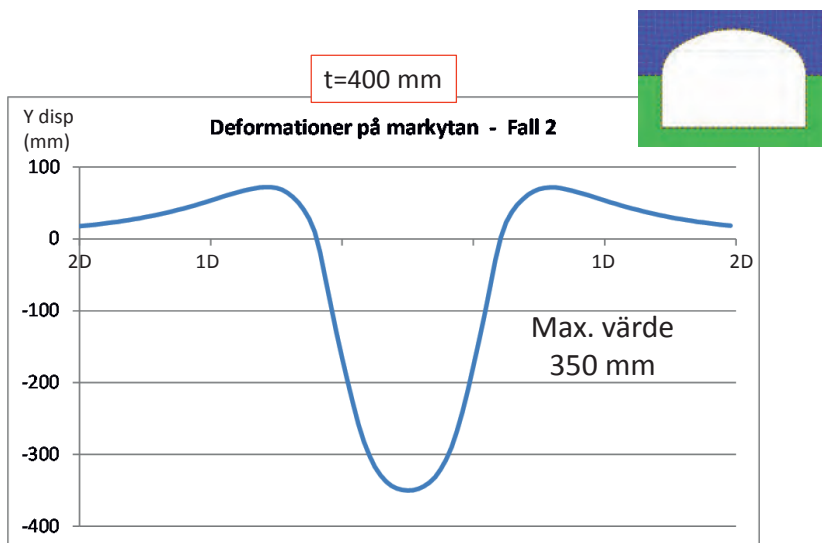
Analys av uttag av pilottunnel följt av strossning (i beräkningsprogrammet *UDEC*) och för motsvarande Fall 5 visade också på små skillnader i uppkomna deformationer vilket stöder ovanstående slutsatser.



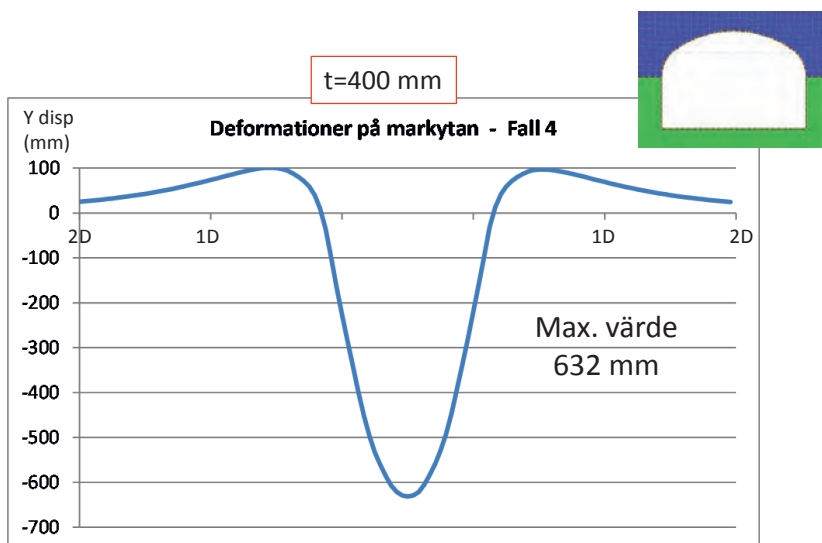
Figur 31 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 5 – friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet.



Figur 32 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 7– friktionsjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uppdelat uttag (galleri + pall).



Figur 33 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 2 – lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uttag av hela tvärsnittet, samt 400 mm sprutbetonglining.



Figur 34 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Fall 4– lerjord, djupläge 1, låg grundvattenyta och uppdelat uttag (galleri + pall), samt 400 mm sprutbetonglining.

## 6.9 Sammanfattning och diskussion

Resultaten av principstudien och påverkan av de olika studerade faktorerna kan sammanfattas som följer (se också Tabell 12):

- Materialegenskaperna för jordmaterialet har mycket stor inverkan på såväl tunnelns stabilitet som deformationer på markytan. I modellerna uppstår det mest kritiska fallet och de största deformationerna för jordtyp lera (kohesionsjord). I verkligheten kan man sannolikt förvänta sig större problem (än simuleringen visar) för friktionsjord, eftersom detta kan resultera i exempelvis "flowing ground". Det senare fenomenet har inte omfattats i denna studie.
- Tunnelns placering i djupled relativt gränsen mellan jord och berg är således också av stor betydelse. För en ytligare belägen tunnel, med större delen av tunneltvärsnittet i jord) uppkommer ingen "valvbildning" med försämrad stabilitet och större deformationer i jordlagret och på markytan som följd.
- För fallet med ett tunnare jordlager som tvärr tunneln uppstår stora skillnader i beteende och deformationsmönster på markytan för olika tjocklek på jordlagret. En tunnare zon med jord leder till hävning på markytan och mindre deformationer i anfanget av tunneln, men ger en ökad omfattning dragbrott i närheten av tunneln. För en mäktigare zon uppkommer istället sättning på markytan.
- Storlek och riktning på spänningar i bergmassan har liten påverkan på uppkomna deformationer runt tunnel och på markytan. Modellerna visade också på litet beroende av spänningarna i jordlagret. Denna parameter synes således mindre viktig eftersom det är jordlagrets geometri och materialegenskaper som styr beteendet i hög utsträckning.
- Grundvattenytans läge har liten påverkan för fallet friktionsjord, men för kohesionsjord (lera) är påverkan måttlig. För ett tjockare jordlager i fallet med ett tvärande jordlager genom tunneln är påverkan liten, medan det omvända gäller för ett tunt, tvärande, jordlager. Även här bör nämnas att exempelvis "flowing ground" inte simulerats. Närvaron av vatten i en friktionsjord kan medföra en markant högre sannolikhet för denna typ av fenomen.
- Uttagssekvens (helt tvärsnitt kontra galleri och pall respektive pilottunnel och stressning) påverkade inte beräknade sättningar i någon högre grad.

Tabell 12 Bedömd påverkan för olika faktorer i principstudien.

Faktor	Gränssnittets placering	Jordmaterial-egenskaper	Tjocklek jordlager	Vatten-tryck	Berg-spänningar	Uppdelat uttag
Påverkan	Stor	Stor	Stor	Varierande	Liten	Liten

Resultaten visar således att kännedom om jordens stratigrafi och materialegenskaperna är viktiga att känna till vid tunneldrivning i heterogena förhållanden. Indikativt, inom de variationer som studien omfattar, är stratigrafin den mest betydelsefulla egenskapen följt av materialegenskaperna. För de fall där skillnaden i egenskaper (hållfasthet och styvhet) är stor mellan jord och berg så har bergförhållanden mycket liten inverkan på deformationer och stabilitet kring tunneln.

Denna övergripande slutsats bedöms vara giltig, även med beaktande av de förenklingar som gjorts i beräkningarna (kontinuum-förhållanden, förenklad materialmodell för jord, förenklad uttagssekvens, endast 2D-analys). Slutsatserna beträffande inverkan av uttagssekvens bedöms också vara giltiga vad gäller deformationer på markytan, men inverkan på lokal tunnelstabilitet bör dock analyseras tredimensionellt för högre tillförlitlighet. Inverkan av vald beräkningsmodell och diskretisering (elementnät) bedöms vara liten, baserat på de testberäkningar som gjorts, och i jämförelse med andra påverkansfaktorer enligt ovan.



## **7 PRAKTIKFALL – PASSAGE UNDER MARIA MAGDALENA KYRKA I STOCKHOLM**

### **7.1 Inledning**

Inom ramen för projektet har ett praktikfall analyserats i syfte att jämföra beräkningar mot observationer, samt även i möjligaste mån bekräfta slutsatserna från principstudien. Utvalt praktikfall är hämtat från passagen under Maria Magdalena kyrka i etapp Södermalmstunneln för projekt Citybanan.

Passagen av Maria Magdalena kyrka kännetecknades av att en sträcka om ca 30 m saknar bergtäckning, och där tunneln fick utföras som en injekterad jordtunnel, se Figur 35. En beskrivning av tunneldrivning återfinns i Willer (2014) som också beskriver det ras som inträffade och hur drivningstekniken modifierades för att klara passagen.

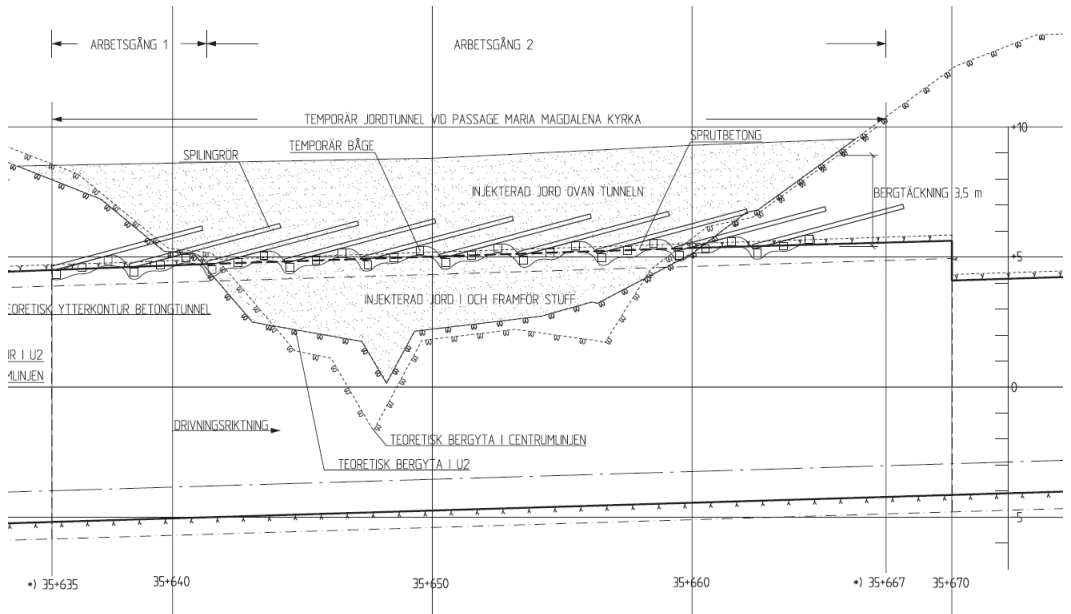
Föreliggande studie har använt material och underlag från projekt Citybanan avseende den karakterisering och beskrivning som gjordes av jord- och bergförhållandena, de förstärkningsåtgärder som utfördes i jordlagret och det mätprogram som följde upp deformationerna på kyrkan och i tunnelns närhet. Materialet som ingår i föreliggande studie är både förhållanden som var kända inför drivning (förfrågningsunderlag) och förhållanden som framkommit i samband med drivningen.

Närheten till Maria Magdalena kyrka och tunneldrivning under kyrkogården samt närheten till andra byggnader motiverade mer omfattande uppföljningar av deformationer vilket varit värdefullt i denna studie. Mätprogrammet omfattade flera olika mätmetoder, innefattande mätpeglar som mätts in i tre dimensioner, extensometer och mät-dubbar för sättningsmätning. För att mäta markdeformation ovan tunneln är det mätpeglar och extensometermätningar som använts (se också Figur 51).

Väsentliga delar för föreliggande studie var tunnelns utformning, bergytans läge, jordlagrens stratigrafi samt resultat från deformationsmätningar. I Figur 36 visas en skiss från förfrågningsunderlaget där den aktuella sträckan visas i profil med bergytans läge tolkad så att utsträckningen på jordtunnel framgår.



Figur 35 Skiss från Trafikverkets hemsida där tunnelns sträckning invid Maria Magdalena kyrka framgår. Läget för den jordfyllda svackan är markerat med en blå rektangel och adderad till Trafikverkets skiss.



Figur 36 Utdrag från TB där bergytans läge och tunnels läge i den jordfyllda svackan framgår.

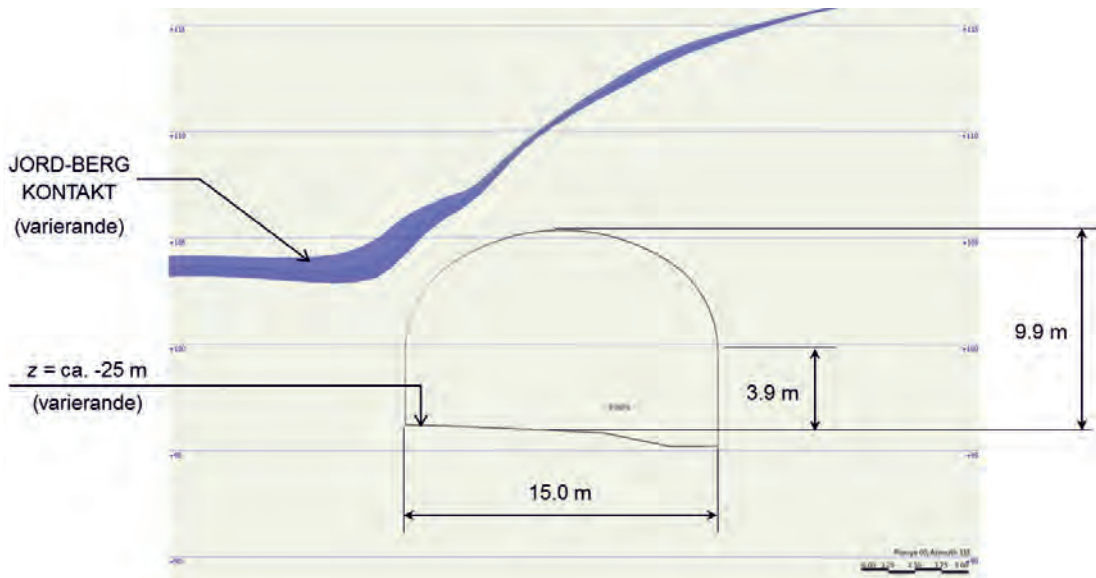
## 7.2 Angreppssätt

Praktikfallet har analyserats i en tredimensionell beräkningsmodell. Såväl uttagssekvenserna som jordens stratigrafi (varierande topografi och jordlagertjocklek i området) har gjort att en tredimensionell modell bedömts nödvändig. Både bergmassan och jordlaget har simulerats som kontinuum-material (utan diskontinuiteter).

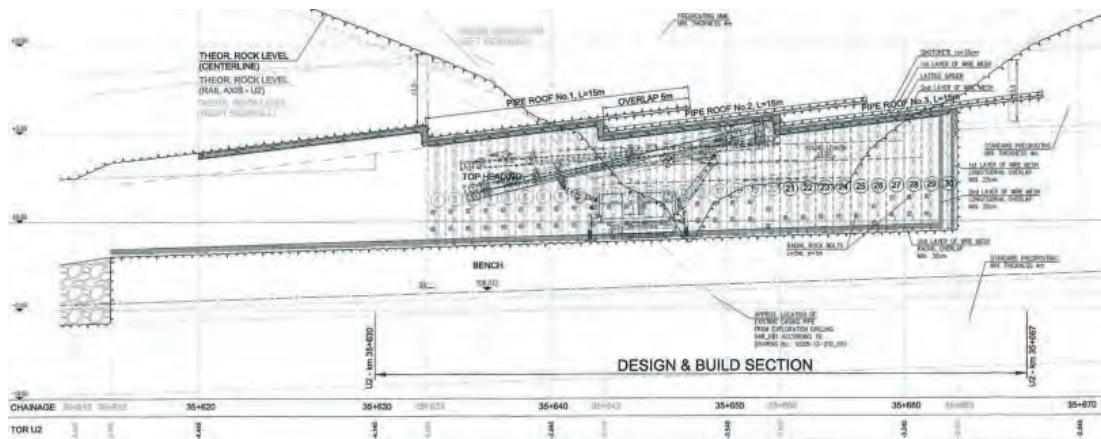
Beräkningsmodellen har upprättats i det tredimensionella finita differensprogrammet *FLAC3D* (Itasca, 2013). Uttags- och förstärkningssekvensen har simulerats med hög detaljeringsnivå. Beräkningsmodellen har därefter kalibrerats mot uppmätta deformationer. Det bör poängteras att analyserna syftade till att reproducera det storskaliga beteendet runt tunneln, liksom samverkan mellan jord- och bergmassan. Uppkomsten av sjunkhål, liksom jordflödet in i tunneln har inte simulerats explicit.

## 7.3 Modellgeometri

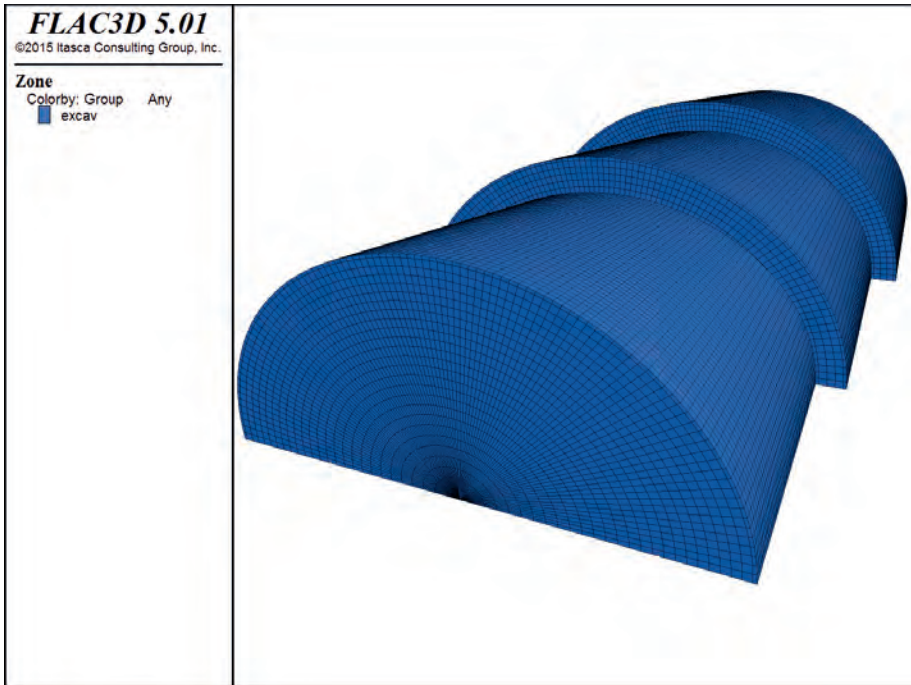
Tunnelgeometrin har baserats på ritningar enligt Figur 37 och Figur 38, vilka delvis förenklats för att generera det koniskt formade uttaget, presenterat i Figur 39 i *FLAC3D*. Tunnelns och markytans lutning är nästan parallella, och båda har gjorts horisontella i modellen.



Figur 37 Typsektion för Södermalmstunneln.

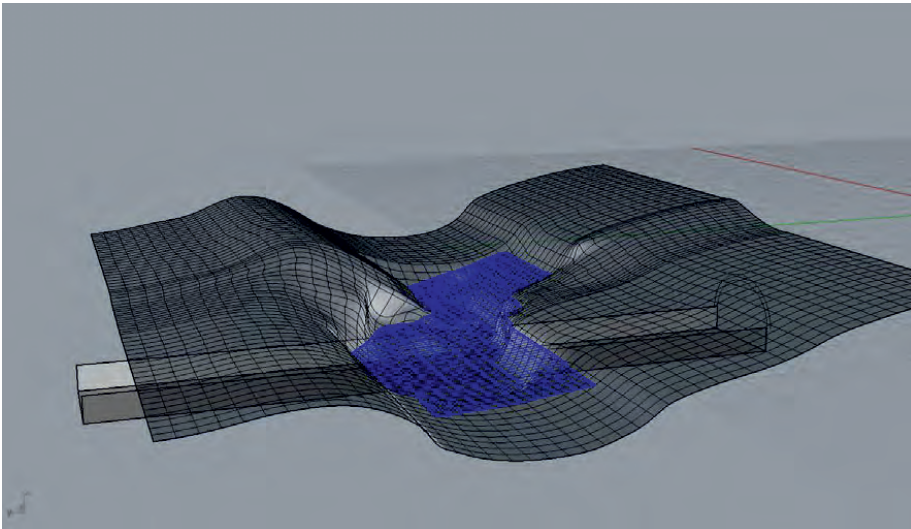


Figur 38 Longitudinell profil med uttagsekvenser för den analyserade sektionen.

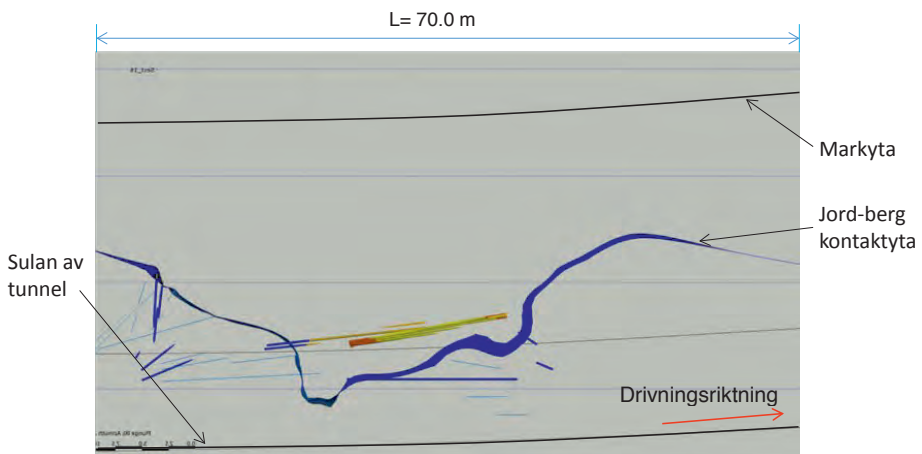


Figur 39 Koniska uttag av den analyserade sektionen, motsvarar sträckan km 35+633 till km 35+663.

En jord-berg kontaktyta samt en moränlager-yta har skapats i programmet *Rhinoceros* (se Figur 40), i syfte att importera dessa ytor till *FLAC3D*. Kontaktytan mellan jord och berg är baserad på 20 stycken longitudinella profiler (se till exempel Figur 41), med 1 meter avstånd mellan varandra. Den framtagna kontaktytan från de longitudinella profilerna har extrapolerats mot modellränderna. Ett moränlager har lagts in i modellen efter ritningsmaterialet som visas i Figur 42, där den röda linjen representerar den översta gränsen. Det jordlager som finns ovanför moränlager-ytan antas vara en blandning av sand-åsmaterial.

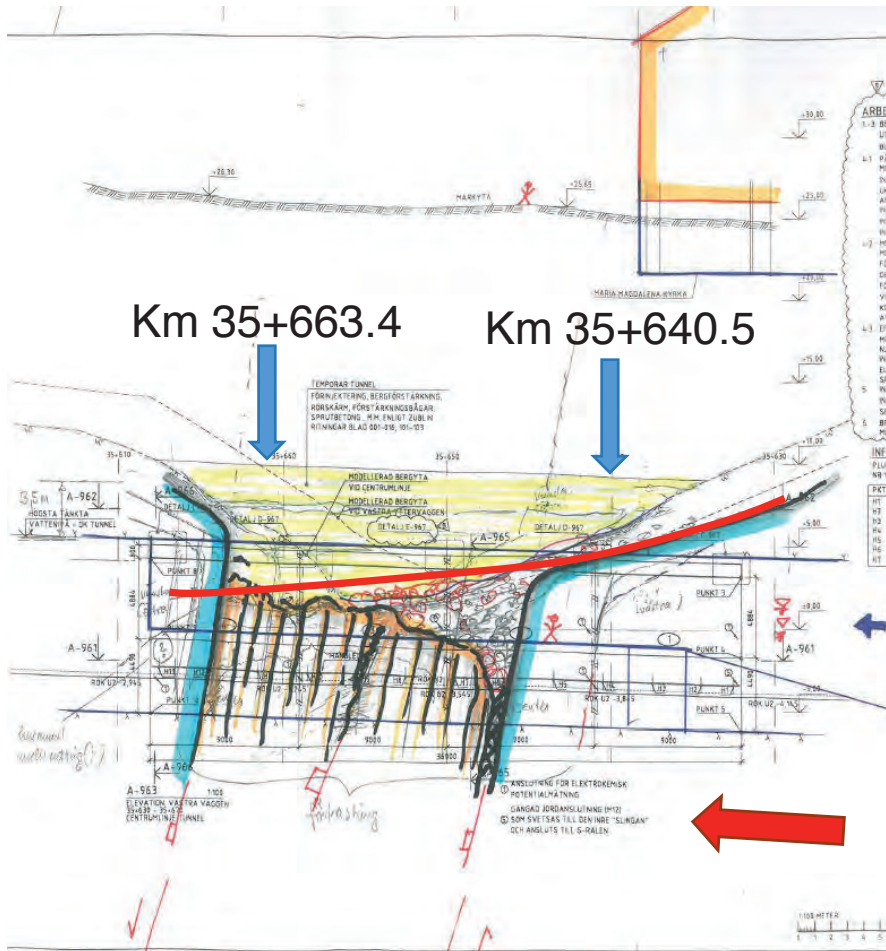


Figur 40 Jord-berg kontaktyta i grått, samt moränlager-yta i blått, vy från sydost.



Figur 41 Exempel på longitudinell profil med jord-berg kontaktyta, där pilen i rött visar riktning av tunneldrivningen. Orientering av snittet är ca 160° medsols från norr.



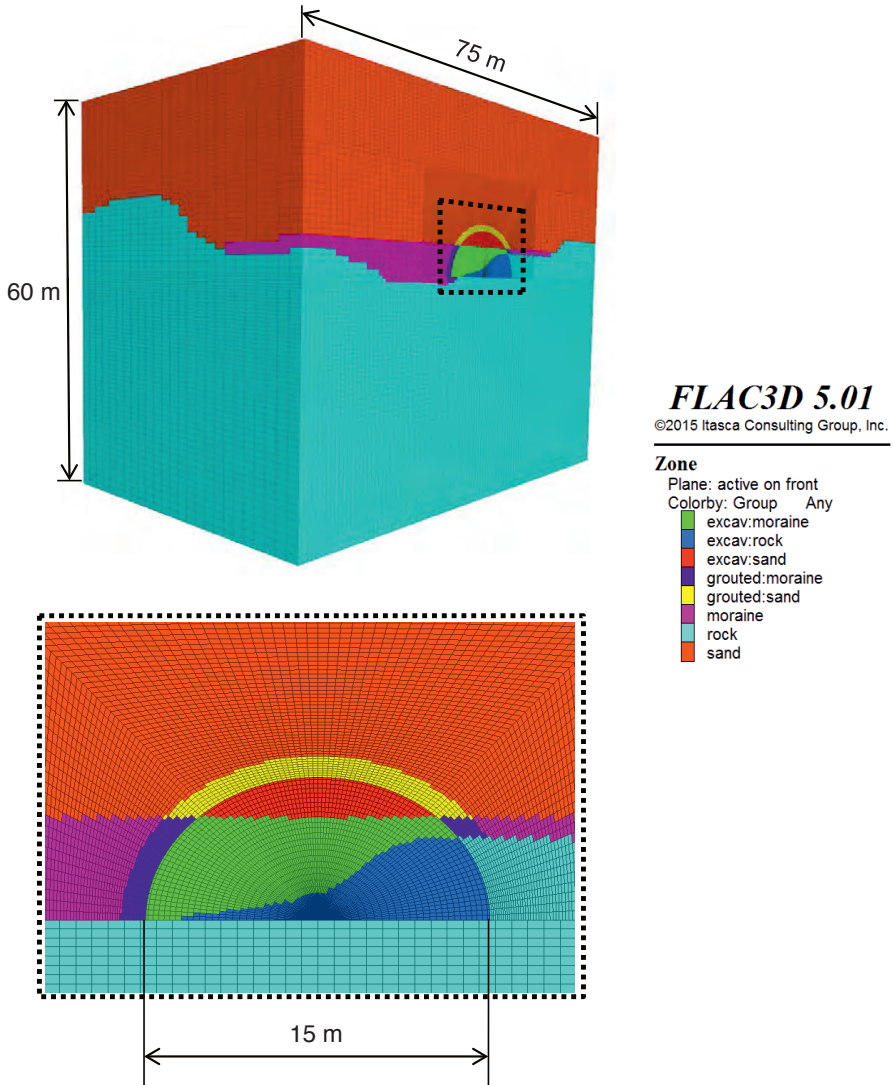


Figur 42 Konceptuell bild av moränlager i en longitudinell profil, där den antagna översta gränsen visas i rött och pilen i rött visar tunneldrivnings riktning.

Med Figur 39 som underlag för tunneln och Figur 40 som underlag för jordbergkontaktyta samt moränlager-yta, har en beräkningsmodell med storleken 75 m x 100 m x 60 m tagits fram (se Figur 43 och Figur 44). Beräkningsmodellen har indelats i regioner med olika storlek på elementen, där området ovanför anfanget av tunneln har elementstorleken ca. 0,25 m x 0,12 m x 0,20 m. Längre bort från tunneln har elementstorleken ökat gradvis mot randen.

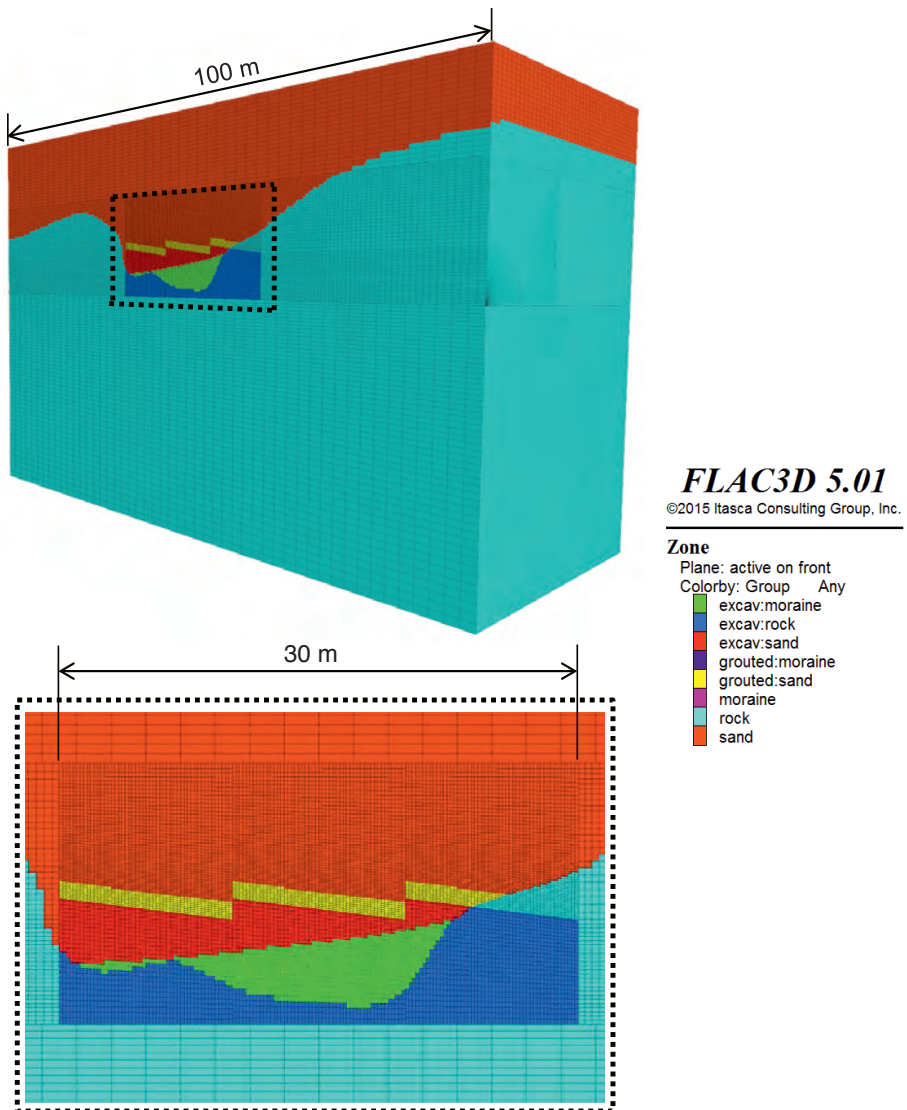
En elastisk buffert på 8 m längs ränderna på beräkningsmodellen har skapats i syfte att minska randeffekterna. Detta avstånd har tagits fram, med beaktande av storleken på

modellen och avståndet från ränderna till tunneln, för att inte påverka beräkningarna i det huvudsakliga intresseområdet.



Figur 43 Tvärsnitt för beräkningsmodell i *FLAC3D* för tunnelpassage under Maria Magdalena Kyrka.





Figur 44 Longitudinell sektion för beräkningsmodellen i *FLAC3D* för tunnelpassage under Maria Magdalena Kyrka.

## 7.4 Indata

### 7.4.1 Initiala spänningar och randvillkor

För de initiala bergspänningarna (d.v.s. spänningarna före uttag) finns mätningar gjorda för Citybanan i Södermalmsområdet i Stockholm. I Perman & Sjöberg (2007) sammanställdes alla relevanta bergspänningsmätningar där värdena för Södermalm, presenteras i Tabell 13.

Typ-värden på spänningsmagnituderna har använts i beräkningsmodellen. Orientering på största huvudspänning i modellen har dock ändrats från 110 till 160°, vilket är ungefärligen parallellt med tunneln. Detta ger ett enklare randvillkor till modellen och är samtidigt ett rimligt antagande med hänsyn till topografin i området, samt den uppmätta spridningen i spänningsriktningen. Detta antagande bedöms, i vilket fall, inte ha någon stor betydelse eftersom bergspänningarna sannolikt har liten inverkan på resultaten, enligt vad som framkom i principstudien.

Tabell 13 Framtagna initialspänningar som funktion av djupet och dess orienteringar. Spänningsekvationerna gäller för Södermalm i djupintervallet 0–80 m. (från Perman & Sjöberg, 2007).

Titel	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_v$ [MPa]	Orientering $\sigma_H$ [°]
Min	$2,0 + 0,075z$	$0,0256z$	$0,021z$	90
Typ	$2,0 + 0,125z$	$1,0+0,100z$	$0,0265z$	110
Max	$5,8 + 0,125z$	$2,0+0,100z$	$0,032z$	160

De nyttjade typvärden är därmed som följer:

$$\sigma_H = 2,0 + 0,125z ; \text{ riktning } 160^\circ ,$$

$$\sigma_h = 1,0 + 0,100z ,$$

$$\sigma_v = 0,0265z ,$$

där  $\sigma_H$  är största horisontella spänning i MPa,  $\sigma_h$  är minsta horisontella spänning i MPa,  $\sigma_v$  är vertikalspänningen i MPa och  $z$  är djupet under markytan i meter.

För de initiala jordspänningarna har ett gravitativt spänningsförhållande använts, vilket innebär en vertikalspänning samt en isotrop horisontalspänning motsvarande:

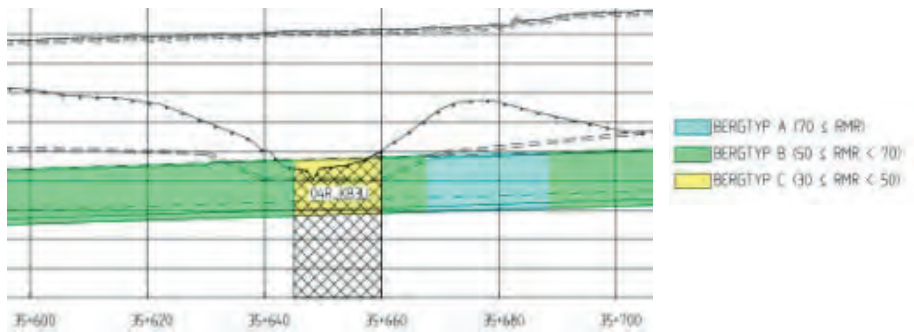
$$\sigma_H = \sigma_h = K_0 \sigma_v ,$$

där värdet på  $K_0$  framgår av Tabell 15 i nästa kapitel.

Randvillkoren till beräkningsmodellen utgörs av rullstöd på de vertikala ränderna. Den nedre horisontella randen låstes i både horisontal- och vertikalled. Den övre randen simulerats som en fri yta, motsvarande markytan.

#### 7.4.2 Materialegenskaper

Materialegenskaper för bergmassan längs sträckan som har analyserats varierar mellan bergtyp A, B och C, enligt handling tillhörande ritningsnummer entreprenad 9528-13-160 med datum 2007-12-06 (se Figur 45). Egenskaper för dessa bergtyper har hämtats från rapport nr. 9528-13-025-05 för projekt Citybanan (Lindfors, 2008) och redovisas i Tabell 14. En idealplastisk Mohr-Coulomb materialmodell har använts för bergmassan i alla beräkningar.



Figur 45 Bergtyper för tunnelpassage under Maria Magdalena Kyrka.

Tabell 14 Bergmassans mekaniska egenskaper, typvärden för Bergtyp A, B och C (Lindfors, 2008).

	$\rho_m$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$c_m$ [MPa]	$\phi_m$ [°]	$\sigma_{tm}$ [MPa]	$\psi_m$ [°]	$E_m$ [GPa]	$\nu_m$
Bergtyp A	2650	6,6	58,3	2,4	7	69	0,25
Bergtyp B	2650	2,5	58,9	0,5	7	46	0,25
Bergtyp C	2650	1,0	51,9	0,08	0	11	0,25

$\rho_m$  = bergmassans densitet,

$c_m$  = bergmassans kohesion

$\phi_m$  = bergmassans friktionsvinkel,

$\sigma_{tm}$  = bergmassans draghållfasthet,

$\psi_m$  = bergmassans dilationsvinkel,

$E_m$  = bergmassans elasticitetsmodul,

$\nu_m$  = bergmassans tvärkontraktionstal

En idealplastisk Mohr-Coulomb materialmodell har också använts för jordlagren i beräkningsmodellen. Tre uppsättningar materialegenskaper har analyserats, motsvarande sand, morän och framgångsrik injektering ("jet grouting"). Injekteringens materialegenskaper har valts utifrån utgångspunkten att den skulle ge en ökad styvhet och hållfasthet, i första hand ett tillskott i kohesion, i jordlagret. Det bör noteras att detta är ett antagande som inte verifierats via tester. Materialegenskaperna för injekteringen

har valts med ledning från rapporterade värden för cement- och mineralstabiliserad sand eller som ett mellanting mellan betong och jord. Värden har hämtats från Boverket (2004), Dano, Hicher, & Tailliez (2004), Handboken Bygg: Geoteknik (1984), PLAXIS Material models manual (201); Larsson (2008) och Trafikverket (2014) och valda värden redovisas i Tabell 15. I Bilaga B1 redovisas i detalj vilka materialparametrar som kommer från vilken referens.

Tabell 15 Mekaniska egenskaper för jordlager i praktikfallet.

Jordtyp	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$c_s$ [kPa]	$\phi_s$ [°]	$\sigma_{ts}$ [MPa]	$\psi_s$ [°]	$E_s$ [MPa]	$\nu_s$	$K_0$
Sand/åsmaterial	1600	0	35	0	5	20	0,35	0,43
Morän	2000	0	45	0	15	100	0,35	0,30
Injektering	2000	100	35	0,2	5	200	0,25	0,43

$\rho_s$  = jordlagrets densitet,

$c_s$  = jordlagrets kohesion

$\phi_s$  = jordlagrets friktionsvinkel,

$\sigma_{ts}$  = jordlagrets draghållfasthet,

$\psi_s$  = jordlagrets dilationsvinkel,

$E_s$  = jordlagrets elasticitetsmodul,

$\nu_s$  = jordlagrets tvärkontraktionstal,

$K_0$  = horisontalspänningsfaktor,

$z$  = djup under markytan [m].

#### 7.4.3 Vattenförhållanden

Grundvattenytans läge var i verkligheten belägen i berget under jordlagret (Stille, 2015), och därmed också i nivå med eller under tunneln. Inga porvattentryck bedöms uppkomma i jordlagret och vattenytans exakta läge har därför liten betydelse. Av dessa anledningar har denna inte inkluderas i modellen.

### 7.5 Uttagssekvens och förstärkning

#### 7.5.1 Uttagssekvens

En komplicerad uttagssekvens har använts i det verkliga fallet. Denna har förenklats i den numeriska modellen. Uttagssekvensen hämtades från handling tillhörande ritningsnummer entreprenad 9528-12-61 med datum 2010-06-23, från Züblin. Förstärkningen gäller för sträckan km 35+633 till km 35+663, uppdelat i tre olika faser (A, B och C), 10 meter vardera. Salvlängd var 1 meter, och inledningsvis togs galleriet ut för hela sträckan (30 m), följt av utsprängning av pallen för densamma. Beräkningsmodellen omfattar uttag av galleri och förstärkningsåtgärder beskrivna enligt nedan.

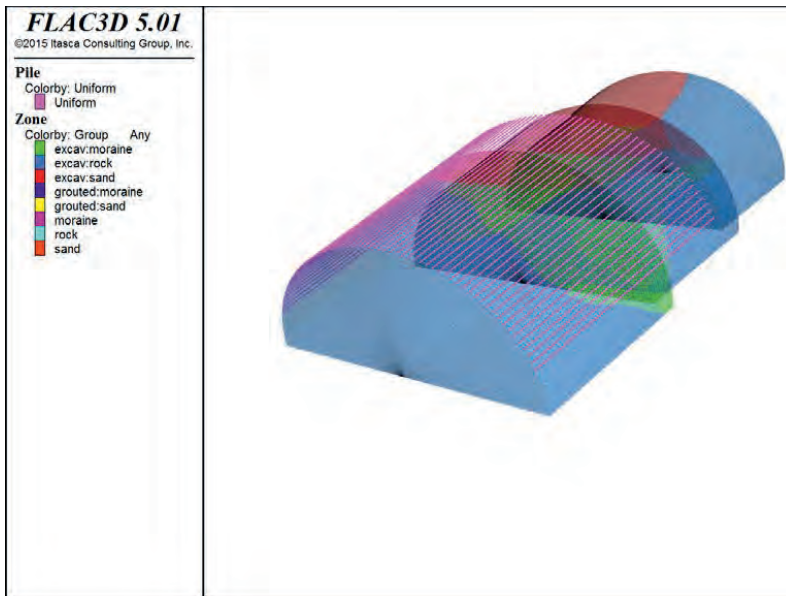
Det första steget av förstärkningen bestod av injektering ("jet grouting"), som simulerats som ett valv med (antaget) styvare och mer hållfast material ovanför anfanget av tunneln. Valvet har 1 meter tjocklek med materialegenskaper enligt kapitel 7.4.2.

Injekteringen påverkade endast jordlagret, vilket innebär att berget inte getts någon högre styvhet även om det finns ovanför anfanget. Efter injekteringen påbörjas uttagssekvensen och följande förstärkningssteg gäller för fas A och B (km 35+633 till km 35+653):

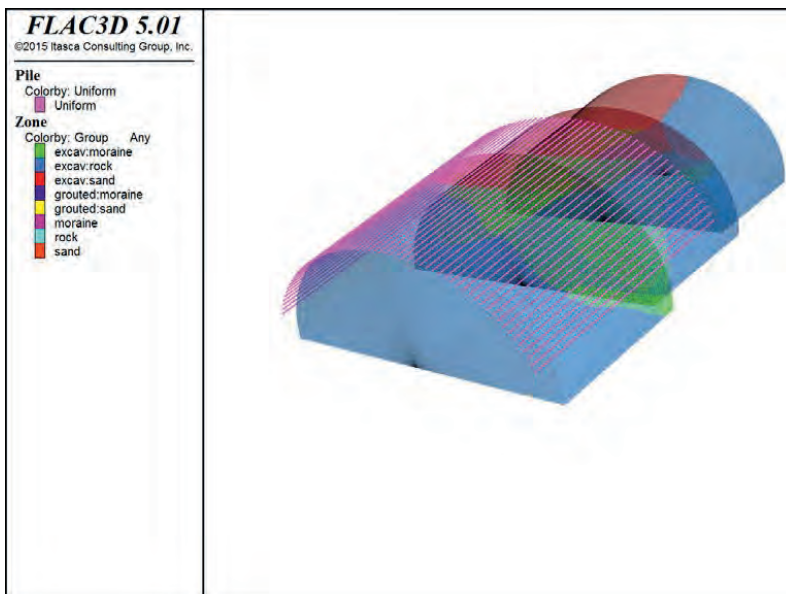
- Steg 1: symmetriskt fördelad förbultning (spiling), som består av 60 st. rör, vardera med en längd av 15 m och ett inbördes avstånd om 0,3 m, samt en longitudinell vinkel på  $7^\circ$  och en total vinkel i tunnelavsnittet på  $150^\circ$  ovanför anfang (se Figur 46).
- Steg 2: ett koniskt uttag av anfanget (salvlängd motsvarar 1 m) som har en vinkel på  $7^\circ$  utåt, med maximal diameter i slutet av varje 10:e meter av uttag (se Figur 47).
- Steg 3: 4 st. bultar i nedre delen av anfanget (2 åt varje sida), vardera med en längd på 5 m och ett inbördes avstånd på ca. 1 m (se Figur 48).
- Steg 4: sprutbetong i hela anfanget med en tjocklek på 35 cm (se Figur 49).

För fas C (km 35+653 till km 35+663) gäller följande uttagssekvens och förstärkningssteg:

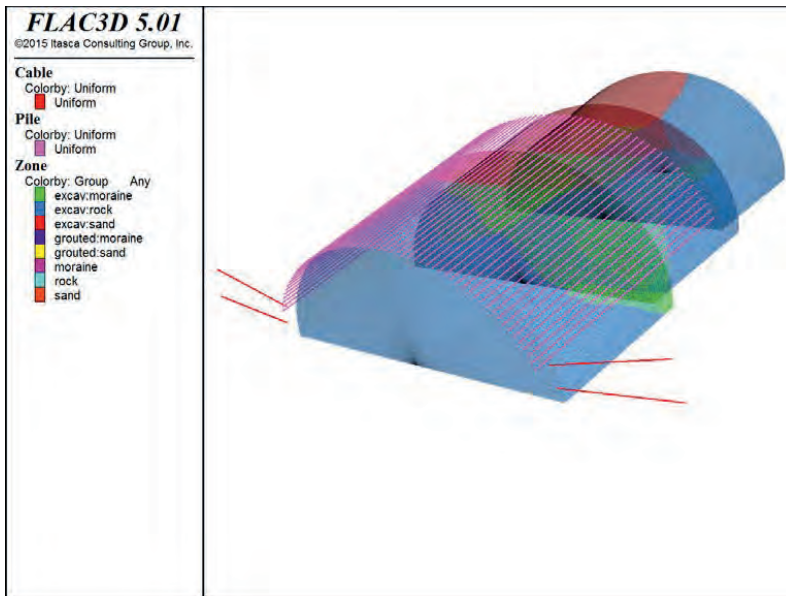
- Steg 1: en asymmetrisk förbultning (spiling), som består av 50 st. rör, vardera med en längd av 15 m och ett inbördes avstånd om 0,3 m, samt en longitudinell vinkel av  $7^\circ$  och en total vinkel i tvärsnittet av  $125^\circ$  ovanför anfang (se Figur 50).
- Steg 2: ett koniskt uttag av anfanget (salvlängd motsvarar 1 m) som har en vinkel av  $7^\circ$  utåt, med maximal diameter i slutet av fas C.
- Steg 3: 5 st. bultar i nedre delen av anfanget (2 åt vänster och 3 åt höger), vardera med en längd om 5 m och bultavstånd på ca. 1 m (se Figur 50).
- Steg 4: sprutbetong i hela anfanget med en tjocklek på 35 cm.



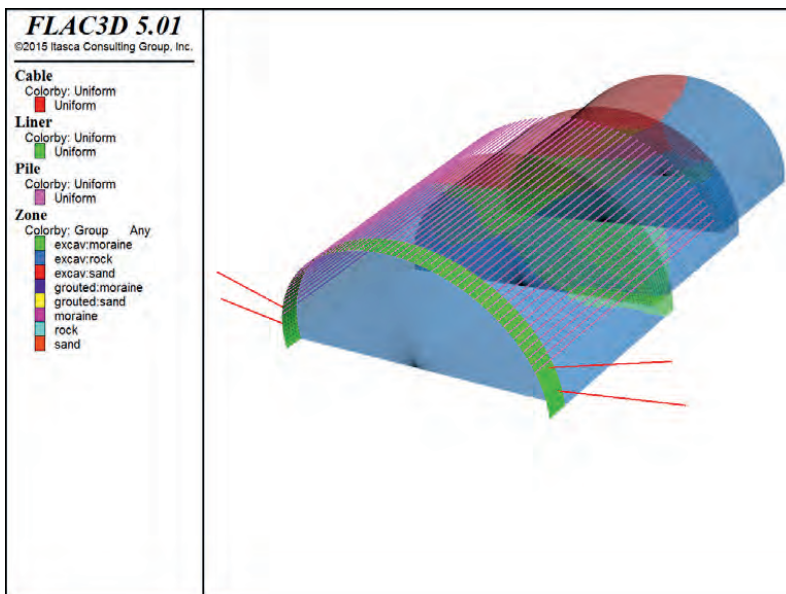
Figur 46 Installation av förbultning (spiling) för fas A (inför uttag).



Figur 47 Uttag av första salvlängd för fas A (km 35+633 till km 35+634).

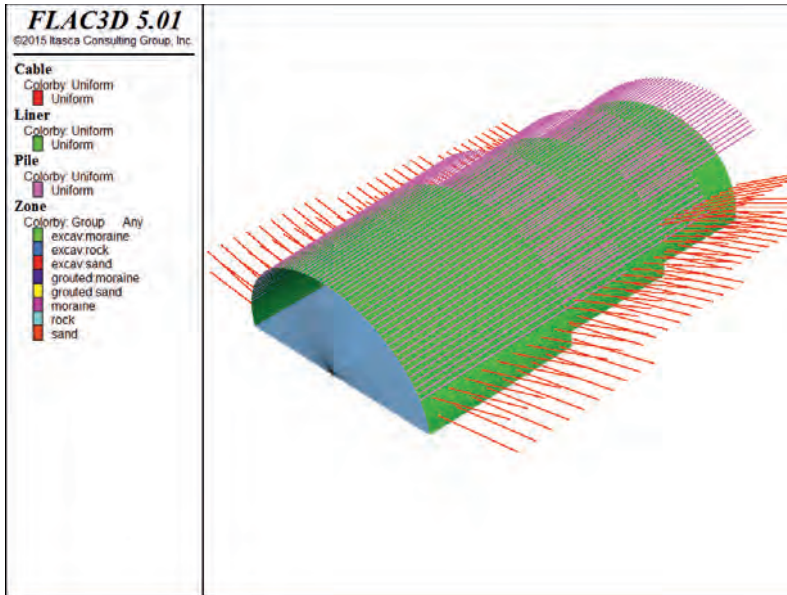


Figur 48 Installation av första set av bultar för fas A (km 35+633 till km 35+634).



Figur 49 Installation av sprutbetong i taket och väggar för första salvlängd för fas A (km 35+633 till km 35+634).





Figur 50 Förstärkt sträcka, med märkbara skillnader för fas A/B och C (km 35+633 till km 35+663).

I modellen gjordes några förenklingar av uttags- och förstärkningssekvensen enligt följande:

- Inga bultar i tunnelfronten simulerades i modellen. I verkligheten fanns det 4 bultar i tunnelfronten i fas A och B och 3 bultar i fas C.
- Sprutbetongbågar och nät inkluderas ej i modellen.
- Uttaget av fronten var mer uppdelat i verkligheten (4, 11 och 10 uttag för fas A, B respektive C). I modellen har hela tvärsnittet tagits ut i ett steg, för att reducera beräkningstiden.
- Ingen sprutbetong i tunnelfronten simulerades i modellen. I verkligheten användes 10 cm i slutet av varje fas.

### 7.5.2 Förstärkningsegenskaper

De mekaniska egenskaperna för sprutbetongen och gränssnittet sprutbetong- berg/jord har valts enligt beskrivningen i Kapitel 5.3.4 (se även Tabell 5 och Tabell 6), med en tjocklek motsvarande 350 mm för detta fall.



Bultar har simulerats som ett elastiskt material, och tar endast upp axiella krafter. Materialegenskaper för bultar och kontakten ingjutning-bult visas i Tabell 16 respektive Tabell 17.

Tabell 16 Mekaniska egenskaper för bultar (värden från Rosengren (2004)).

$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_m$ [GPa]	$\nu$	Diameter (mm)	Längd (m)	Karakteristisk tryckbärförmåga [MPa]	Karakteristisk dragbärförmåga [MPa]
7800	200	0,3	20	5	246	246

$\rho$  = densitet,  $E$  = elasticitetsmodul,  $\nu$  = tvärkontraktionstal

Tabell 17 Mekaniska egenskaper för kontakten ingjutning-bult (värden från Rosengren (2004); Itasca (2010)).

Skjuvmodul [GPa]	Tjocklek [mm]	Tryckhållfasthet [MPa]	Styvhet [GPa/m]	Kohesion [KN/m]	Friktionsvinkel [°]
9,0	10	20,0	8,15	565	40

Spiling har simulerats som ett rör utan ingjutning, vilket innebär att endast rören fylls med cement, inte volymen mellan rör och jord (Volkman & Schubert, 2009). Gränssnittet mellan jord och rör har simulerats under antagandet att brott uppkommer i jord (Itasca, 2012). Materialegenskaper för spiling och gränssnittet jord-rör visas i Tabell 18 respektive Tabell 19.

Tabell 18 Mekaniska egenskaper för spiling.

$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$E_m$ [GPa]	$\nu$	Diameter (mm)	Godstjocklek (mm)	Längd (m)	Yttröghets- moment [m <sup>4</sup> ]	Polärt Yttröghets- moment [m <sup>4</sup> ]
7800	200	0,3	160	10	15	$1,33 \cdot 10^{-5}$	$2,66 \cdot 10^{-5}$

$\rho$  = densitet,  $E$  = elasticitetsmodul,  $\nu$  = tvärkontraktionstal

Tabell 19 Mekaniska egenskaper för gränssnittet mellan jord-rör (Itasca, 2012).

Skjuvstyvhet [GPa]	Normalstyvhet [GPa]	Kohesion [MPa]	Friktionsvinkel [°]
200	2000	0	35

## 7.6 Beräkningsfall

Beräkningsfallen har bestämts med hänsyn till slutsatserna från principstudien och där följande beaktanden gjorts.

- Spänningstillståndet bedöms inte att påverka resultaten i någon högre grad, varför endast ett spänningsförhållande har analyserats (enligt avsnitt 7.4.1).

- Grundvattenytans läge, i det fall den ligger i jordlagret, kan antas påverka resultaten i hög grad, men erfarenheter från drivningen visade att grundvattenytan var belägen under jordlagret och därmed har ingen grundvattenyta analyserats i modellen.
- Stratigrafin samt tunnelns djupläge bedöms ha stor betydelse. En detaljerad modell har tagits fram och det verkliga djupläget har simulerats.
- Jordmaterialets egenskaper bedöms ha stor betydelse för resultaten av analyserna. Därför har kohesionen av sand/åsmaterial och morän varierats i syfte att kalibrera modellen.
- Förstärkning i modellen bedöms ha måttlig påverkan på resultaten och två extra beräkningsfall har analyserats.

Kalibreringen har gjorts med fyra uppsättningar materialparametrar, där kohesion av sand/åsmaterial och morän har varierats, eftersom viss osäkerhet för dessa parametrar finns. Som beskrivits ovan har också två beräkningsfall med olika kombinationer av förstärkning analyserats. Alla utförda analyser för tunnelpassagen under Maria Magdalena Kyrka redovisas i Tabell 20.

Tabell 20 Utförda analyser för tunnelpassage under Maria Magdalena Kyrka.

	Kohesion av sand/åsmaterial [kPa]	Kohesion av morän [kPa]	Förstärkningsändring
Test 60	0,0	0,0	-
Test 61	5,0	5,0	-
Test 62	2,0	2,0	-
Test 63	3,0	3,0	
Test 64	2,0	2,0	Ingen spiling inkluderad
Test 65	2,0	2,0	Ingen injektering inkluderad

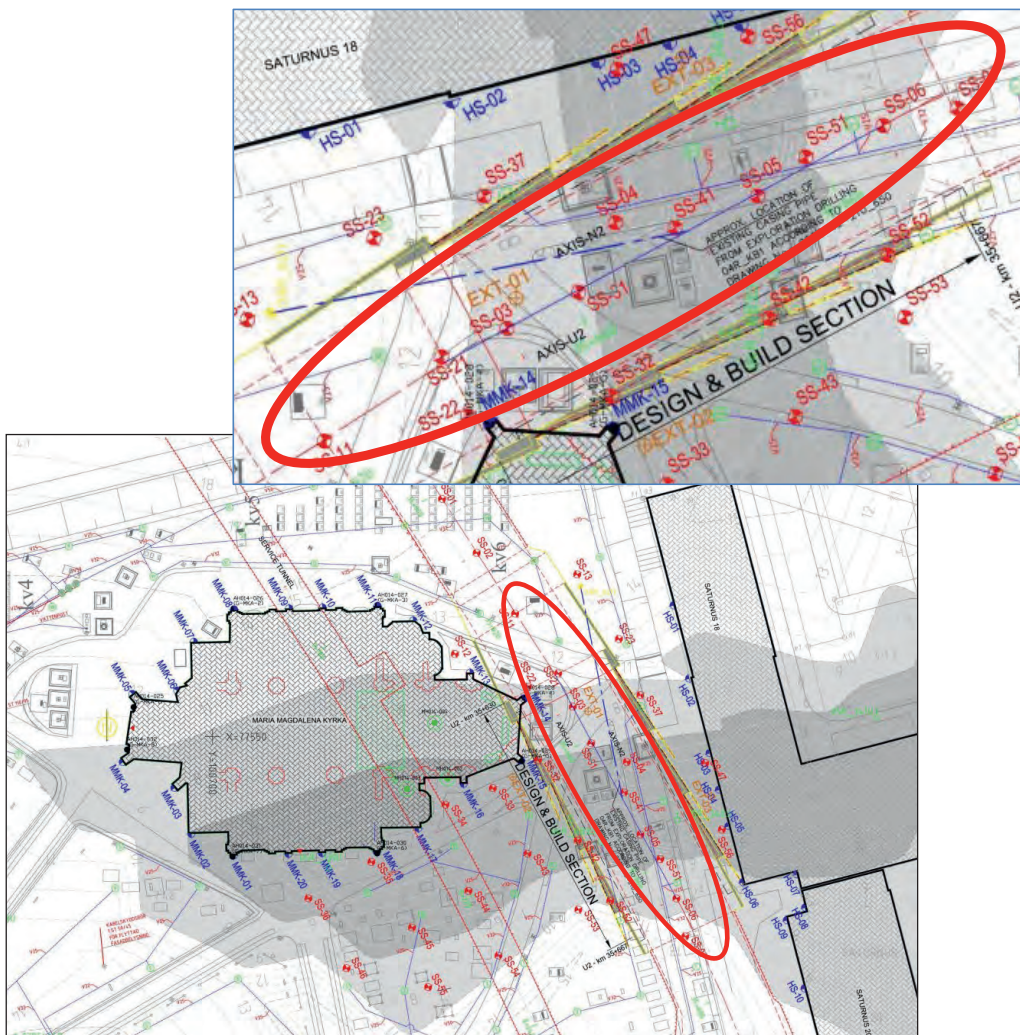
## 7.7 Resultat

### 7.7.1 Kalibrering av modellen

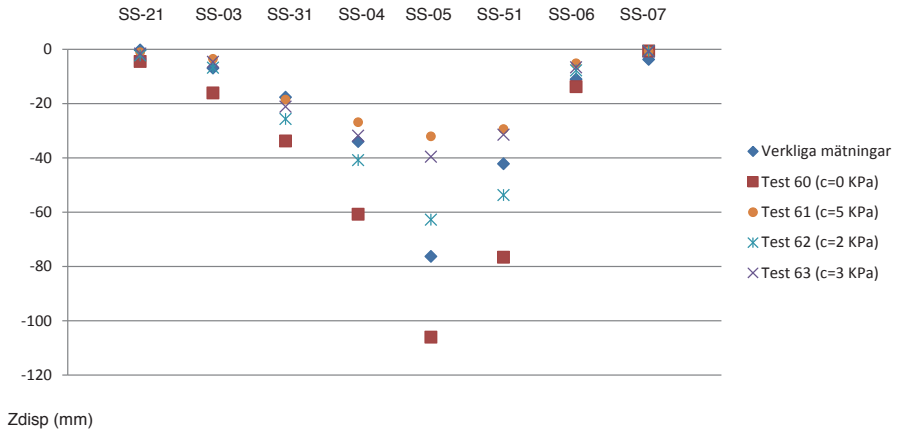
Kalibrering av modellen har genomförts genom jämförelser mot uppmätta deformationer på markytan. Vid kalibreringen har det antagits att den analyserade sträckan (km 35+633 till km 35+663) drevs fram till mars 2012. Uppmätta sättningar finns för denna tidsperiod från mätningar på ytpeglar placerade på markytan, ungefär i mitten av tvärsnittet av tunneln (se Figur 51).

Beräknade vertikala deformationer (sättningar) på markytan representeras i Figur 52, tillsammans med uppmätta värden. Detta visar att modellen är mycket känsligt för

värdet på kohesionen i morän och sand/åsmaterial. Den bedömt bästa överensstämmelsen mellan beräknade och uppmätta sättningar på markytan erhöles för beräkningsfall Test 62, motsvarande en kohesion på 2,0 kPa. Detta fall har använts för de fortsatta beräkningarna och utvärderingarna.



Figur 51 Plankarta över området runt Maria Magdalena Kyrka, där zonen med tillgänglig mätdata på deformationer visas i rött. Området med mätpunkter är uppförstorat i den övre bilden.



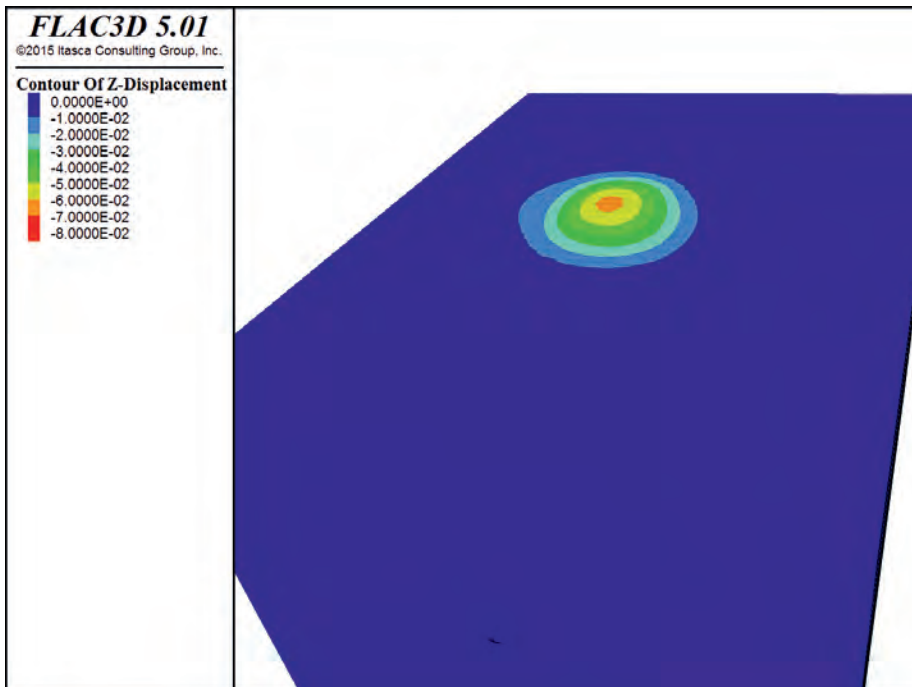
Figur 52 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Test 60, Test 61, Test 62 och Test 63, samt resultat från mätningar.

### 7.7.2 Utvärdering och tolkning

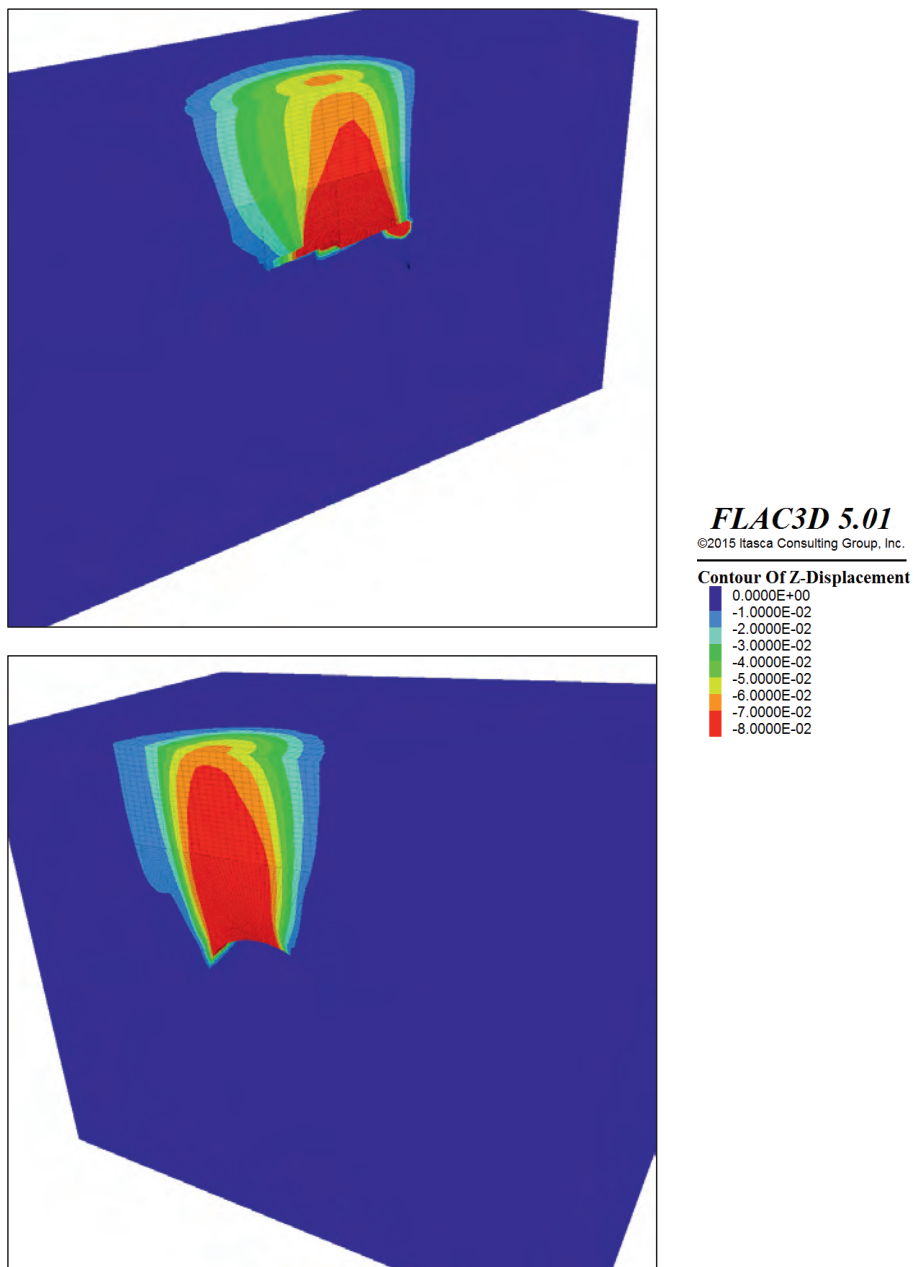
Resultaten från beräkningarna har främst utvärderats med avseende på skjuvtöjningar och deformationer. Resultaten redovisas endast för beräkningsfallet Test 62, d.v.s. det fall som bäst representerar det uppmätta beteendet. Beräknade deformationer är positiva i koordinataxlarnas riktning. Deformationer i vertikalriktningen är således positiva uppåt. Skjuvtöjningar är alltid positiva.

Beräknade vertikala deformationer efter att tunneln har drivits klart visas i Figur 53 och Figur 54. Resultaten visar att deformationer på markytan är koncentrerade till en begränsad yta ovanför tunneln, med maximal deformation på ca 70 mm (runt km 35 + 654). Dessutom kan man i Figur 52 se att stora deformationer uppkommer i jordlagren ovanför tunneln. Dessa uppkom inte i verkligheten, förmodligen som följd av att drivningen stoppades (i modellen har inget stopp av drivningen simulerats).

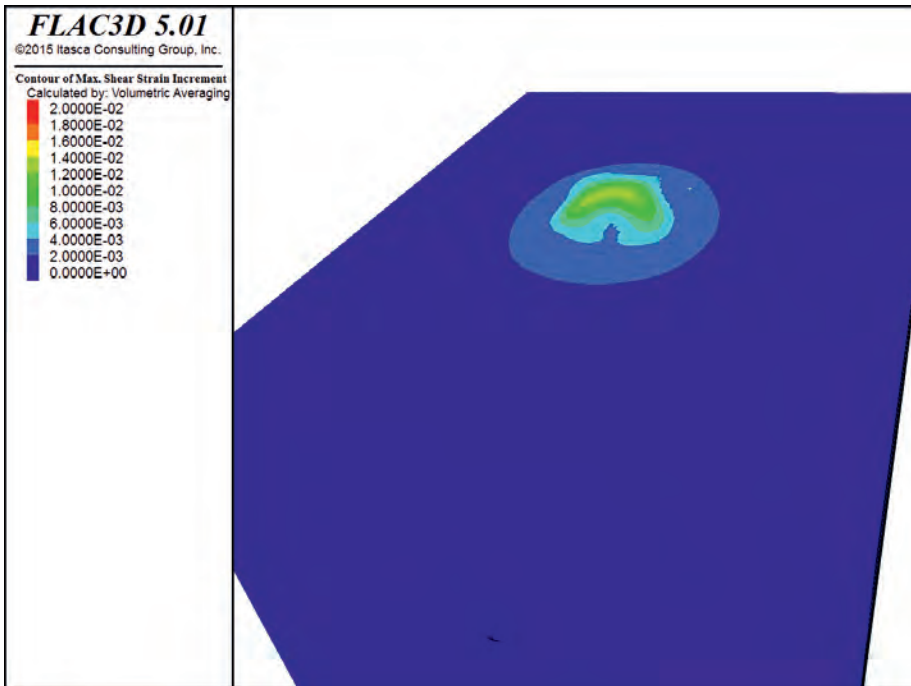
Beräknade skjuvtöjningar efter att tunneln har drivits klart visas i Figur 55 och Figur 56. Figureerna indikerar att kritiska värden på skjuvtöjningar uppnåts i en stor del av tunneln, vilket kan leda till lokal kollaps i vissa delar av tunneln.



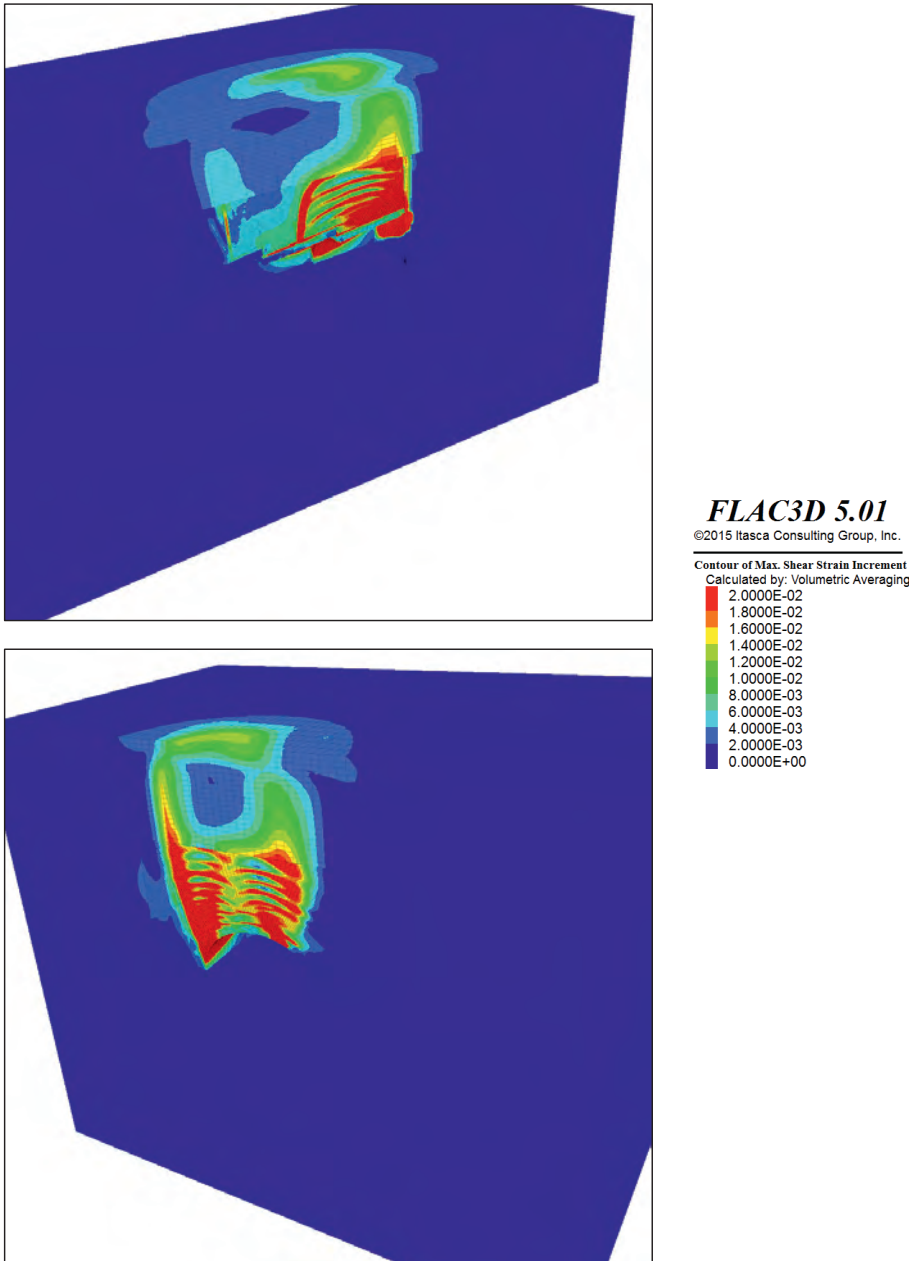
Figur 53 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Test 62.



Figur 54 Beräknade vertikala deformationer för Test 62 i longitudinell profil i mitten av tunnelaxeln (övre bild) och i tvärsnittet motsvarande km 35+654 (nedre bild).



Figur 55 Beräknade skjuvtöjningar på markytan för Test 62.



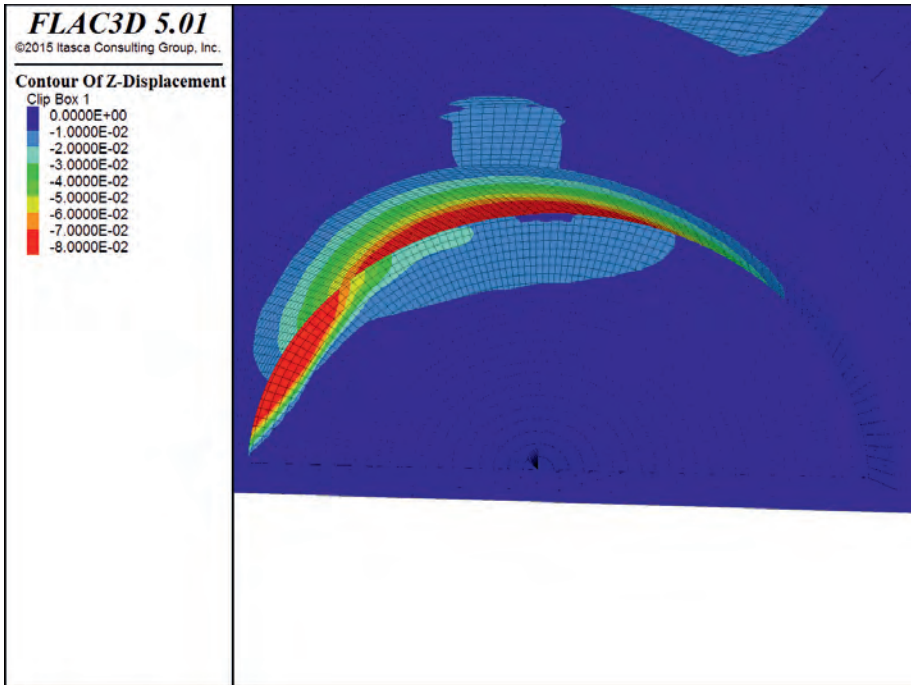
Figur 56 Beräknade skjuvtöjningar för Test 62 i longitudinell profil i mitten av tunnelaxeln (övre bild) och i tvärsnittet motsvarande km 35+654 (nedre bild).



I Figur 57 visas raset som uppstod i tunneln (km 35+649) och Figur 58 visas beräknade deformationer vid tidpunkten för raset. Beräkningsmodellen visar på en kvalitativt god överensstämmelse med verkligt beteende, men den exakta mekanismen reproduceras ej (vilket inte heller var syftet med analyserna).



Figur 57 Raset i tunnelpassage under Maria Magdalena Kyrka (Foto: Björn Stille).



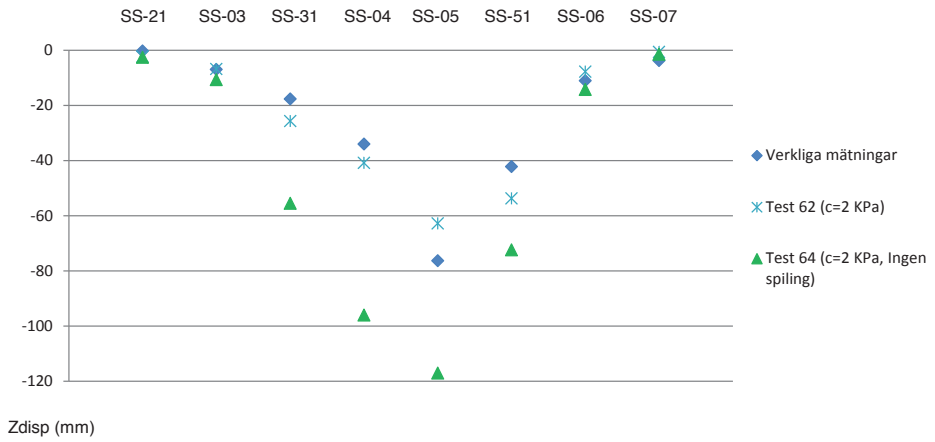
Figur 58 Beräknade vertikala deformationer runt tunneln när kollaps skedde (km 35+649) för Test 62.

### 7.7.3 Extra beräkningsfall

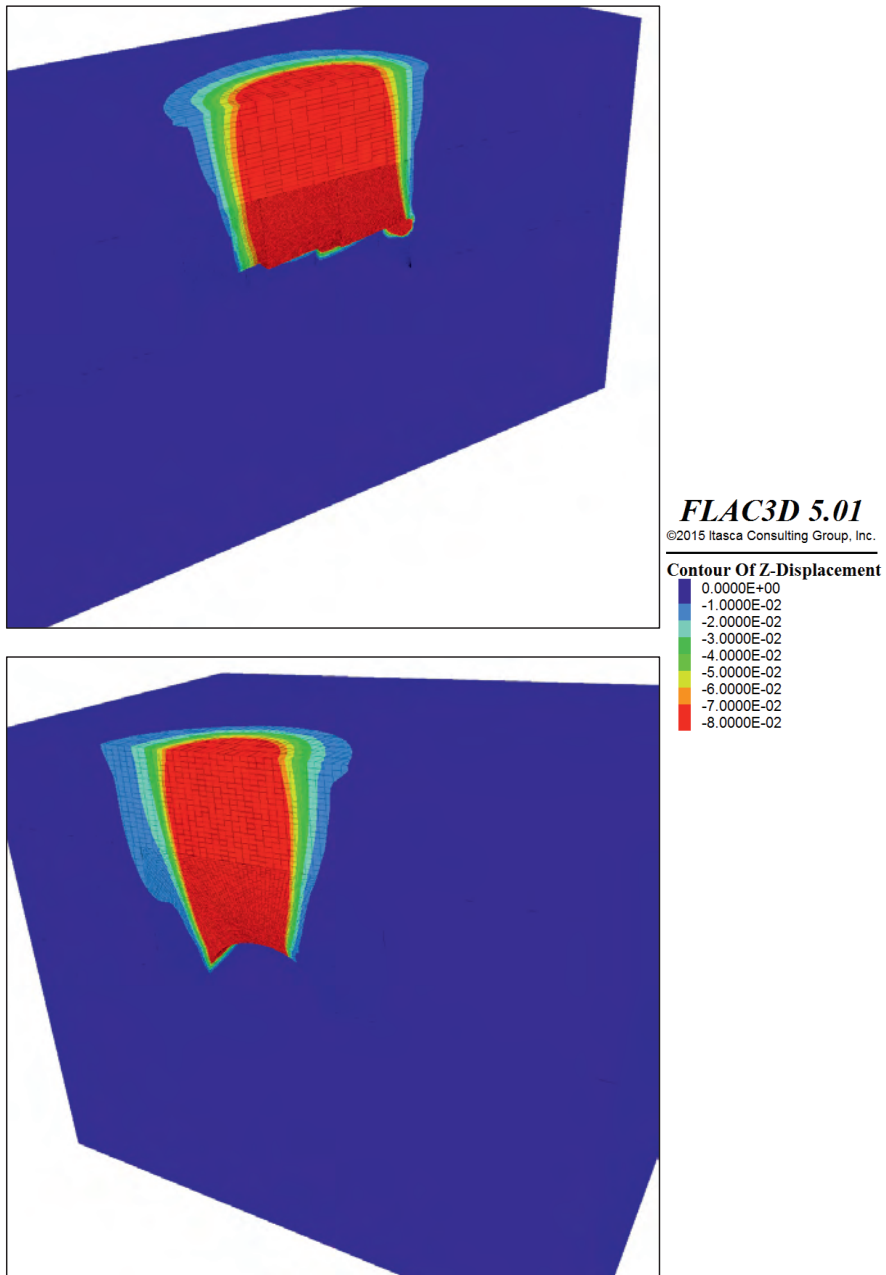
En av slutsatserna från principstudien var att installerad förstärkning påverkar storlek och omfattning av deformationer på markytan. Med detta som utgångspunkt har två extra fall analyserats (Test 64 och Test 65), se Tabell 20. I Test 64 har ingen spiling inkluderats i förstärkningssekvenserna, och i Test 65 har ingen injektering inkluderats i modellen.

Resultaten av dessa två extra fall visar att förstärkningen påverkar deformationer på markytan i hög grad. För Test 64 (fall utan spiling) uppkommer vertikala deformationer på markytan som är ungefär dubbelt så stora som för Test 62 (med spiling), se Figur 59 och Figur 60. Stora deformationer uppkommer ovanför tunneltaket (jämför Figur 54 med Figur 60) och en tidigare kollaps av tunnelfronten än i verkligheten hade förmodligen skett, ifall spiling inte använts.

Resultat för Test 65 (fall utan injektering) visas inte på grund av omfattande kollaps av tunneln. Modellen kan inte nå jämvikt för Test 65. Detta tyder på att injekteringen, såsom den simulerades i modellen med antagen kohesionsökning, var ett absolut krav för stabiliteten.



Figur 59 Beräknade vertikala deformationer på markytan för Test 62 och Test 64, tillsammans med resultat från mätningar.



Figur 60 Beräknade vertikala deformationer för Test 64 i longitudinell profil i mitten av tunnelaxeln (övre bild) och i tvärsnittet motsvarande km 35+654 (nedre bild).

## 7.8 Sammanfattning och diskussion

Baserat på resultaten från genomförda beräkningar för tunnelpassage under Maria Magdalena Kyrka kan följande slutsatser dras:

- Kalibreringen av beräkningsmodellen, utifrån en variation i kohesion i morän och sand/åsmaterial, gav en kvantitativt god överensstämmelse med verkligt beteende. De beräknade deformationerna på markytan stämmer med uppmätta deformationer, och kollapsen av tunneln uppvisades också i beräkningsmodellen.
- Deformationer på markytan är mycket känsliga för variationer i jordlagrens skjuvhållfasthet, vilket också visades i principstudien. Detta gäller särskilt för fallen med låg kohesion, där en ändring från 2,0 till 0 kPa leder till ökade deformationer på markytan med upp till 100 % för detta praktikfall. Kalibreringen utfördes genom en variation i kohesion men det är möjligt att en god överensstämmelse även skulle kunnat erhållas för andra parameterintervall.
- Tunnelförstärkningen påverkar i hög grad resultaten, vilket också visades i principstudien. Att inte ha spiling i modellen leder till ökade deformationer på markytan med upp till 140 %. Att inte simulera injektering i modellen orsakar en omfattande kollaps i tunneln, vilket uppvisar att injektering, på det sätt som den simulerades med antagen ökning av kohesionen i jordmaterialet, var absolut nödvändig för att undvika omfattande kollaps i tunnelpassagen under Maria Magdalena Kyrka.



## 8 DISKUSSION

Tunneldrivning med tvärsnitt i både jord och berg förekommer relativt ofta även om det är kortare partier av tunnlar i de flesta fall. Av studerad litteratur framkommer att internationellt är förhållandena vanligare än i svenska förhållanden och att TBM används för drivningen mer eller mindre generellt. Flera sentida projekt i Sverige har dock haft denna typ av förhållanden och möjligen kan omfattningen också öka då många tunnlar byggs i urban miljö där möjligheter att variera en tunnels sträckning i plan och profil är begränsade.

Den omgivningspåverkan som sker i form av deformationer behöver kunna uppskattas och man behöver också kunna bedöma om det finns alternativ byggteknik som minskar denna. För båda dessa syften behövs kunskap om vad som påverkar uppkomma deformationer.

I föreliggande studie har ett antal parametrar studerats med syfte att validera deras betydelse för storleken på deformationer. Problemet är teoretiskt komplicerat och studien har baserats på att isolerat studera en parameter åt gången och bedöma dess påverkan. Sammantaget har resultaten visat att jordens stratigrafi och jordlagrets egenskaper (friktons- eller kohesionsmaterial) är de faktorer som påverkar beräknade deformationer mest. Bergspänningarnas magnitud och riktning påverkar minst av de faktorer som studerats. Detta ger en indikation om vad som är viktig att inrikta undersökningar mot för att kunna bedöma deformationer. Beräkningstekniskt har också framkommit att huruvida glidning tillåts (eller ej) i gränssnittet mellan jord och berg kan ha väsentlig påverkan på resultaten, särskilt då tunneln till en större del är belägen i jord.

I praktikfallsstudien demonstrerades att en god anpassning till uppmätta deformationer kunde simuleras. Det framkom också att materialparametrarna får stor inverkan på resultatet och att relativt små variationer i hållfasthetsparametrar får stor inverkan på beräknade deformationer. Den erhållna goda anpassningen till uppmätta deformationer kunde eventuellt även uppnås med andra parameterintervall och vilket parameterintervall som bäst beskriver situationen i fält är svårt att avgöra. Därtill kan noteras att Mohr-Coulombs brottmodell sällan beskriver ett jordmaterials faktiska deformations- och brottbeteende väl, även om en god anpassning nåddes i detta fall.

Svårigheten att beskriva jordmaterialets egenskaper, via karakterisering eller provning, komplicerar prognoser på denna typ av konstruktion. Låga värden på kohesionen, mellan 0 och 5 kPa, visade på relativt stora skillnader i deformation. Värdena på kohesionen får betraktas som en beskrivning av ett kurvintercept från Mohr-Coulombs brottlinje, eller möjligen falsk kohesion. Att detta värde får relativt stor betydelse indikerar därmed att noggranna materialundersökningar i ett relevant

spänningsintervall krävs, vilket för kohesion kan vara både utförandetekniskt svårt och kostsamt. Detta har inte studerats vidare inom detta arbete men en fördjupad känslighetsstudie på hur en ändring i beskrivning av kohesion, friktionsvinkel och deformationsmodul påverkar beräknad deformation i olika spänningsintervall skulle vara värdefull.

I det studerade praktikfallet visade sig att den injektering ("jetgrouting") som utförts hade en stor inverkan på tunnelstabilitet och deformationer. Det bör noteras att injekteringen antogs ge en styvhets- och hållfasthetsökning, främst via ökad kohesion, för jordlagret, vilket var vad som simulerades i modellen. De verkliga egenskaperna har inte verifierats, men antagandet är att injekteringen gav en ökning av kohesionen. I studien har fallen med och utan injektering studerats. Det finns dock fallet att man har ett mellanting, en otillräcklig injektering i vissa partier. Detta falls påverkan på deformationer skulle också behöva studeras för en mer komplett bild.

För framtida tunneldrivningar kan resultaten från denna rapport användas för att inrikta undersökningarna som utförs och som underlag för beräkningsmetodik. Att göra en träffsäker prognos på vilka deformationer som uppkommer är naturligtvis svårt men relativa jämförelser där förstärkningsmängder eller grundläggningsdjup varierar kan vara mycket värdefulla som indikationer. Det förefaller också tydligt, baserat på resultaten, att känslighetsanalyser framförallt avseende jordlagrets egenskaper (hållfasthet- och deformationsegenskaper) är värdefulla. En detaljerad bild bedöms inte krävas av bergets egenskaper eller spänningarnas magnitud och riktning, förutsatt att det är vanligt förekommande kompetent berg. Detta gäller för fallet med heterogena förhållanden och där skillnaden mellan jord- och bergmaterialets hållfasthet är uppskattningsvis 10 ggr eller mer, samt att det är "distinkta" lager/zoner av jord i eller ovanpå berget. Dessa förutsättningar måste således bekräftas först, men där så är fallet bör resurser därefter läggas på att undersöka jordlagrens egenskaper, och inte bergets.

Uttagsordningen visar inte i denna studie på någon avgörande betydelse för deformationernas storlek även om denna naturligtvis är mycket betydelsefull i ett byggerspektiv.

Avgränsningarna i studien är flera och dessa bör på olika vis hanteras i framtida studier och i framtida projekt. Vår bedömning är exempelvis att "flowing ground" i hög grad är en byggfråga och om man i byggskedet kan undvika "flowing ground" ska denna fråga inte inverka på deformationerna. Avseende val av brottmodell och om analyserna görs som kontinuum eller diskontinuum samt förekomst av vibrationer är frågor som kan påverka deformationernas storlek. Dessa kan i framtida studier ägnas mer uppmärksamhet än vad som gjorts i denna studie.



## 9 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER TILL FORTSATT ARBETE

### 9.1 Slutsatser

Den litteraturstudie som genomförts visar att det finns mycket begränsat med erfarenheter och studier inriktade mot aktuell frågeställning gällande starkt heterogena förhållanden på berg och jordlager och konventionell drivningsteknik (borrning och sprängning). Huvudsakligen beskrivs i litteraturen fall där relativt mjuka bergtyper överlagras av jord och där TBM valts som drivningsmetod.

Avseende deformationer rapporteras i litteraturen huvudsakligen erfarenheter kopplade till mängden överberg vid TBM drivning. Vid överberg uppstår större markdeformationer. I tunneldrivning med konventionell teknik och heterogena förhållanden behövs en förstärkning ända fram till fronten och möjligen även framför fronten. Tillämpning med för-förstärkning, exempelvis spiling, är dock inte aktuellt vid TBM drift och därmed blir problemställningarna något olika vid TBM drift och konventionell drivning. I samband med TBM drift och heterogena förhållanden installeras vanligen direkt en strukturellt bärande inklädnad som är en mycket kraftigare förstärkning än den driftsförstärkning som normalt tillämpas i svenska tunnlar.

I de numeriska modellanalyser som utförts i föreliggande studie har undersökts vilka egenskaper som påverkar deformationerna. De huvudsakliga slutsatserna av denna studie är att jordens stratigrafi och jordlagrets egenskaper är faktorer som i högst grad styr hur stora deformationer som uppkommer, både runt tunneln och på markytan.

I fallet med ett delat tvärsnitt där jord överlagrar berg är tunnelns placering i djupled relativt gränsen mellan jord och berg styrande för storleken på deformation och deformationen blir huvudsakligen en sättning. I fallet med en tvärande zon fyllt med jordliknande material visade studien att zonens bredd avgör om sättning eller hävning uppkommer.

I båda fallen är jordlagrets egenskaper styrande för nivån på deformation och noggranna undersökningar på jordmaterialet är värdefullt. Känslighetsanalyser bör också tillämpas på parameterintervall inom ett relevant intervall.

Resultaten visar vidare att bergets egenskaper och spänningarnas magnitud och riktning har liten påverkan, givet att det är betydande skillnad mellan jord- och bergmaterialets hållfasthet. Avseende vatten har en statisk vattennivå studerats. Grundvattenytans läge har betydelse för deformationerna i fall med kohesionsjord men liten betydelse i fallet med friktionsjord. Uttagssekvensen framkommer som mindre betydelsefull men hänsyn till deformationernas storlek.

Den beräkningsmetodik som nyttjats bedöms generellt sett lämplig och ge tillförlitliga resultat vad gäller deformationsmönster, generell tunnelstabilitet, samt läget för

uppkomna större deformationer och/eller överbelastning. Det bör dock noteras att brottmekanismer för exempelvis friktionsmaterial ("flowing ground"-fenomen) inte reproducerats i denna typ av modeller. Detta kan behöva ägnas mer fokus i framtida arbeten.

För att ha kontroll på skedet vid svåra passager i allmänhet, och passager med tvärsnitt i både jord och berg i synnerhet, är bedömningen att detaljerade analyser bör utföras. Även om analyserna omfattar flera osäkerheter och förhållanden som är svåra att beskriva så ger beräkningar insyn i vilka faktorer som är/kan vara viktiga och kan ge tidiga indikationer på oönskade effekter vad gäller både deformationer och ras. Beräkningarna behövs enligt vår bedömning i observationsmetodens tillämpning för att sätta upp kriterier för förväntat beteende och för hantering av riskscenarier i byggskedet.

## 9.2 Rekommendationer till fortsatt arbete

Eftersom komplexiteten i frågeställningen är omfattande har föreliggande studie begränsats i vissa avseenden. Som exempel på begränsningar är att endast två typfall studerats i principstudien och endast ett praktikfall simulerats.

Bedömningen är att fler principfall skulle vara värdefulla med syfte att precisera hur geometrin inverkar på deformationerna. Ett specifikt ytterligare typfall skulle vara ett "yxhugg" i berget.

Värdefullt vore om studien kompletterades med mer detaljerade beräkningar som visar hur variationer i parameterområdet för hållfasthets- och deformationsegenskaper påverkar beräknade deformationer. Detta kan ge inriktning på hur känslighetsanalyser bör utföras i verkliga projekt genom att specificera vilka egenskaper som både är mer osäkra och har betydande påverkan på resultaten.

Vidare bedöms ytterligare praktikfall vara av värde. Vår rekommendation är att i högre grad dokumentera och tillgängliggöra svåra passager i projekt så att dessa kan studeras och användas för forskning och kunskapsuppbyggnad. Det som önskas för den typ av beräkningar som utförts i denna studie är dokumentation på jordens stratigrafi, materialegenskaper och uppföljning av deformationer runt tunneln och på markytan. En viktig rekommendation är att för de fall som studerats i detta arbete (svagt jordmaterial, starkt berg, distinkta gränser mellan jord och berg) så kan undersökningsinsatser fokuseras på jordlagrens egenskaper och geometri. Befintliga resurser kan därmed inriktas på det som ger mest nytta för pengarna i ett givet fall.

För kunskapsuppbyggnad är det också viktigt att ta tillvara de tillfällen som erbjuds till analyser av svåra passager och att utföra dessa i tidiga skeden så väl som i sena skeden. Som bransch är det viktigt att påtala både de kunskapsuppbyggande behoven av analyser, såväl som de rent projektspecifika behoven. Värdefullt är exempelvis om man

kan jämföra och dra erfarenheter från analyser av en svår passage från det tidiga skedet till uppföljning efter färdigställande. För detta krävs en kontinuerlig dokumentation och bra är därför om fler publicerar och presenterar sina analyser vid olika branschdagar.



**FÖRFATTARNAS TACK**

Föreliggande arbete har följts av en referensgrupp vars aktiva deltagande och bidrag till arbetet har varit mycket uppskattat. Referensgruppen har bestått av Per Tengborg, BeFo, Robert Sturk, Skanska, Björn Stille, Sweco, Åsa Fransson, Chalmers, L-O Dahlström, NCC/Chalmers och Rikard Gothäll, Tyréns.

Vi uppskattar också den hjälp vi fått med att ta fram ett praktikfall. Robert Sturk, Skanska, och Kenneth Rosell, Trafikverket hjälpte oss undersöka en del av Hallandsås som praktikfall som senare aldrig användes. Hjälpen är trots detta mycket uppskattad. Frank Willer, Trafikverket har bidragit på ett betydelsefullt sätt till vi fick underlag från passage Maria Magdalena kyrka på Citybanan, där även Per-Evert Bengtsson, SGI, Rikard Gothäll, Tyréns, L-O Dahlström, NCC/Chalmers samt Björn Stille, Sweco, bidragit med underlag. Att vi fått Trafikverkets och Züblins tillåtelse att använda material från Citybanan uppskattas mycket. Ett tack riktas också till Augusto Lucarelli, Itasca Consulting Group Inc. (Minneapolis), för hjälp och tips med den tredimensionella beräkningsmodellen för praktikfallet.



## REFERENSER

- Anagnostou, G., & Rizos, D. (2009). Geotechnical and contractual aspects of urban tunnelling with closed shields. I *ITA-AITES World Tunnel Congress 2009 - Safe tunnelling for the city and environment*. Budapest.
- Babendererde, S., Hoek, E., Marinos, P., & Cardoso, A. S. (2004). Characterization of granite and the underground construction in metro do Porto, Portugal. I *International Conference on Site Characterization, 19-22 September 2004, Porto, Portugal*. Porto, Portugal.
- Barla, G. (2000). Lessons learnt from the excavaton of a large diameter tbm tunnel in complex hydrogeological conditions. I *ISRM International Symposium, 19-24 November 2000, Melbourne, Australia* (s. 58 p). Melbourne, Australia.
- Boverket. (2004). *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04*.
- Brandscombe, L., & Diederichs, M. S. (2010). Tunnel liner design in heterogeneous or anisotropic ground. I *Eurock 2010*. Lausanne, Schwizerland.
- CEED. (2012). Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories (up to October, 2012). Hämtad från [http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/doc/HK NotableTunnel Cat.pdf](http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/doc/HK%20NotableTunnel%20Cat.pdf) (2015-04-09 )
- Chakeri, H., Ozcelik, Y., & Unver, B. (2013). Effects of important factors on surface settlement prediction for metro tunnel excavated by EPB. *Tunneling and underground space technology*, (36), 14–23.
- Clough, G. W., & Leca, E. (1993). EPB Shield Tunneling in Mixed Face Conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:10(1640)
- Cording, E. J., & Hansmire, W. H. (1975). Displacements around soft ground tunnels. I *5th Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, 17-22 November 1975, Buenos Aires, Argentina* (s. 569–633). Buenos Aires, Argentina.
- Dano, C., Hicher, P. Y., & Tailliez, S. (2004). Engineering properties of grouted sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(3), 328–338. doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:3\(328\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:3(328))
- Fujita, K. (1981). On the surface settlements caused by various methods of shield tunneling. I *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 15-19 June 1981, Stockholm, Sweden* (s. 609–610). Stockholm, Sweden.
- Hanafy, E. A. (1980). Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement. I *Underground rock engineering, Proc. 13th Canadian rock mechanics symposium*, (s. 119–125). Canada.

- Handboken Bygg: Geoteknik*. (1984) (3e uppl.). Stockholm: LiberFörlag.
- Holmberg, M. (2014). Personlig kommunikation.
- Itasca. (2010). Guidelines for Mine Tunnel Support Design. *Internal Itasca report: ICG09-2456-9-25D, July, 2010*.
- Itasca. (2011). FLAC. Version 7.0. User's Guide. Minneapolis, USA: Itasca Consulting Group, Inc.
- Itasca. (2012). UDEC. Version 6.0. User's Guide. Minneapolis, USA: Itasca Consulting Group, Inc.
- Johansson, T. (2009). *Artificial ground freezing in clayey soils. Laboratory and field studie of deformations during thawing at the Bothinia line*. Doctoral Thesis. Royal Institute of Technology, KTH. Department of Civil and Architectural Engineering. Division of Soil and Rock Mechanics. TRITA-JOB PHD 1014.
- Lambrughi, A., Medina Rodríguez, L., & Castellanza, R. (2012). Development and validation of a 3D numerical model for TBM-EPB mechanised excavations. *Computers and Geotechnics*, (40), 97–113.
- Larsson, R. (2008). *Information 1, Jords egenskaper* (5e uppl.). Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P.-E., Alén, C., Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). *Information 3, Skjuvhållfasthet-utvärdering i kohesionsjord* (2a uppl.). Linköping: Statens geotekniska institut.
- Leander, M. (2008). Norrströmstunneln, del Station City. Dimensioneringsunderlag berg. *Dokument 9523-13-025-023 (2008-10-31)*.
- Lindfors, U. (2008). Citybanan i Stockholm. Dimensioneringsrapport, typförstärkning. *Dokument 9528-13-025-05 (2008-05-31)*.
- Maidl, U. (2005). Geotechnical and mechanical interactions using the earth-pressure balanced shield technology in difficult mixed face and hard rock conditions. I *International World Tunnel Congress - Underground Space Use. Analysis of the Past and Lessons for the Future, Istanbul, Turkey, 7-12 May 2005* (s. 723–728). Istanbul, Turkey.
- Malmgren, L. (2005). *Interaction between shotcrete and rock : experimental and numerical study*. Doctoral thesis 2005: 48, Luleå University of Technology, ISSN: 1402–544.
- Marinos, P. G., Antoniou, A. A., Novack, M. G., Benissi, M. D., Rovolis, G. D., Papadatos, I. S., & Angelidaki, K. I. (1998). TBM excavation in weak and heterogeneous rock masses for the Athens Metro. I *8th International IAEG Congress*. Balkema, Rotterdam.
- Ortiz, R. J. M., Gallego, S. F., & Monroy, C. J. C. . (2007). Geotechnical aspects of the Metroren of Gijon (Spain). I *European conference on soil mechanics and geotechnical engineering*,



- 14: *Geotechnical engineering in urban environments, Madrid, 24-27 September, 2007. Proceedings, vol. 5* (s. 385–391). Madrid, Spain.
- Paulsson, J., Andersson, H., Ekenberg, R., Borchardt, P., & Dalmalm, T. (2010). Bergtunnel utan bergtäckning. I *Bergmekanikdag 2010* (s. 61–70). Stockholm, Sweden.
- Perman, F., & Sjöberg, J. (2007). Initiala bergspänningar i Stockholmsområdet – underlag för projektering av Citybanan. *Vattenfall Power Consultant AB rapport till WSP, 122 sid.*
- PLAXIS Material models manual. (2015). Delft, Netherlands.
- Rosengren, L. (2004). Norra Länken, K3 – Roslagstull. PM angående bergmekanisk verifiering av typförstärkning för breddad typsektion i huvudtunnlar. *VST Nr 3 B 03 004 (2004-12-28)*.
- Schubert, W., Grossauer, K., & Button, E. A. (2004). Interpretation of displacement monitoring data for tunnels in heterogeneous rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, (41), 538–543. doi:10.1016/j.ijrmmms.2004.03.152
- Spang, C., Spang, R. M., & Glitsch, W. (2007). Shield tunnelling in difficult ground. Approach and experiences at the City Tunnel project in Leipzig (Germany). I *European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 14: Geotechnical engineering in urban environments, Madrid, 24-27 September 2007. Proceedings, vol. 2* (s. 1025–1032). Madrid, Spain.
- Steingrímsson, J. H., Gröv, E., & Nilsen, B. (2002). The significance of mixed-face conditions for TBM performance. I *World Tunneling* (s. 435–441).
- Stille, B. (2015). Personlig kommunikation.
- Stille, B., Brantmark, J., Wilson, L., & Fredriksson, A. (2000). Dimensionering av frysta tunnlar- Två projekt i Stockholm. I *Bergmekanikdag 2000* (s. 65–78). Stockholm, Sweden.
- Swindell, R., & Karlberg, T. (2008). Norrströmstunneln, del Station City. Uppskattning av bergets egenskaper för speciella förstärkningar och typförstärkningar. *Dokument 9523-13-026-005 (2008-10-31)*.
- Tebar, J., & Alonso, N. (2013). Quejigares tunnels. Excavation in soft ground and rock with a mixed shield EPB. I *World Tunnel Congress 2013 Geneva, Underground - the way to the future* (s. 2046–2053). Geneva, Switzerland.
- Tóth, Á., Gong, Q., & Zhao, J. (2013). Case studies of TBM tunneling performance in rock-soil interface mixed ground. *Tunneling and underground space technology*, (38), 140–150.
- Tóth, Á., & Zhao, J. (2013). Evaluation of EPB TBM performance in mixed ground conditions. I *World Tunnel Congress 2013 Geneva, Underground - the way to the future* (s. 1149–1156). Geneva, Switzerland.

- Trafikverket. (2011). Trafikverkets tekniska krav Tunnel, TRVK Tunnel 11. *TRV publikationsnummer 2011:087, ISBN: 978-91-7467.*
- Trafikverket. (2014). Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner, TK Geo 13. *TFOK 2013:0667.*
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, N. H. I. (2009). Technical manual for design and construction of road tunnels - civil elements. *FHWA-NHI-09-010.*
- Willer, F. (2014). Horisontella jetpelare kombinerat med "Grout-Bodies" – Maria Magdalena kyrka – Södermalm. I *Grundläggningdagen 2014* (s. 43–57). Stockholm, Sweden.
- Volkman, G. M., & Schubert, W. (2009). Effects of Pipe Umbrella Systems on the Stability of the Working Area in Weak Ground Tunneling. I *SINOROCK 2009 – Rock Characterisation, Modelling and Engineering Design Methods (CD Proceedings, ISRM-Sponsored International Symposium on Rock Mechanics)*. Hong Kong, China.
- Zhao, J., Gong, Q. M., & Eisenstein, Z. (2007). Tunnelling through a frequently changing and mixed ground: A case history in Singapore. *Tunneling and underground space technology*, (22), 388–400.

**BILAGOR**

Tabell B1 Underlag vid val av parametrar till beräkningar

$\gamma_m, \rho_s$	Tabell 2, Larsson (2008)
$\phi'$	sid 14, Larsson et al. (2007) (kohesionsjord) Tabell 27, Larsson (2008) (friktionsjord) Tabell 4, Dano, Hicher, & Tailliez (2004), (stabiliserad sand)
$c'$	sid 14, Larsson et al. (2007) (kohesionsjord) avsn. 5.2.2.8 Trafikverket (2014) (friktionsjord) Tabell 4, Dano, Hicher, & Tailliez (2004), (stabiliserad sand)
$c_u'$	Projektexempel s 29 + empiri s 56 (Larsson m.fl., 2007)
E	sid 111 ekv05:22b, Handboken Bygg: Geoteknik, (1984) (kohesionsjord) avsn. 5.2.2.3.2 Trafikverket, (2014) (kohesionsjord) avsn. 5.2.2.5.2, Trafikverket, (2014) (friktionsjord). Tänkt krav för lyckad injektering vid Maria Magdalena kyrka, Stille (2015), (injekterat material)
$\nu$	sid 38, Larsson (2008) (inkompressibel jord) sid 37, PLAXIS Material models manual (2015) (övriga jordar) sid 30, Boverket (2004) (betong)
$\sigma_t$	sid 34, PLAXIS Material models manual (2015) (jord) Tabell 3, Dano, Hicher, & Tailliez (2004), (stabiliserad sand)
$K_0$	sid 122, ekv 05:32c, Handboken Bygg: Geoteknik (1984) (normalkonsoliderad jord) avsn. 5.2.2.2.3, Trafikverket (2014) (överkonsoliderad lera)
adhesion	sid 336, Handboken Bygg: Geoteknik (1984)
dilationsvinkel	sid 39, PLAXIS Material models manual (2015)

BeFo



Box 5501  
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org  
Besöksadress: Storgatan 19

ISSN 1104-1773