

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

BERGMEKANIKDAG 2015

Föredrag



PROGRAM

08.30 Registrering

Kaffe

09.00 Inledning

Per Tengborg/BeFo

09.20 **INBJUDEN GÄSTFÖRELÄSARE**

INVITED GUEST LECTURER

Observational studies in South African mines to mitigate seismic risks

R. J. Durrheim/ JST-JICA Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development (SATREPS)/ The University of the Witwatersrand, South Africa/ CSIR Natural Resources and the Environment Unit, South Africa, H. Ogasawara/SATREPS/ Ritsumeikan University, Japan & the SATREPS Research Group

UNDERSÖKNING OCH BESKRIVNING AV BERG SAMT INJEKTERING

INVESTIGATION, ROCK CHARACTERISATION & GROUTING

Moderator: Miriam Zetterlund/SGI

Seismic landstreamer for urban underground infrastructure planning projects

– a case study from Varberg

Alireza Malehmir, Emil Lundberg, Mahdieh Dehgahnejad, Fengjiao Zhang, Bojan Brodic, Joachim Place/Uppsala Universitet, Olof Friberg, Christin Döse, Mats Svensson och Henrik Möller/Tyréns

Beräkningsverktyg för bergkaraktärisering vid injekteringsdesign

(inkl. demonstrationsmonter i foajén)

Johan Thörn/Chalmers, Edward Runslätt/Golder Associates, Sara Kvartsberg/Norconsult, Sebastian Almfeldt/SAA Konsult Åsa Fransson/Chalmers

Injektering- processförbättringar genom simulering

(inkl. demonstrationsmonter i foajén)

Hassan Elmir/Edvirt, Johan Funehag/Chalmers

10.45 ca *Kaffe & Frukost*

11.10 **Behovsprövad injektering - hydrogeologiskt baserad metodik för implementering**

Magnus Zetterlund, Sara Kvartsberg, Peter Wilén/Norconsult

Penetration av cementbaserade injekteringsbruk beroende på kornkurva och cementkemi

Almir Draganović/KTH, Conny Björk/Nauplion

PRESENTATION AV BÄSTA EXAMENSARBETET 2014

12.00 *Lunch*

13.00 **BERGKONSTRUKTIONER**

ROCK STRUCTURES

Moderator: Thomas Dalmalm/Trafikverket

Trafikverkets uppdaterade projekteringshandbok för bergkonstruktioner*

Robert Swindell/Trafikverket

** Endast muntlig presentation*

Erfarenheter kring den bergtekniska dimensioneringen av Västmetron i Helsingfors och Esbo, Finland

Gustav Westerlund, Jesse Ström, Juha Salmelainen och Reijo Tikkanen /Rockplan, Finland

Slänter i berg – inventering av kunskapsläge och behov

Magnus Eriksson, Ramona Kiilsgaard och Rebecca Bertilsson /SGI

Förbifart Stockholm - Dimensionering av det bärande huvudsystemet

Märit Berglind Eriksson/ÅF

Stigbergsgaraget – ett VDC-projekt i samverkan

Jessica Öhr Hellman/WSP,

Jenny Johansson, Mattias Widenbrant/Veidekke entreprenad

14.30 ca *Kaffe*

15.00 **SKADOR OCH BERGFÖRSTÄRKNING**
STRUCTURAL DAMAGE AND SUPPORT
Moderator: Daniel Sandström/Boliden

Statiska tester av sprutbetong med stål nät för dynamisk förstärkning

Fredrik Thyni/LKAB

Bärförmåga hos inklädnadssystem vid stötblastning från fallande bergblock

Andreas Andersson/KTH/Trafikverket, Mattias Roslin/Trafikverket, Arvid Taube/Trafikverket

15.45 ca *Bensträckare*

16.00 **Undersökning av spränginducerade sprickor från strängemulsion i bergtunnel**

Henrik Ittner/SKB, Anders Bouvin/Forcit Sweden, Magnus Fogdeby/Forcit Sweden, Rickard Karlzén/Uppländska Bergborrnings

Micromechanical modeling of fire-induced thermal damage in a laboratory model tunnel

Ping Zhang, Erling Nordlund/Luleå tekniska universitet

Development of a methodology for in-situ dynamic testing of ground support

Shahin Shirzadegan, Erling Nordlund, Ping Zhang/Luleå tekniska universitet

A new contract form for tunnelling and underground construction**

Gösta Ericsson/Sweco

17.00 ca **UTDELNING AV PRIS TILL ÅRETS FÖREDRAGSHÅLLARE**
Dagsprogrammets slut

17.15 - **Årsmöte - Svenska Bergmekanikgruppen**

17.45 Medlemmar och icke-medlemmar är välkomna!

Plats: Rum 201, ½ trappa ner.

17.15 *Festlig mingelbuffé - Norra Latin, Norra Ljuskälden*
Festive buffet

19.30 **SLUT / END**

*** Endast muntlig presentation (svenska)*

STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING OCH
SVENSKA BERGMEKANIKGRUPPEN
Rock Engineering Research Foundation and
Swedish National Group of ISRM (International Society for Rock Mechanics)

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM, 9 MARS 2015**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm, March 9, 2015**

© BeFo och författarna / BeFo and authors

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Förord

Per Tengborg, BeFo i

INBJUDEN GÄSTFÖRELÄSARE

INVITED GUEST LECTURER

Observational studies in South African mines

to mitigate seismic risks 1

R. J. Durrheim/ JST-JICA Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development (SATREPS)/ The University of the Witwatersrand, South Africa/ CSIR Natural Resources and the Environment Unit, South Africa, H. Ogasawara/SATREPS/ Ritsumeikan University, Japan & the SATREPS Research Group

UNDERSÖKNING OCH BESKRIVNING AV BERG SAMT INJEKTERING

INVESTIGATION, ROCK CHARACTERISATION & GROUTING

Moderator: Miriam Zetterlund/SGI

Seismic landstreamer for urban underground infrastructure

planning projects – a case study from Varberg 17

Modern seismisk landstreamer för förundersökning av underjordisk infrastruktur i urban miljö – en fallstudie från Varberg

Alireza Malehmir, Emil Lundberg, Mahdiah Dehgahnejad, Fengjiao

Zhang, Bojan Brodic, Joachim Place/Uppsala Universitet

Olof Friberg, Christin Döse, Mats Svensson och Henrik Möller/Tyréns

Beräkningsverktyg för bergkaraktärisering vid

injekteringsdesign (inkl. demonstrationsmonter i foajén) 31

Calculation tool for rock characterisation during grouting design

Johan Thörn/Chalmers, Edward Runslätt/Golder Associates

Sara Kvartsberg/Norconsult, Sebastian Almfeldt/SAA Konsult

Åsa Fransson/Chalmers

Injektering – processförbättringar genom simulering

(inkl. demonstrationsmonter i foajén) 35

Grouting – process improvements through simulation

Hassan Elmir/Edvort

Johan Funehag/Chalmers

Behovsprövad injektering – hydrogeologiskt baserad metodik

för implementering 37

Demand-assessed grouting – a hydrogeologically based methodology for implementation

Magnus Zetterlund, Sara Kvartsberg, Peter Wilén/Norconsult

Penetration av cementbaserade injekteringsbruk beroende på kornkurva och cementkemi	47
--	----

Penetration ability of cement-based grouts dependent on the PSD- curve and cement chemistry

*Almir Draganović, Avd. jord- och bergmekanik, KTH
Conny Björk, Nauplion AB*

BERGKONSTRUKTIONER

ROCK STRUCTURES

Moderator: Thomas Dalmalm/Trafikverket

Trafikverkets uppdaterade projekteringshandbok för bergkonstruktioner*

Robert Swindell/Trafikverket

Erfarenheter kring den bergtekniska dimensioneringen av Västmetron i Helsingfors och Esbo, Finland	57
---	----

Reflections on the rock engineering design of the West metro project in Helsinki and Espoo, Finland

*Gustav Westerlund, Jesse Ström, Juha Salmelainen och Reijo Tikkanen
/Rockplan, Finland*

Slänter i berg – inventering av kunskapsläge och behov	65
---	----

Rock slopes

– inventory of knowledge and needs

Magnus Eriksson, Ramona Kiilsgaard och Rebecca Bertilsson/SGI

Förbifart Stockholm – dimensionering av det bärande huvudsystemet	75
--	----

Bypass Stockholm

– Design of the carrying main system in rock

Märit Berglind Eriksson/ÅF

Stigbergsgaraget – ett VDC-projekt i samverkan	89
---	----

Jessica Öhr Hellman/WSP,

Jenny Johansson, Mattias Widenbrant/Veidekke

*Endast muntlig presentation

SKADOR OCH BERGFÖRSTÄRKNING *STRUCTURAL DAMAGE AND SUPPORT*

Moderator: Daniel Sandström/Boliden

Statiska tester av sprutbetong med stål nät för dynamisk förstärkning 95

Static testing of shotcrete and steel mesh
for dynamic rock support

Fredrik Thyni/LKAB

Bärförmåga hos inklädnadssystem vid stötblastning från fallande bergblock 105

Load capacity of inner lining systems due to impact
from falling rocks

*Andreas Andersson/KTH/Trafikverket,
Mattias Roslin, Arold Taube/Trafikverket*

Undersökning av spränginducerade sprickor från strängemulsion i bergtunnel 115

Investigation of blast induced fractures from string
emulsion in tunnel

*Henrik Ittner/SKB,
Anders Bouvin, Magnus Fogdeby/Forcit Sweden,
Rickard Karlzén/Uppländska Bergborrnings*

Micromechanical modeling of fire-induced thermal damage in a laboratory model tunnel 125

Mikromekanisk analys av värmeinducerade skador
orsakade av en simulerad tunnelbrand i laboratorieskala

*Ping Zhang, Erling Nordlund/
Luleå tekniska universitet*

Development of a methodology for in-situ dynamic testing of ground support 137

Utveckling av en metod för dynamisk testning av
bergförstärkningssystem i fält

*Shahin Shirzadegan, Ping Zhang, Erling Nordlund/
Luleå tekniska universitet*

A new contract form for tunnelling and underground construction**

Gösta Ericsson/Sweco

**Endast muntlig presentation (svenska)

FÖRORD BERGMEKANIKDAGEN 2015

Nu när vi träffas för den årliga bergmekanikdagen är det naturligt att kort stämma av läget i branschen. Man kan även denna bergmekanikdag konstatera att planerna för nya infraprojekt är stora och långsiktiga och ställer krav på branschen att lösa de utmaningar, såväl tekniska som ekonomiska/administrativa, som vi ställs inför. Projekt Förbifart Stockholm, ett av Sveriges största infrastrukturprojekt någonsin, startar igen efter att ha stoppats tillfälligt av regeringen. Det resulterade i fyra månader försening, men nu fortsätter förberedelserna med såväl upphandlingar och förberedande arbeten. Snart kan undermarksarbetena med 18 km tunnel inledas i det totalt 21 km långa vägförbindelsen. Den långa sträckan i tunnel motiveras av att skona viktiga natur- och kulturvärden i området.

I januari 2014 gick Stockholmsförhandlingen i mål och avtal kunde skriva på av stat, Stockholms Läns Landsting (SLL) och kommunerna Stockholm, Nacka, Järfälla och Solna. Målet är att bygga ut ny tunnelbana och bostäder med en pressad tidplan och en budget på över 25 miljarder kr. Många av våra branschkollegor är i full gång med planering och projektering. Utmaningarna, med att bygga i en känslig urban miljö med befintliga anläggningar att ta hänsyn till och även stora djup med exemplet station Sofia på nästan 100 m djup, är stora.

Projekt Västlänken är också ett stort projekt med en pendeltågstunnel under centrala Göteborg med tre nya stationer. Här räknar man med en byggstart under 2018 så vissa upphandlingar av entreprenadarbetena är inledda. Här ställs bergbranschen inför utmaningen att bygga en anläggning i heterogena förhållanden med delvis berg och delvis lera. Problematiken är inte så vanlig i Sverige och BeFo har finansierat två projekt inom detta område.

Gruvsektorn lever under samma fysiska lagar som infrastrukturanläggningar men har bergmekaniska utmaningar av annat slag. Här ligger brottgränsen närmare när man bygger och de stora djupen ger ökade spänningar och gruvinducerad seismik som kväver andra förstärkningslösningar.

Dagens program

Till Bergmekanikdagen 2015 har vi en inbjuden gästföreläsare, professor Ray Durrheim från Sydafrika, med specialitet inom gruvrelaterad seismicitet. Har är engagerad i det största internationella forskningsprojektet kring gruvinducerad seismicitet någonsin och kommer att presentera highlights från detta arbete.

Årets program är indelat i tre sessioner och täcker både gruv- och infrastrukturrelaterade frågeställningar. Den inledande sessionen "Undersökning och beskrivning av berg samt injektering" handlar om bergbyggandets tidiga skeden och har bland annat två kortare presentationer som kombineras med demonstrationer i foajén under dagens pauser. Efter lunch kommer sessionen "Bergkonstruktioner" med en introduktion av Trafikverkets uppdaterade projekteringshandbok och projekt med bergmekaniskt intressanta frågeställningar. Dagens sista session är "Skador och bergförstärkning" och kännetecknas av frågor som rör dynamiska laster, förstärkningslösningar och sprängskador. Avslutningsvis kommer också en kort presentation av det arbete som för närvarande bedrivs av FIDIC och ITA för att ta fram en ny kontraktsform.

Under dagen kommer också "Bästa examensarbete" och "Bästa föredrag" att uppmärksammas innan vi avrundar dagen tillsammans i Norra Latins festliga lokaler under trevliga former.

Välkomna till Bergmekanikdagen 2015 för utbyte av erfarenheter och kunskap!

Per Tengborg

OBSERVATIONAL STUDIES IN SOUTH AFRICAN MINES TO MITIGATE SEISMIC RISKS

R. J. Durrheim^{1,2,3}, H. Ogasawara^{1,4} and the SATREPS¹ Research Group

1. JST-JICA Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development (SATREPS)

2. The University of the Witwatersrand, South Africa

3. CSIR Natural Resources and the Environment Unit, South Africa

4. Ritsumeikan University, Japan

Abstract

Mining-induced earthquakes pose a risk to workers in deep mines, while large earthquakes that occur near plate boundaries (and occasionally in stable continental regions) pose a risk to the public. A 5-year Japanese – South African collaborative project "*Observational studies in South African mines to mitigate seismic risks*" was launched in 2010. Acoustic emission sensors, accelerometers, strainmeters and controlled seismic sources were installed in three deep Witwatersrand gold mines to monitor the deformation of the rock mass, the accumulation of damage during the earthquake preparation phase, and the propagation of the rupture front. A surface array of accelerometers was installed in the Far West Rand mining district. These data are being integrated with measurements of stress, in-stope closure and strong motion, as well as data recorded by the mine-wide seismic networks. New insights into the physics of earthquakes have already been gained, and technologies have been developed or adapted to assess seismic hazard and mitigate rockburst risks.

1. INTRODUCTION

Earthquakes pose a significant risk to workers in deep and overstressed mines (such as gold mines in South Africa), people residing in mining districts, and inhabitants of regions close to plate boundaries (such as Japan). While the earthquake hazard is less in stable continental regions, rare large earthquakes can occur and cause considerable damage if buildings are not designed to withstand shaking.

The risk posed by seismicity in South African mining districts is exemplified by the M5.5 seismic event that struck the North West Province at 12:22 p.m. (local time) on 5 August 2014. It was the largest event ever to occur in a South African mining district. Dwellings and other buildings in the nearby towns of Khuma, Stilfontein and Orkney suffered extensive damage (Figure 1). Strong shaking was experienced in Johannesburg and Pretoria, and was felt as far away as Durban and Cape Town. One person died as a result of the collapse of a garden wall, and many others suffered minor injuries. The cost of damage was estimated to be R130 million (Manzunzu, Council for Geoscience, pers. comm., 2015).



Figure 1: Damage to dwellings in Khuma as a result of the M5.5 earthquake on 5 August 2014 (photographs Prof. Herbert Uzoegbo, University of the Witwatersrand)

A 5-year collaborative project entitled was launched in August 2010 to gain knowledge and develop technology to address these risks. It was funded by the JST-JICA *Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development (SATREPS)*. The project draws on over a century of studies of mining-related and tectonic earthquakes by South African and Japanese researchers, respectively (Ogasawara et al., 2009; Durrheim, 2010; Durrheim et al., 2010; Utsu, 2003). The project has four main aims:

1. To learn more about earthquake preparation and triggering mechanisms by deploying arrays of sensitive sensors within rock volumes where mining is likely to induce seismic activity. In practical terms, we want to find out if it is possible to assess seismic hazard better, or even to predict a rockburst.
2. To learn more about earthquake rupture and rockburst damage phenomena by deploying robust strong ground motion sensors close to potential fault zones and on stope hangingwalls. In practical terms, we want to establish parameters for the design of rockburst-resistant support systems.
3. To upgrade the South African surface national seismic network in the mining districts. In practical terms, we want to determine the dynamic loads that surface structures are likely to experience so that design codes can be formulated.
4. To develop human capacity and research infrastructure in South Africa.

It is anticipated that the knowledge of the physics of earthquakes gained during the project, the technologies that are developed or transferred, and the new infrastructure that is installed will mitigate the risks posed by mining-induced earthquakes.

2. METHODOLOGY

Research sites were established at three deep gold mines in the Witwatersrand basin of South Africa: Cooke #4 Shaft (previously Ezulwini mine), Hlanganani and Moab Khotsong (Durrheim et al., 2012). Boreholes were drilled to accurately locate faults that were considered capable of producing mining-induced seismicity. Acoustic emission (AE) sensors, strain- and tilt meters, and controlled seismic sources were installed to monitor the quasi-static deformation of the rock mass, the accumulation of strain and damage during the earthquake preparation phase, and changes in dynamic stress produced by the propagation of the rupture front (see Figure 2 and Table 1).

Research plan

Multidisciplinary proximate sensitive sensor array + assessment.
Better understanding of earthquake preparation & generation.
Improve the accuracy of strong motion prediction.

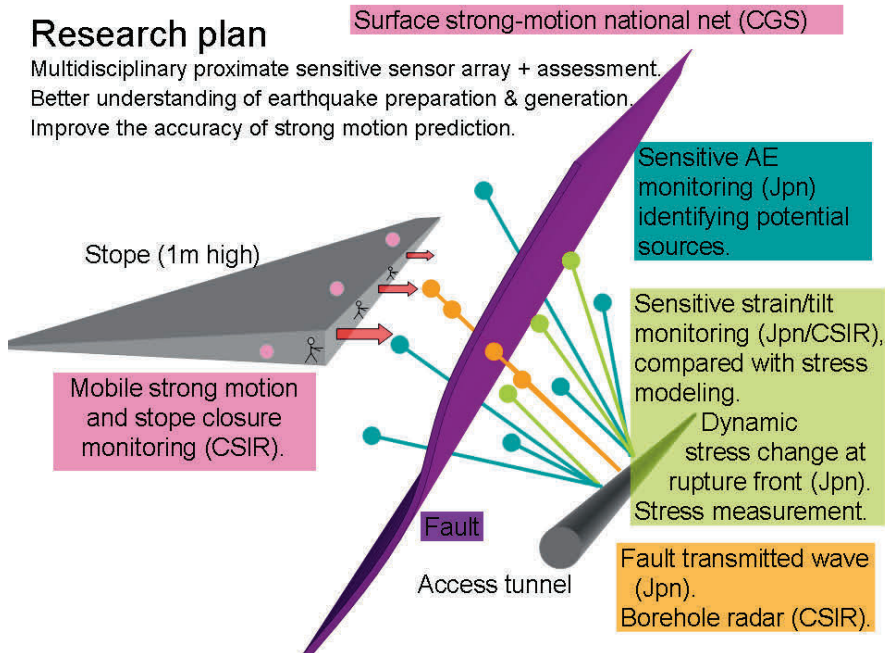


Figure 2: Schematic illustration of the research design. Jpn - Japanese researchers; CSIR - Council for Scientific and Industrial Research; CGS - Council for Geoscience

The sensors used to monitor the faults have greater sensitivity and dynamic range than those typically used in civil or mining engineering applications, which makes it possible to record very small changes in stress and strain, as well as the violent motions associated with large seismic events. These sensors are fixed for the duration of the experiment. In contrast, the in-stope sensors measuring stope closure and stope strong motion are moved as mining progresses. Significant difficulties were experienced at the Moab-Khotsong site. Previously unknown faults were revealed by the drilling of boreholes and the mining plan was changed, with the result that the target fault would not be subjected to significant stress changes during the project period. Many of the boreholes drilled for acoustic emission sensors deteriorated before the sensors could be installed, and some of the sensors that were installed failed. Thus the effort to record AEs at Moab-Khotsong was abandoned.

The Council for Geoscience (CGS) deployed 10 surface seismic stations in the Far West Rand (FWR) district. The CGS also manages a 25-station network established in the Klerksdorp district (where the Moab-Khotsong mine is situated) by the Department of Mineral Resources that recorded the 2014 M5.5 Orkney event. SATREPS provided a Kinematics Antelope Seismic Processing System to handle the large volume of data. SATREPS also provided an excellent algorithm to automatically pick P- and S-arrival time (Horiuchi et al. 2011).

Table 1: Experimental design

Gold Mine	Cooke #4	Moab Khotsong	Hlanganani
Owner	Sibanye Gold	Anglogold Ashanti	Sibanye Gold
Ore body at experimental site	Several reef packages 10s of metres thick	Single thin tabular reef (<2 m), many faults	Single thin tabular reef (<2 m), few faults
Mining scenario	Extraction of 400 m diameter shaft pillar	Extensive scattered mining	Sequential grid mining
Depth	About 1 km	About 3 km	About 3 km
Concern	Instability of faults in the shaft pillar	Instability of large faults	Instability of dip pillar
Fault characteristics	Fault gouge a few 10s of cm thick	Fault zone a few 10s of meters thick	Fault gouge a few cm thick
Applicability of research to mining	Final stage mining e.g. shaft pillars	Mining in highly faulted districts	Sequential grid mining at depth
Japanese Contributions			
Acoustic emission	A few 10s of sensors	A few 10s of sensors, abandoned	-
Strain	2 strainmeters	3 strainmeters	3 strainmeters
Velocity	1 Tx, 3 Rx		-
Rupture dynamic stress	3 sensors near fault	-	4 sensors near fault
Slow fault slip	1 sensor		-
Stress measurements	Completed near a M2.8.	Completed just above a M5.5.	Completed at a deepest level.
South African Contributions			
Borehole radar	-	Survey completed	-
Tilt	-	2 tilt meters	2 tilt meters
Stope closure	-	1 set	1 set
Stope ground motion	-	1 set accelerometers	1 set accelerometers
Surface ground motion	JICA FWR network	New DMR network	JICA FWR network

3. GEOLOGICAL SETTING

The Witwatersrand Basin and the Paleoproterozoic Transvaal Basin that overlies it have a lengthy tectonic history. Dankert and Hein (2010) identified fold-thrust events that terminated the deposition of the Witwatersrand Basin at ca. 2.7 Ga and the Transvaal Basin at 2.2-2.0 Ga. Four basin-forming events occurred between 2.7 Ga and 2.0 Ga, resulting in the deposition of the volcanic-sedimentary sequences of the Klipriviersberg Group, and the sedimentary Platberg, Chuniespoort and Pretoria Groups. These basin-forming events exploited pre-existing structures such as feeder dykes, thrust faults, normal-litric faults, and growth faults. Several 3D reflection seismic surveys that cover the West Rand and Far West Rand goldfields acquired between 1988 and 2003 were recently merged, reprocessed using modern techniques (such as attribute analysis) and reinterpreted by Manzi et al. (2012), yielding new insights into the tectonic evolution of the basin (Figure 3).

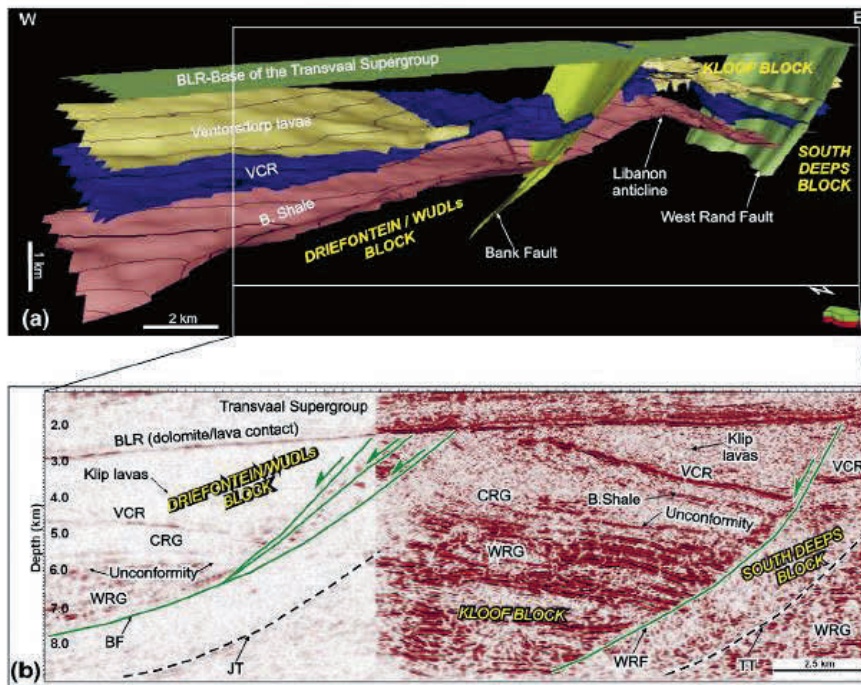


Figure 2. Seismic model across the Far West Rand goldfields (Manzi et al., 2013). (a) 3D regional seismic model showing the geometry of West Rand Fault, Bank Fault and Libanon Anticline. (b) Regional crossline seismic section through Western Ultra Deep Levels (WUDLs), Driefontein, Kloof and South Deep mines showing the West Rand Fault (WRF), Bank Fault (BF), Tandeka Thrust (TT) and Jabulani Thrust (JT).

BLR - Black Reef, VCR - Ventersdorp Contact Reef, B Shale - Booyensens Shale, WRG - West Rand Group, CRG - Central Rand Group, Klip – Klipriviersberg Group.

The gold-bearing conglomerates of the Archean Witwatersrand Basin (locally termed “reefs”) typically vary in thickness from a few decimetres to several metres, and extend for many kilometres along strike and down dip. Most reefs are encased by quartzitic host rocks that contain occasional shale bands. The geology at the two sites where most data have been recorded is described below.

3.1. Hlanganani Shaft research site

The Carbon Leader Reef (CLR) is mainly mined at the Hlanganani Shaft research site. The CLR lies at the base of the Central Rand Group of the Witwatersrand Supergroup, and dips to the south at 23°. It is a clast- to matrix-supported conglomerate containing small to medium rounded vein quartz pebbles in a pyrite-rich matrix. Typically two or three conglomerate beds, generally less than 50 cm thick, are separated by quartzite beds. The gold is concentrated in the conglomerates, with the lowermost bed being the most consistent in value. The uppermost conglomerate is overlain by a siliceous quartzite, which in turn is capped by the argillaceous “Green Bar”. The mining method seeks to keep the siliceous quartzite as a competent hangingwall beam, although the Green Bar is occasionally exposed in the roof of the stope (Figure 3a). The target Leeuport Fault is a few centimetres wide and has a throw of about 2 m.

3.2. Cooke #4 Shaft research site

The ore-body mined in Cooke #4 Shaft is part of the Elsburg Formation, which lies near the top of the Central Rand Group. Both massive and individual conglomerate reefs are being exploited. The reefs comprise mainly small to large pebbles of white vein quartz set in a pyritic matrix, and dip at 20°. A prominent characteristic that usually indicates higher gold grades is the occurrence of shiny, rounded “buckshot” pyrite grains up to 10 mm in diameter. Quartzite forms both the foot- and hangingwall of the Elsburg individual reefs. The target Zebra Fault is a few decimetres wide and has a throw of about 40 m. A quartz vein occupies the fault zone (Figure 3b).



(a)



(b)

Figure 3. (a) Carbon Leader Reef stope at approx. 3 km depth in Hlanganani Shaft. (b) Zebra Fault in a stope at approx. 1 km depth in Cooke #4 Shaft.

4. RESULTS

4.1. Stress measurements

Reliable evaluations of seismic hazard depend on reasonably accurate descriptions of the initial stress conditions, either as an input to numerical modelling, or as in-situ stress information. The importance of a knowledge of the in-situ stress increases when numerical modelling cannot predict stress well in extensively mined and highly stressed ground. However, stress measurements are rarely carried out in South African mines, mainly because of poor cost- and time- effectiveness. The drilling diameter required for conventional overcoring (92 mm NXCU) is much larger than the diameters used for regular geological drilling (48mm AX or 60mm BX) and the drilling of NXCU holes is slow and expensive. A single overcoring measurement may take several days to perform.

The Compact Conical-ended Borehole Overcoring (CCBO) technique determines the 3D stress tensor by a single overcoring of a strain cell consisting of 16 or 24 strain gauges (Sugawara and Obara, 1999). However, CCBO was designed for NX holes (76mm diameter). Ogasawara et al. (2012) reduced the overcoring and associated tools to BX size while keeping the aspect ratio unchanged so that the published strain coefficients could be used.

This modified method was tested at 3 km depth at Moab Khotsonq, beneath which a M5.5 took place later, and, after further improvements, at 3 km at TauTona, when three overcoring measurements were made within two shifts (Ogasawara et al., 2013 and 2014). Further measurements are being carried out, for example, at the deepest mining levels at Mponeng and Driefontein mines (3.4 and 3.2 km depths, respectively), in the shaft pillar at Cooke #4 (where a M2.8 event subsequently occurred), and in pillars in platinum mines. Taking into account the size effect on strength, it was also confirmed the BX CCBO suitable for highly stressed ground.

4.2. Measurement of rock properties and numerical modelling

Some 80 boreholes totalling more than 2.8 km in length were drilled at project sites to locate fault zones accurately and to deploy sensors. The tensile strength, uniaxial and triaxial compressive strength, Young's modulus and Poisson's ratio of the strata surrounding the research sites at Cooke #4 and Hlanganani shafts were measured and These parameters are being used as input for numerical simulations of the stress changes associated with mining at the research sites (e.g. Mngadi, 2015).

4.3. In-stope geotechnical monitoring and mapping

The objective of in-stope geotechnical monitoring and mapping is to improve our understanding of the factors that affect the vulnerability of a stope to seismic shaking, and to develop practical systems to monitor and map the stope and guide proactive interventions to reduce the rockburst risk. In contrast to most hard rock mines around the world, the miners in Witwatersrand gold mines work inside the stope. The in-stope environment is particularly demanding, as it is constantly changing and subject to high mining-induced stresses. The methods currently used to mine the Witwatersrand ore bodies are described by Vieira et al. (2001). The narrow shallowly-dipping reefs and strong, brittle and abrasive rock make the mechanization of rock-breaking operations difficult. Typically the stoping crews drill short (1.1 m) blast holes in panels that are about 1.5 m high and 30 m long. Following the blast, the broken ore is removed by scrapers or water jets. The hangingwall is scaled using a handheld pinchbar, and then support elements (pre-stressed packs and elongates, roofbolts and nets) are installed. Regional pillars and backfill are used to limit convergence.

The rock mass surrounding deep stopes is intensely fractured as the mining-induced stresses exceed the strength of the rock (Figure 4(a)). We surveyed the stopes close to the target faults to provide baseline data that can be used to assess the quasistatic and dynamic response of the rock mass to mining (Durrheim et al., 2013; Mngadi, 2015). Rock types, joints, faults, veins and stress-induced fractures were recorded (Figure 4(b)), as well as the types and performance of the installed support units. Any anomalies between the observation points (e.g. faults, dykes, brows) were mapped, as well as any falls-of-ground.

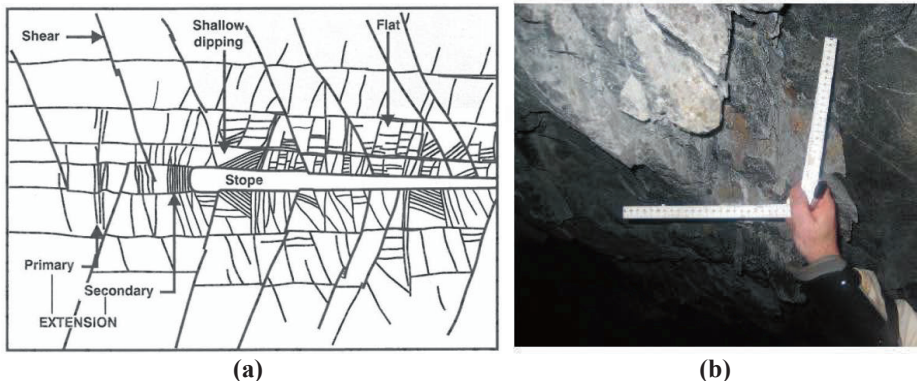


Figure 4. (a) Generalized model of stress fracturing around a deep gold mine stope (Ryder and Jager, 2002) (b) Mapping joints and fractures in a stope in Cooke #4 Shaft.

Furthermore, instruments were installed at the research sites to monitor the behaviour of the rock mass surrounding the stopes:

- Tiltmeters were installed in boreholes at sites in tunnels within 10s of meters of the stope to measure quasi-static deformation. Accelerometers were also installed to correlate the rate of tilt with seismic activity. This was done to test the hypothesis that larger tremors are preceded by a change in the rate of tilt.
- Sensors were installed inside the stope. Closure meters were used to monitor the changes in distance between the foot- and hangingwall caused by the elastic deformation of the rock as the stope span increases and the inelastic bulking of the rock surrounding the stope caused by stress-induced fracturing and test the hypothesis that larger tremors are preceded by a change in the rate of closure. Strong motion sensors were installed to correlate closure with seismic activity, and to obtain parameters such as the peak particle velocity and peak ground acceleration that are used to design in-stope support elements and systems. A large part of the research effort was devoted to making the sensors and data loggers mine-worthy, as the stope environment is dusty, hot, humid and corrosive. Another important constraint is the fact that units often cannot be easily accessed. Thus it is desirable that they have a long battery life and that it is possible to download data wirelessly. Units must also be relatively cheap, as some in-stope instruments will inevitably be damaged.

Lastly, efforts are being made to develop technology to map the fragility of the hangingwall prior to the entry of the stope crew. Our vision is to develop a suite of instruments that can be mounted on an autonomous robotic platform. We are still in the stage of developing and testing technology demonstrators. The electronic sounding device, thermal imager, and positioning system are described by Brink (2010), and the robotic platform by Teleka et al. (2011). A simulated stope has been constructed at CSIR to test the stope mapping system.

4.4. Acoustic emission monitoring

Masao Nakatani (Earthquake Research Institute at Tokyo University) and his team installed a network of 28 50 kHz acoustic emission (AE) sensors in a volume spanning 95 m (N-S) x 50 m (E-W) x 30 m (depth) at a depth of about 1 km at Cooke #4 mine (Naoi et al. 2014). The network was sufficiently sensitive to locate events as small as M_w -5 (Figure 5).

Data acquired by the network has already been analysed to investigate several fundamental questions relevant to the feasibility of earthquake prediction (see Durrheim and Ogasawara, 2012). For example:

- Over what magnitude range do earthquake phenomena scale? This is useful in determining the applicability of laboratory investigations (10^{-2} to 10^0 m scale) that often exhibit precursors to failure, to the monitoring of mining-induced earthquakes (10^0 to 10^3 m scale) and tectonic earthquakes (10^3 to 10^6 m scale), where reliable precursors have not yet been identified.
- Is there any temporal or spatial change in seismicity prior to a large event? For example, acceleration in the rate of seismicity, a change in the frequency-

magnitude distribution, a clustering in space indicating nucleation, or a critical size of the preparation zone. All these parameters have been suggested as possible precursors to large seismic events. If measurable changes are found to occur reliably, they could be used to provide a warning of an impending event.

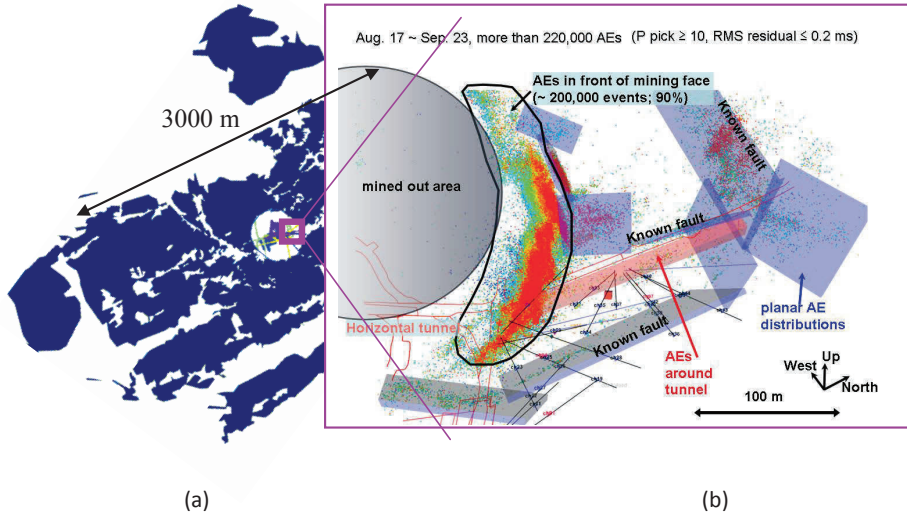


Figure 5. (a) Plan of Ezulwini mine. The shaft pillar (white circular area in the middle) is about 1 km deep and surrounded by old stopes that were not back-filled. The location of the AE network of Nakatani (2013) is shown by a small rectangle; (b) planar structures delineated by AE monitoring. A sophisticated automatic location algorithm (Horiuchi et al. 2011) was used because the number of AEs was too large to process manually.

Two recently published results are summarised below.

4.4.1. Frequency-magnitude analysis

Naoi et al. (2014) investigated the frequency-magnitude distribution (FMD) of acoustic emissions (AEs) that occurred between 8 August 2011 and 10 August 2011. A data set comprising 365,237 events that had at least 10 P-wave traveltime readings and root-mean-square (rms) arrival-time residuals of 0.2 ms or less were used in the analysis. Once the events due to the blasts were removed, the FMDs of AEs were found to obey a Gutenberg-Richter (GR) law. The b-value was found to be independent of time from 1 minute to more than 30 hours after the blast. This result suggests that even the very small seismic events that occur immediately after blasting, which are thought to be mostly produced by the generation of new fractures in the intact rock, have the same FMD as events that occur several tens of hours after blasting, which are thought to be mainly events caused by slip on pre-existing weak planes. The AE catalog showed that

the GR law with $b \sim 1.2$ was valid between $M_W - 3.7$ and $M_W 0$ for AEs around the mining front. The range of the $b \sim 1.2$ law was extended to $M_W 1$ by the seismic catalogue produced by the mine-wide network, which covers the same area but over a longer time period.

4.4.2. Delineation of structural planes

The monitoring system automatically located 40,555 AE that occurred in the period 30 September to 5 October 2011, some of which were located by Moriya et al. (2012) using the joint hypocenter location and the “collapsing” method (Figure 5). Moriya et al. (2012) applied multiplet and the double-difference analysis to determine the orientation of eight structural planes characterised by similar AE events (Figure 5). The structural planes are sub-parallel to the mining front and dip steeply ($>70^\circ$). In the eastern part of stope the structural planes were found to expand downwards; while in the western part of stope the structural planes were found to expand upwards.

5. CONCLUSIONS

We are in the final phase of a project that is, to our knowledge, the largest and most ambitious mine seismology project ever attempted. It has largely gone according to plan over the past 4½ years, despite many uncertainties and challenges. For example:

- Changes in mining plans and schedules owing to geological factors (e.g. faults, ore grades, the occurrence of earthquakes),
- Changes in mining plans owing to business factors (e.g. fluctuations in the gold price, industrial action),
- Changes in research capacity owing to restructuring at the CSIR and the Council for Geoscience, and
- The tractability of the scientific problem.

We encountered significant problems installing the acoustic emission array at Moab Khotsong mine owing to the closure of the boreholes before sensors could be installed, the failure of many of the sensors that were installed, as well as changes in the mining plan owing to geological complexities. Consequently efforts to record AEs and associated activities at this site were abandoned.

Nevertheless, the objectives of the research project have largely been achieved:

- Some 80 boreholes with a combined length of about 2.8 km were drilled at three research sites. Rock mechanical testing of core samples was carried out.
- Acoustic emission sensors, accelerometers, strain meters and tilt meters were installed near capable faults, and closure meters and strong motion sensors were installed in stopes. Data has been collected, processed and analysed.
- A ten-station surface accelerometer network has been installed in the Far West Rand mining district. Data has been collected and analysed using a SATREPS-supplied Kinometrics Antelope system. SATREPS also supplied sophisticated

automatic location software developed by Horiuchi et al (2011) especially for the South African National Seismograph Network. The software successfully delineated the aftershock activity of the 2014 Orkney M5.5 earthquake. The surface accelerograms together with the SATREPS underground straingrams and in-situ stress information will contribute to reveal the mechanisms of the M5.5 event in detail. The network will continue to be operated by the Council for Geoscience after the termination of the project.

- New insights into rock failure processes in deep and overstressed mines have been gained, although it is difficult to predict whether forerunners that reliably occur before mining-induced seismic events will be identified.
- Progress has been made in the development of several new technologies that will mitigate the risk posed by rockbursts. For example:
 - The Compact Conical Borehole Overcoring (CCBO) stress measurement technique. About 20 South African technicians, practitioners and scientists have been trained to use them for routine monitoring and research in South African mines.
 - Assembly of a suite of tools to map the vulnerability of the hangingwall to strong motion, and
 - An autonomous robotic platform that will eventually have the capability to gather information, scale the hangingwall and install support without exposing humans to harm.
- Several young South African researchers have visited Japanese research institutes.
- The research findings have been presented at many conferences and numerous papers describing the work have been published.

ACKNOWLEDGEMENTS

The Japanese - South African collaborative research project would have been impossible without the technical support of AngloGold Ashanti, Gold Fields, First Uranium, Gold One, Seismogen CC, Open House Management Solutions Ltd. (OHMS), Akema Boring Ltd., 3D Geoscience Ltd, Groundwork Ltd., Techno Sugaya Ltd., the Institute for Mine Seismology, and the administrative staff at JST, JICA (especially Koichiro Miyara and Jun Takashima), Ritsumeikan University (especially Akiko Kamito and Osamu Murakami), and CSIR (especially Frans Nortje). We also thank technicians Jonas Machake (CSIR) and the late Gilbert Morema (Seismogen CC), Sifiso Khambule (Sibanye Gold), Thabang Masakale and Raymond Vermeulen (OHMS), and Sylvester Morema (Seismogen CC).

The Japanese activities have been partly supported by the Japan Science Promotion Society grant in aid, by the Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology (MEXT) of Japan (No. 21224012, 21246134), under its Observation and Research Program for Prediction of Earthquakes and Volcanic Eruptions, and by Ritsumeikan University and Tohoku University. The South African activities have been

partly supported by the Council for Scientific and Industrial Research, the Council for Geoscience, and Department of Science and Technology through the South African Research Chairs Initiative, and the University of the Witwatersrand.

REFERENCES

- BRINK, A.V.Z., 2010, Real time risk assessment of hangingwall/ roof stability in deep South African mines, In *Proc. 5th Int. Seminar on Deep and High Stress Mining*, M. Van Sint Jan and Y. Potvin (eds), Australian Centre for Geomechanics, Perth, 2010. pp. 477–490.
- DANKERT, B.T. and HEIN, K.A.A., 2010, Evaluating the structural character and tectonic history of the Witwatersrand Basin, *Precambrian Research*, 177, pp. 1-22, doi: 10.1016/j.precamres.2009.10.007.
- DURRHEIM, R.J., 2010, Mitigating the rockburst risk in the deep hard rock South African mines: 100 years of research, In *Extracting the Science: a century of mining research*, J. Brune (ed), Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc., pp. 156–171.
- DURRHEIM, R.J. AND OGASAWARA, H., 2012, Can mine tremors be predicted? Observational studies of earthquake nucleation, triggering and rupture in South African mines. In *Proc. 2nd Southern Hemisphere Rock Mechanics Symposium* (14-17 May 2012, Sun City, South Africa), Symposium Series S71, South African Institute of Mining and Metallurgy, ISBN 978-1-920410-27-8, pp. 327-343.
- DURRHEIM, R.J., OGASAWARA, H., NAKATANI, M., YABE, Y., MILEV, A., CICHOWICZ, A., KAWAKATA, H., MORIYA, H. AND THE JST-JICA SA RESEARCH GROUP, 2010, Observational Study to Mitigate Seismic Risks in Mines: a new Japanese - South African collaborative project, In *Proc. 5th Int. Seminar on Deep and High Stress Mining*, M. Van Sint Jan and Y. Potvin (eds), 6-8 October 2010, Santiago, Chile, Australian Centre for Geomechanics, ISBN 978-0-9806154-5-6, pp. 215-225.
- DURRHEIM, R.J., OGASAWARA, H., NAKATANI, M., YABE, Y., KAWAKATA, H., NAOI, M., WARD, A.K., MURPHY, S., WIENAND, J., LENEGAN, P., MILEV, A.M., MURAKAMI, O., YOSHIMITSU, N., KGARUME, T., CICHOWICZ, A. and the JST-JICA SA research group, 2012, Establishment of SATREPS experimental sites in South African gold mines to monitor phenomena associated with earthquake nucleation and rupture, In *Proc. 6th Int. Seminar on Deep and High Stress Mining*, Y. Potvin (ed.), 28-30 March 2012, Perth, Australia, Australian Centre for Geomechanics, pp.173-187.
- DURRHEIM, R.J., KUIJPERS, J., HENRY, G., BRINK, A.V.Z., KAGEZI, B., FERREIRA, G., TELEKA, R., MILEV, A., OGASAWARA, H., WARD, A AND WIENAND, J, 2013, Mapping seismic vulnerability in stopes in deep South African gold mines, In *Proc. 8th Int. Symposium on Rockbursts & Seismicity in Mines*, Saint Petersburg – Moscow, Russia, 1-7 September 2013, A. Malovichko and D. Malovichko (eds), Geophysical Survey Russian Acad. Sci., ISBN 978-5-903258-28-4, pp. 387-393.

- HORIUCHI, S., HORIUCHI, Y., IIO, Y., SAWADA, Y., SEKINE, S., NAKAMURA, H., OKADA, T., NAKATANI, M. AND NAOI, M. 2011, Automatic P and S wave arrival time picking compared to manually picking, *Abstracts, IUGG General Assembly*, Melbourne, # 3430.
- MANZI, M.S.D., GIBSON, M.A.S., HEIN, K.A.A, KING, N. AND DURRHEIM, R.J., 2012, Application of 3D seismic techniques to evaluate ore resources in the West Wits Line goldfield and portions of the West Rand Goldfield, South Africa, *Geophysics*, 77, WC163-WC171, doi: 10.1190/GEO2012-0133.1
- MANZI, M.S.D., HEIN, K.A.A., KING, N. AND DURRHEIM, R.J., 2013, Neoproterozoic tectonic history of the Witwatersrand Basin and Ventersdorp Supergroup: New constraints from high-resolution 3D seismic reflection data, *Tectonophysics*, 590, 94-105.
- MNGADI, S.B., 2015, *An investigation of the stress and seismicity distribution during shaft pillar extraction*, M.Sc. dissertation (unpublished), The University of the Witwatersrand, Johannesburg.
- MORIYA, H., NAOI, M., NAKATANI, M., MURAKAMI, O., KGARUME, T., WARD, A.K., DURRHEIM, R., PHILIPP, J., YABE, Y., KAWAKATA, H. AND OGASAWARA, H., 2012, Detection of mining-induced fractures around a stope in Ezulwini gold mine, South Africa, by using AE events with similar waveforms, In *Proc. 21th Int. Acoustic Emission Sym., Jap. Soc. For Non-Destructive Inspection*, Okinawa Prefecture Municipal Center, Naha City, 27-30 November 2012.
- NAKATANI, M. 2013, Microfractures on natural faults stressed by mining, In the *International Summer School on Earthquake Science "Diversity of Earthquakes"*, Earthquake Research Institute of the University of Tokyo and the Southern California Earthquake Center, Hakone, Japan, 25 September 2013.
- NAOI, M., NAKATANI, M., PHILIPP, J., HORIUCHI, S., OTSUKI, K., KGARUME, T., MOREMA, G., KHAMBULE, S., MASAKALE, T., MIYAKAWA, K., WATANABE, A., MORIYA, H., MURAKAMI, O., YABE, Y., KAWAKATA, H., YOSHIMITSU, N., WARD, T., DURRHEIM, R. AND OGASAWARA, H., 2014, Frequency-magnitude distribution of $-3.7 < M_W < 1.3$ mining-induced earthquakes and b-value invariance with post-blast time, *Pure and Applied Geophysics*, 171, 2665-2684, doi 10.1007/s00024-013-0721-7.
- OGASAWARA, H., KATO, H., HOFMANN, G. AND DE BRUIN, P., 2012, Trial of the BX conical-ended borehole overcoring stress measurement technique, *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 102, 749-754.
- OGASAWARA, H., KATO, H., HOFMANN, G., ROBERTS, D., PIPER, P., CLEMENTS, T., WARD, A.K., YABE Y., YILMAZ, H., AND DURRHEIM, R.J. (2014). BX CCBO in-situ stress measurements at earthquake prone areas in South African gold mines – a summary of mini-workshop on 13 Feb 2014, *Proc. American Rock Mechanics Association Symposium ARMA2014*, Minneapolis, paper no. 14-7438 on CD-ROM.
- OGASAWARA, H., DURRHEIM, R.J., NAKATANI, M., YABE, Y., MILEV, A., CICHOWICZ, A., KAWAKATA, H., MORIYA, H. AND THE JST-JICA SA RESEARCH GROUP, 2009, A Japanese - South African collaboration to mitigate seismic risks in deep gold mines, In *Proc. 1st Hard Rock Safe Safety Conference*, J.

- van der Westhuizen (ed.), 28-30 September 2009, Sun City, South Africa, S. Afr. Inst. of Min. Metall., pp. 115-134.
- OGASAWARA, H., HOFMANN, G., KATO, H., NAKATANI, M., MORIYA, H., NAOI, M., YABE, Y., DURRHEIM, R., CICHOWICZ, A., KGARUME, T., MILEV, A., MURAKAMI, O., SATOH, T. AND KAWAKATA, H. 2013, In-situ monitoring and modelling of the rock mass response to mining: Japanese-South African collaborative research, In *Proc. 8th Int. Symposium on Rockbursts & Seismicity in Mines*, Saint Petersburg – Moscow, Russia, 1-7 September 2013, A. Malovichko and D. Malovichko (eds), Geophysical Survey Russian Acad. Sci., ISBN 978-5-903258-28-4, pp. 51-60.
- RYDER, J.A. and JAGER, A.J. 2002, *A Textbook on Rock Mechanics for Tabular Hard Rock Mines*, Safety in Mines Research Advisory Committee, Johannesburg.
- SUGAWARA, K. AND OBARA, Y., 1999, Draft ISRM suggested method for in situ stress measurement using the compact conical-ended borehole overcoring (CCBO) technique. *International Journal of Rock Mechanics and Minerals Science*, 36, 307-322.
- TELEKA S.R., GREEN J.J. and BRINK S., 2011, The automation of the "making safe" process in South African hard-rock underground mines, In *Proc. 26th Int. Conference on CAD/CAM, Robotics and Factories of the Future (CARs&FOF 2011)*, Kuala Lumpur, Malaysia, 26-28 July 2011. 12 pp.
- UTSU, T., 2003, Centennial Report of Japan. Part 2. Historical development of Seismology in Japan. In *International Handbook of Earthquake & Engineering Seismology*, Part B, W. Lee, P. Jennings, C. Kisslinger and H. Kanamori (eds), Academic Press, Chapter 79.33, pp.1-19.
- VIEIRA, F.M.C.C., DIERING, D.H. and DURRHEIM, R.J., 2001, Methods to mine the ultra-deep tabular gold-bearing reefs of the Witwatersrand Basin, South Africa. In *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*, W.A. Hustrulid and R.L. Bullock (eds), Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME), pp. 691–704.

SEISMIC LANDSTREAMER FOR URBAN UNDERGROUND INFRASTRUCTURE PLANNING PROJECTS – A CASE STUDY FROM VARBERG

Modern seismisk landstreamer för förundersökning av underjordisk infrastruktur i urban miljö – en fallstudie från Varberg

*Alireza Malehmir, Emil Lundberg, Mahdiah Dehgahnejad, Fengjiao Zhang, Bojan Brodic, Joachim Place / Uppsala University
Olof Friberg, Christin Döse, Mats Svensson, Henrik Möller / Tyréns*

Summary

As a part of the TRUST (TRansparent UndergrounD STRucture), an industry-academia partnership project, a multicomponent broadband based on digital sensors, seismic landstreamer system has been developed. The system is particularly geared for noisy environments and areas where high-resolution images of the subsurface are needed. The streamer has been tested in various locations (e.g. parts of Stockholm Bypass project) and for various other targets one of which was the planned underground train tunnel in the city of Varberg, southwest Sweden. Potential targets were bedrock surface and weakness zones, such as fracture and shear zones. During nearly three weeks, 25 seismic profiles totally about 7.5 km long, using a source and receiver spacing of 2-4 m, were acquired. A novel approach in the data acquisition was to combine the landstreamer with wireless sensors in areas where accessibility was restricted and, to provide crucial information seismic sensors had to still be placed but not in the form of streamer. Although the area is highly noisy especially in the city center and areas close to the train station, the seismic data successfully allowed mapping the bedrock surface and its undulation and areas where potentially rocks have poor quality. Based on these results and modeling work conducted in the area, a detailed and complementary investigation has been recommended and optimal locations for a second phase drilling campaign have been identified. Complementary to this study, new approaches to quantify uncertainty in the seismic data, models and interpretations were developed and tested. The uncertainty estimates and the seismic results are currently being used in BIM (building information modeling) together with geotechnical and geological observations and serve as one of the main ingredients for the planning and construction of the tunnel.

Sammanfattning

Som en del i TRUST (TRansparen UndergrounD STRucture), ett samarbetsprojekt mellan akademien och näringslivet, har ett modernt seismiskt landstreamer-system utvecklats. Systemet är baserat på digitala trekomponentssensorer med bred bandbredd.

Landstreamern är särskilt anpassad för brusiga miljöer där högupplösta bilder av mark och berg efterfrågas. Landstreamern har testats på olika platser och med olika mål, bland annat inom projektet Förbifart Stockholm. I detta fall användes landstreamern i förundersökningarna inför ett planerat tågtunnelbygge i Varberg i sydvästra Sverige. Målen där var berggrundsytan samt svaghetszoner såsom sprick- och skjuvzoner i berget. Under nästan tre veckor inhämtades data från 25 profiler med en sammanlagd längd av cirka 7.5 km. Avstånd mellan sensorerna och mellan skottpunkterna var 2-4 meter. Under datainhämtningen användes en kombination av landstreamern och trådlösa sensorer. Detta nya tillvägagångssätt gav ökad flexibilitet vid placering av sensorer, även där landstreamern ej kunde placeras. Det gjorde det möjligt att inhämta data från bland annat vägkorsningar och tågkorsningar, med streamern på ena sidan och trådlösa enheter på den andra sidan. Datakvaliteten var mycket bra trots den höga brusnivån i närheten av stadskärnan och tågstationen. Berggrundsytan och dess topografi samt zoner med potentiellt låg bergkvalité kunde kartläggas. En rekommendation för en andra fas med undersökningar och borrhål har anpassats utifrån modellering av alla resultat och där har seismik och borrhål varit viktiga komponenter. Som komplement till undersökningarna har tester, delvis nya, utförts för att kvantifiera osäkerheterna i de seismiska modellerna och därmed förbättra tolkningarna av dessa. De seismiska resultaten och dess osäkerheter har implementerats i BIM (Building Information Modeling) tillsammans med geotekniska och geologiska observationer och fungerar som ett av huvudinslagen i planerandet och inför konstruerandet av tunneln.

Introduction

Authorities in Sweden, among other countries, are expected to invest significantly on infrastructures specially those that are environmentally friendly and aim at reducing CO₂ emission. Due to limited surface accessibility in major cities, the country will particularly construct and develop more and more subways, train tunnels, underground highways and bypasses in order to facilitate the daily life and transportation. The degree to which we can understand geological conditions where these structures are going to be constructed also has great economical and environmental effects. What, however, makes urban environment challenging target for geophysical investigations is the various sources of noise and restriction both in time and space, which require the equipment to be versatile and to produce minimal disruption (e.g. *Pugin et al., 2004; Martinez et al., 2011; Inazaki, 2012; Krawczyk et al., 2012*).

In an attempt, to overcome issues with the cultural noise (except vibration) but also to provide sensors that are sensitive to weak signals, we developed a multicomponent broadband, based on MEMs (micro-electro mechanical systems) sensors, seismic landstreamer (see *Malehmir et al., 2015; Brodic et al., 2015*) that was for the first time used for the planning of a major urban underground infrastructure in the city of Varberg in southwest Sweden (Fig. 1). During nearly three weeks totally about 7.5 km long seismic data were collected with the main goals of (1) obtaining information about depth to the bedrock specially at where drilling was limited due to access limitations and pipes, (2) providing information about potential weakness zones that may be crucial for the planning and construction of the tunnel, and (3) optimizing the number of drill

points and locations for a follow-up and second-phase investigation. Complementary to these goals, we also developed and evaluated a series of approaches that allow quantifying uncertainty with respect to the quality of the data, tomography models and their interpretations.

Varberg train tunnel

The Swedish Transport Administration (Trafikverket) is the authority responsible for the planning and the construction of the Varberg tunnel (Fig. 1). According to the Trafikverket website (<http://www.trafikverket.se>), the existing train track, when completed (expected in 2024), will be doubled (a portion will be single track) through the entire west coast of Sweden. This will then allow an efficient, environmentally friendly transport and possibility for rail freight. This upgrading to double tracks will also increase the technical standard of the entire West Coast Line. This means that speed can be increased, which reduces travelling time, and greater reliability is provided. When the tunnel is built, a better contact between the city and the sea is possible. A new underground train station and freight yard will also be built that will free up the current rail yard for other developments such as green space and park at the same time.

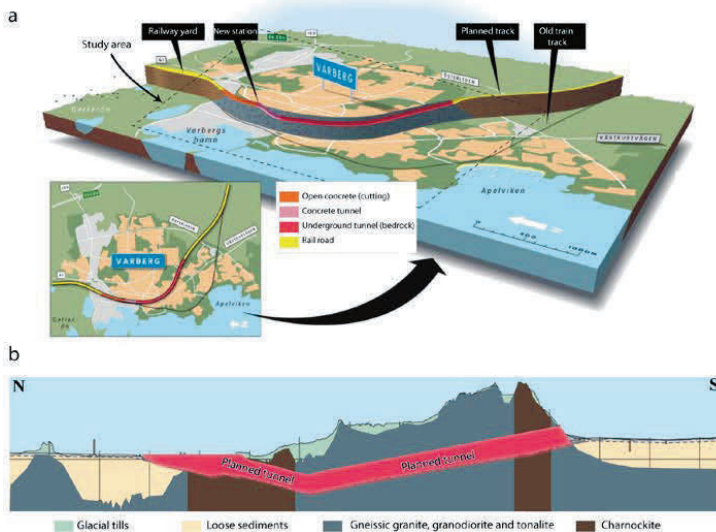


Figure 1. (a) Sketch showing the planned Varberg train tunnel and (b) expected geological units (simplified) to intersect the tunnel. Modified from the Swedish Transport Administration (<http://www.trafikverket.se>). Sketch shown in (b) is vertically exaggerated.

About 3 km of the train track will be built in crystalline bedrock in the form of tunnel (Fig. 1); the rest will be open concrete (cutting/trench) and concrete tunnel. The planning has started and the tunnel is expected to be ready by 2024. According to the

Trafikverket, the whole project is estimated (in 2009) to cost about 3 billion Swedish krona, which is a significant infrastructure project.

Geologically, the study area is situated within a highly metamorphosed, granulite facies region of Sweden known as the Varberg-Torpa charnockite-granite association comprising magmatic Varberg charnockite and the Torpa granite (Harlov *et al.*, 2013). Charnockite also occurs as inliers within the granitic-granodioritic-migmatitic orthogneisses rocks. According to the existing geological maps (e.g. Harlov *et al.*, 2013), the new tunnel track will be built within a sequence of gneiss and charnockite (Fig. 1). Recent drillings in the area, carried out within this phase of investigations, suggest that charnockite can be massive (Tyréns, *personal communication* 2014). Sometimes, however, it is difficult to separate charnockite from gneiss, because of high granulite facies metamorphism resembling gneiss mineralogically to be similar to that of charnockite. The gneiss is older than the charnockite. Major and regional scale lineaments are inferred to strike from north-northeast towards south-southwest of the area (Harlov *et al.*, 2013). This implies that there might be weak zones partly intersecting the planned tunnel track. There are also reported subhorizontal displacements in the area (dipping 0-30°; Tyréns, *personal communication* 2014).

The planned tunnel will start from the northern side of the city some 700-800 m north of the current train station as a concrete trench and will go down as a concrete tunnel for about 300 m after which the bedrock level is high enough to allow a conventional tunnel in the rock. The conventional tunnel comes out in the southern part of the city at where rocks are outcropping. Bedrock level and potential weakness zones within it are important along and in the close vicinity of the planned tunnel, as this may have environmental and engineering-design implications. The undulating surface of the bedrock is important to be delineated since this may indicate weak zones in the bedrock but also important for ground support and stability issues. Existing boreholes and our field observations in the city suggest bedrock depth varying from exposed to about 15 m sometimes within short distances.

Seismic data acquisition

Our recently developed, especially geared for urban environment, seismic landstreamer system (Malehmir *et al.*, 2015; Brodic *et al.*, 2015) was used for the data acquisition. The current landstreamer configuration consists of three segments each with twenty 3C-sensors 2 m apart and an additional segment, fourth one, with twenty 3C-sensors 4 m apart, giving a total streamer length of 200 m. These segments in a combination with synchronized wireless- and cabled-sensors can address a variety of field issues (e.g. road or train crossings or providing longer offsets for deeper investigations) and complex geological problems (e.g. delineating steep structures). A thorough reliability test of the streamer compared with planted geophones and similar type sensors but planted was carried out by Brodic *et al.* (2015) and also partly illustrated by Malehmir *et al.* (2015) from an exploration case study in northern Sweden. In this study, we used the four segments and an additional of 36 wireless single component 28-Hz sensors.

Occasionally, 5 additional 3C-MEMs sensors, similar to those used in the streamer, were also planted or used to provide a link between the segments especially at street's crossings. The acquisition system, a Sercel Lite 428, uses GPS signal for both data time stamping and sampling and thus the GPS times can easily be used to extract active-source data from the wireless sensors (were set to record continuously, passive, during the data acquisition). The streamer sensors have no sensitivity to electrical noise and measure sensor tilt that can be compensated for during the acquisition (if desired), potentially important in rough terrains and for multicomponent studies. Figure 2 shows a collection of field photos of the streamer and wireless sensors from a few lines in Varberg (this study).



Figure 2. Field photos showing (a) seismic source (a 110-kg accelerated weight drop) used in this study to generate seismic signal and a close-up of a 3C sensor mounted on the sled, (b-c) example field and ground conditions in the city of Varberg and (d) combined wireless and streamer sensors (see lines 2 and 3 in Fig. 3).

About 9000 source gathers (or about 2400 source points), 25 profiles (Fig. 3) and totally about 7.5 km long seismic data were recorded during 19 days of data acquisition (totally about one full-day delay due to heavy rain). At least three repeated shots were produced at every shot location in order to increase signal-to-noise ratio.

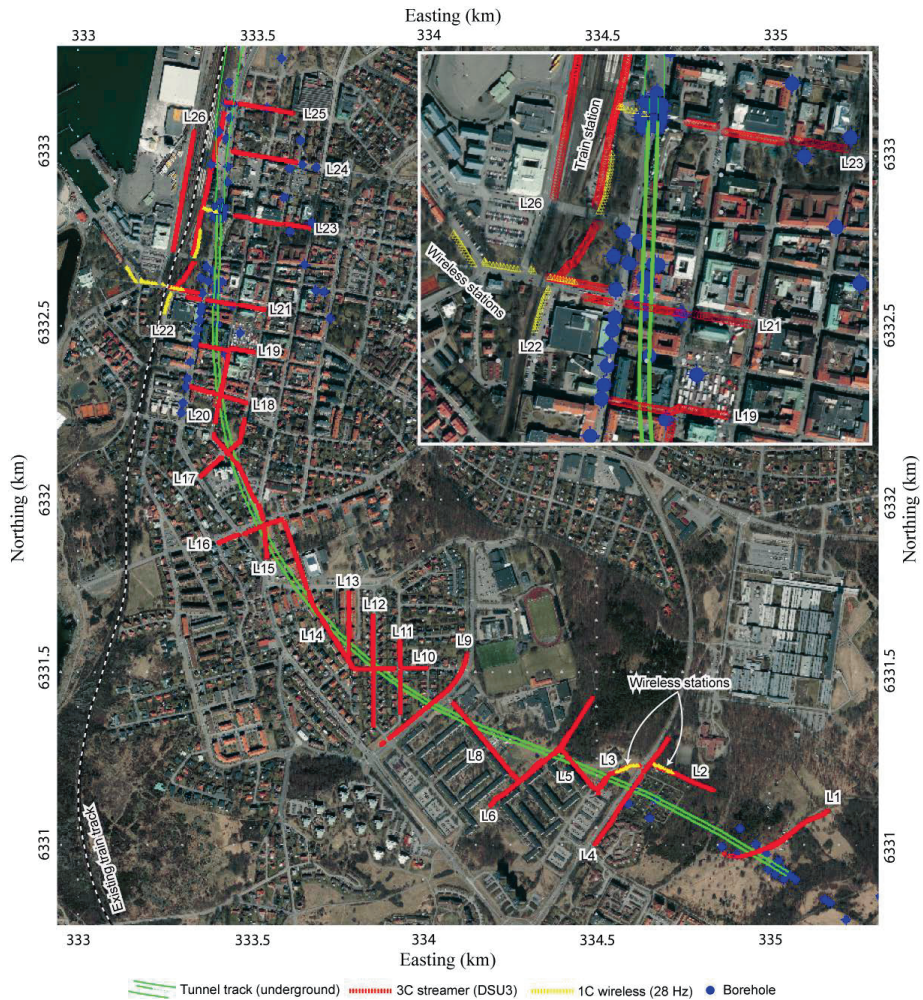


Figure 3. Aerial photo showing the location of the seismic profiles with respect to the planned tunnel in the city of Varberg. A novel approach in the data acquisition was to combine the streamer with wireless sensors (yellow points) in areas where accessibility was limited for the streamer but crucial information had to be gathered. Inset figure shows a close-up of a few lines close to the train station and how parts of the lines had to be moved from one side of the street to another (e.g. line 21).

A differential GPS system (DGPS) was used for the surveying of every receiver and source position with an accuracy of less than a few centimeters for the coordinates. At some locations especially where covered by large number of trees and high buildings, the coordinates of a few sensors had to be interpolated but this was not a big issue given

the fixed and known distances between the sensors in the streamer. Possible surveying errors and their contributions to the results will be discussed later.

After merging the raw streamer data with the wireless stations, the combined data were vertically stacked for the repeated shots and then used for picking the first arrivals. First arrivals were first picked automatically and then inspected and corrected manually where needed. The quality of the first arrivals varies from line to line and this was also considered during the interpretation of the tomographic results. Figure 4 shows a few example shot records.

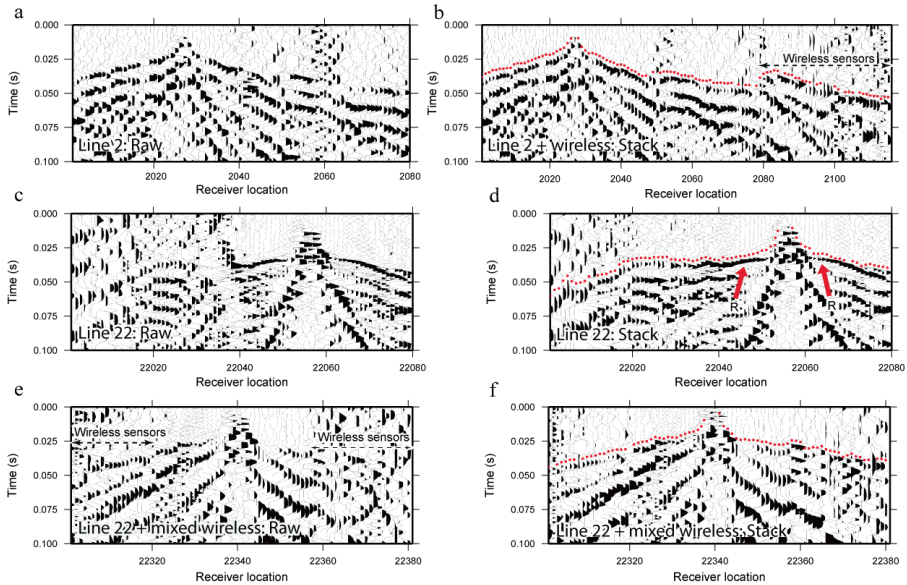


Figure 4. Example source gathers (a-b) from lines 2 and (c-d) 22 (see Fig. 3 for locations) before and after vertical stacking of at least three repeated shots. Line 2 (and line 3) was collected using a combination of streamer and wireless sensors (b). An example shot gather from the southernmost end of line 22 (Fig. 3) where wireless sensors were used on both sides of the shot (e) before and (f) after vertical stacking. Note the reflection marked as R in (d) and the improved quality of the first arrivals in the vertically stacked shot gathers.

Seismic results

To overcome issues with complex geology and crooked source and receiver geometries especially when wireless sensors were used, we carried out 3D travel time tomography to the first arrivals (Tryggvason et al., 2002). This is required if a thorough comparison between borehole data and where additional investigations should be carried out. A good example of complex seismic line geometry is shown in Figure 3 (see the inset figure) for line 21 and why a 3D tomography is required. Tomography results for a

collection of seismic lines from the northern, city center, and southern parts of the study area are shown in Figure 5. The tomography results were used to define the depth to bedrock and to identify regions where rocks potentially have poor quality.

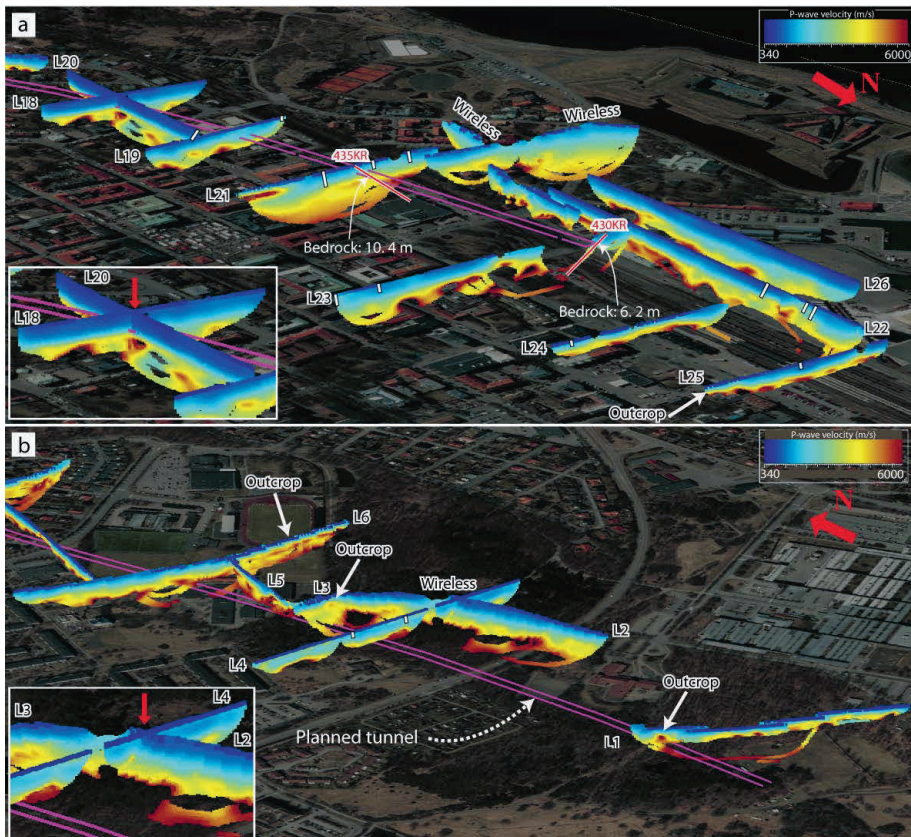


Figure 5. Tomography results visualized in 3D with respect to the location of the planned tunnel and cultural features observed on the aerial photo. Note how existing boreholes correlate with the tomography results. Note also how the tomography results are consistent at the crossing point of the seismic lines (e.g. lines 18 and 20 or lines 2, 3 and 4; see the inset figures). Boreholes 430KR and 435KR were recently drilled and a comparison between the velocity information and core photos from these boreholes are presented later.

Uncertainty quantifications

A fundamental question arises here and in similar type studies: *where is the bedrock surface in the tomographic results?* One would expect good quality rocks in a crystalline environment to have velocities more than 5000 m/s (e.g. Barton 2007). While certainly these velocities are indicative of bedrock materials (sometimes should

be normalized for the density e.g. for mafic and ultramafic rocks), this cannot be used as a threshold for the identification of bedrock level. Taking this threshold velocity would lead to misleading results and no low-velocity zones within the bedrock can then be inferred. On the other hand, normally consolidated glacial and post-glacial sediments are unlikely to have velocities more than 2000 m/s (e.g. *Malehmir et al., 2013*). Tomographic inversions often use smoothing constraints to speed up the inversion. This implies that bedrock would never be a sharp velocity boundary and rather a transition at where low velocities rapidly increase to high velocities (e.g. Fig. 5).

We checked several threshold velocities in comparison with the existing boreholes (Fig. 5) and noticed that a bedrock level is often better found if a velocity threshold of 1800-2000 m/s is used. This would also help to identify regions where potentially rocks have poor quality and hence low velocity. Figure 6 shows four scenarios for the bedrock level based on four different velocity thresholds (i.e. 1600-1800 m/s, 1800-2000 m/s, 2000-2200 m/s and 2200-2400 m/s). After a careful inspection of these results against borehole data, we found that the estimated depth to bedrock shows generally large errors when the chosen velocities are higher than 2000 m/s.

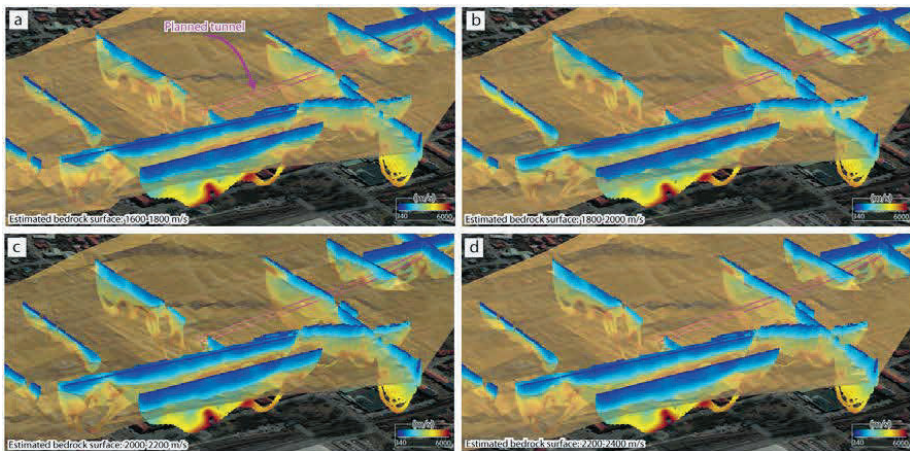


Figure 6. Bedrock level surfaces generated using four scenario velocity ranges (a) 1600-1800 m/s, (b) 1800-2000 m/s, (c) 2000-2200 m/s and (d) 2200-2400 m/s. Tomography results in the city center are visualized in 3D with the four scenario surfaces (see Fig. 5a).

In order to provide some statistical measures from this analysis, we used the existing borehole data from the study area (32 boreholes) and searched for velocities from these four ranges that best fit the bedrock level and their corresponding depths (closest to what the nearest borehole suggested). A search radius of 20 m was used in order to obtain results in case the borehole did not intersect the tomographic section. Then the difference between the actual bedrock depth and what tomography was suggesting

based on these velocities was taken as an estimate for the error for a particular velocity range (Fig. 7).

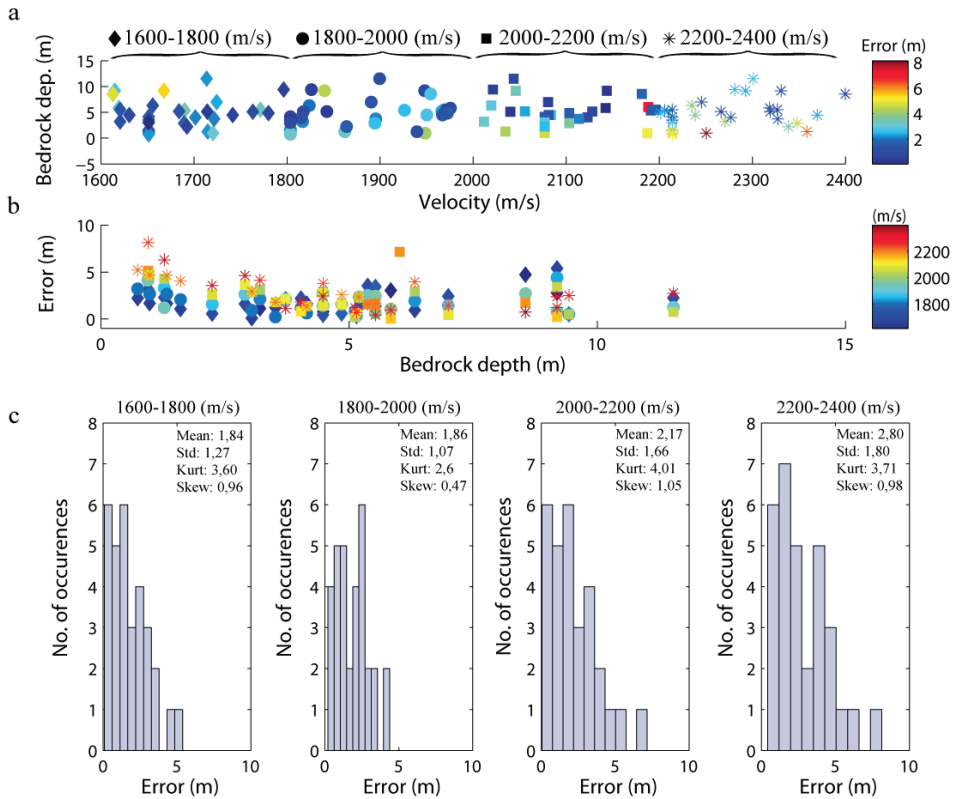


Figure 7. Correlation between borehole data and the four velocity ranges used to define the bedrock level (see Fig. 6) shown for (a) velocity versus bedrock depth color coded based on the estimated error and (b) bedrock depth versus error color coded based on the velocities used to find the bedrock level. These plots suggest that a bedrock level automatically defined using a velocity range between 1800-2000 m/s provides the least error and best matches the existing boreholes. (c) Histogram of the error for each particular velocity range further illustrating why a choice of 1800-2000 m/s is statistically the best for picking the bedrock surface. It provides the least average error and lowest standard deviation; compare this with the histogram of 2200-2400 m/s. Nine classes were used for the histogram plots.

A careful inspection of the results suggests that a velocity range between 1800-2000 m/s provides a good match with the bedrock level. Velocity range 2200-2400 m/s provides the least match and hence the largest error. A couple of extreme error values appear in

the results, which is due to a shallow bedrock level (1-2 m depth) that is not resolved by the seismic data and tomography (Fig. 7).

To summarize this analysis, we show histogram of the error for each scenario with their related statistics (Fig. 7c). Out of 32 boreholes, 17 boreholes intersect the bedrock within 1 m error (tomography cell size in the vertical direction) when a velocity range 1800-2000 m/s is used. An average error of 1.8 m and a standard deviation about 1 m is observed for this range. When larger velocities are used the average error increases to more than 2 m and standard deviation reaches to more than 1.8 m (Fig. 7c). This means statistically a velocity range between 1800-2000 m/s is best suited for the bedrock level based the available borehole data. When borehole data are available, this type of analysis is well suited for engineering applications since it provides better estimates on uncertainty in defining the bedrock model. The four scenarios (Fig. 6) all suggest that the planned tunnel will most likely be in the rock except at a few places in the northern side where, already known, the tunnel will be constructed using concrete cover and cutting methods. This, however, does not imply that the tunnel will be in good quality rocks everywhere.

A non-trivial issue that should also be investigated is the quality of seismic data and their influence on the results. This is particularly important for landstreamer data since there is a tendency to interpolate for the coordinates given the fixed position of the sensors. Although the sensors are at fixed positions within the streamer, urban complexities, combined with inaccurate coordinate surveying close to high buildings, sometimes dictate different spacing between the sensors. If good coordinates are not available, an interpolation is considered and the effects of this interpolation (and bad coordinates) may not thoroughly be investigated. In conjunction with the Varberg project, we also performed several tests to evaluate effects of bad quality coordinates and first arrival picks. This was done first by assuming all the data are influenced by these errors and then by only checking the effects when only parts of the data were influenced by bad quality coordinates and traveltime picks (latter is not shown here). The experiment was done assuming first the nature of the error is random following a normal distribution with a mean of zero and, 3 ms, 1 m and 3 m standard deviations for the traveltime picks, elevation and XY coordinates (northing and easting), respectively. We chose these values based on our field and post-field observations for the quality of the first arrivals and coordinates. These choices are subjective, case and line dependent.

Regardless of what distribution is used and what portion of the data is influenced by these errors, we find that the largest error in the tomographic results is from bad quality elevation data (Fig. 8). Influence of the error in the elevation (Fig. 8c) with a standard deviation of only 1 m is much larger than the influence of error in traveltime picks using standard deviation 3 ms and XY coordinates using 3 m. Note that the inversion uses $2 \times 2 \times 1$ m cells and is carried out fully 3D and sometimes cells in the crossline direction (Y) have no influence on the results specially when the lines are fairly straight.

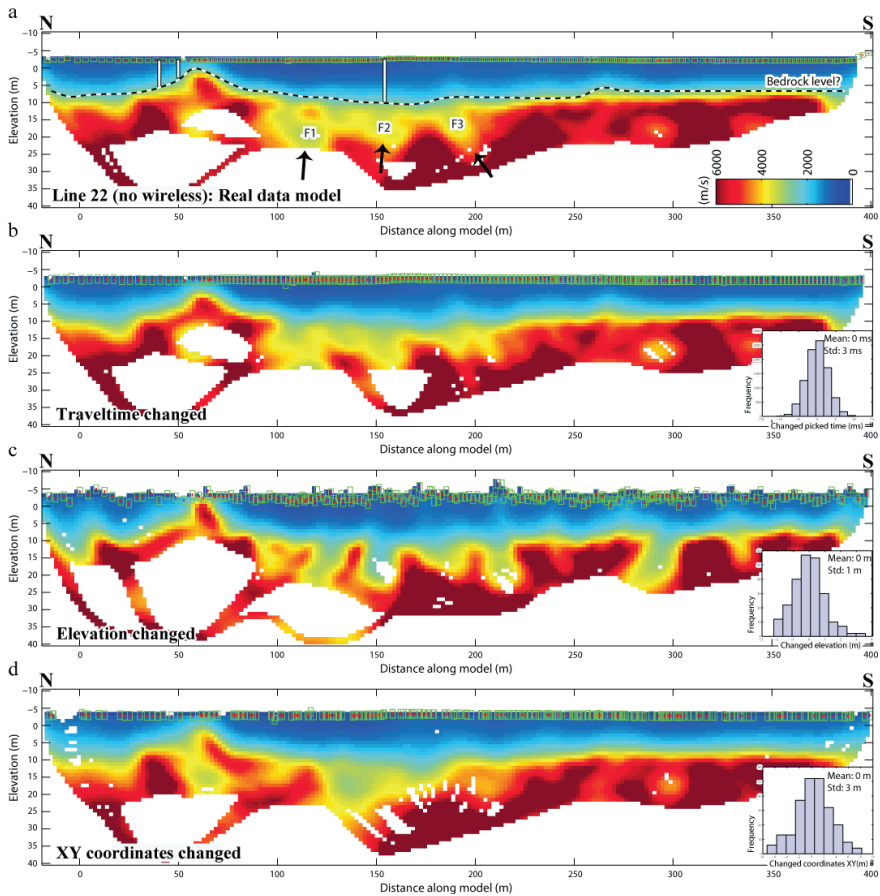


Figure 8. Uncertainty analysis carried out through synthetic examples and inversions for line 22 (Fig. 3) showing (a) the inversion result as obtained for the data (F1-F3 are interpreted to represent weakness zones), (b) when traveltimes are perturbed (mean 0 ms and standard deviation 3 ms), (c) when elevation data are perturbed (mean 0 m and standard deviation 1 m), (d) when northing and easting coordinates are perturbed (mean 0 m and standard deviation 3 m). It is striking to observe the effect of elevation error and how it manifests itself in the inversion results as either undulation in the bedrock surface or zones of low velocities within it.

Rock quality v.s velocity

Two recent cored boreholes occur near two of the seismic lines (i.e. 430KR and 435KR; locations are shown in Fig. 5a). The core images (Fig. 9) were made available to us for a qualitative comparison with the tomographic results. One of the boreholes (430KR) intersects good quality rocks and corresponds to velocities of about 6000 m/s in the

tomographic section close to one of the entrances of the tunnel. The other borehole (435KR) is located close to the central part of line 21 (Figs. 3 and 5a), about a few meters north of the line, and drilled in the azimuth of the planned tunnel. Assuming that a direct projection can be made to the seismic result from line 21, relatively poor quality rocks exhibiting velocities on the order of 3500–4500 m/s would be encountered (Fig. 9d). It is interesting to observe that although rocks exhibit poor quality, velocities are still on the order of 4000 m/s, more than what consolidated sediments representing and about 1000 m/s less than in 430KR. These observations may suggest the weakness zone is small and likely local (not fully resolvable by the method).

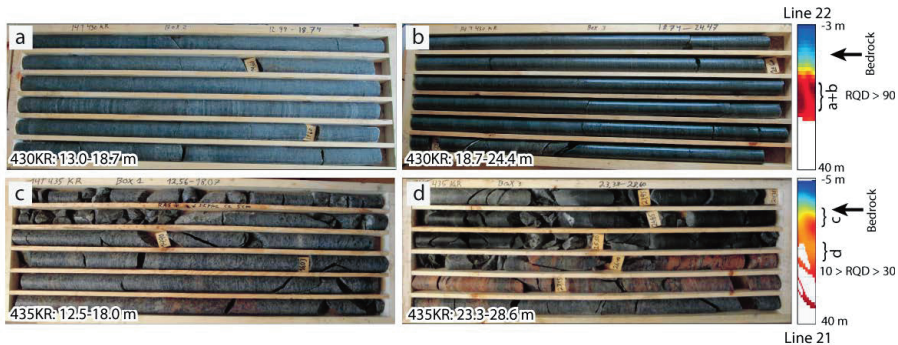


Figure 9. Core photos (wet surface) along portions of two boreholes in the northern parts of the study area (a) 430KR from 13 to 18.7 m, (b) 430KR from 18.7 to 24.4 m, (c) 435KR from 12.5 to 18 m, and (d) 435KR from 23.28.6 m. A panel showing velocity data as obtained near these boreholes are also shown (for locations see Fig. 5a). Boreholes dip about 60 and 50 degrees for 430KR and 435KR, respectively. Note the good quality rocks observed from 430KR compared with relatively poorer quality rocks from 435KR and their comparisons with the tomograms.

Other potentials

The Varberg project illustrates the capability of the streamer for urban planning and site characterization projects. The seismic data are rich in information and only parts of these data have been presented here. Several reflections are observed on the data (e.g. Fig. 4), which have also been processed to provide reflection images of the subsurface and to complement the tomography results. We will also aim at extracting information from the horizontal components of the seismic data and see if they allow extraction of shear-wave velocities, which then in combination with P-wave velocities obtained in this study can be used to estimate the dynamic rock properties. The seismic data combined with the existing and additional geotechnical boreholes obtained in this project are currently used in GeoBIM and provide one of the key ingredients for the planning and construction of the Varberg tunnel and serve basis for defining additional investigations.

Acknowledgements

The seismic survey was carried out within the frame of Trust 2.2 and 4.1 projects (<http://trust-geoinfra.se>) sponsored by Formas, BeFo, SBUF, SGU, Tyréns, Skanska, Boliden, FQM, and NGI. Tyréns supported this particular project for which we are grateful. We thank graduate and undergraduate students and staff from Dept. of Earth Sciences of Uppsala University for taking part in the acquisition of the seismic data, and the development of the seismic streamer. We particularly thank the Swedish Transport Administration (Trafikverket) for allowing presenting these results.

References

- Barton, N., 2007. Near-surface gradients of rock quality, deformation modulus, V_p and Q_p to 1 km depth. *First Break* **25**, 53–60.
- Brodic, B., Malehmir, A., Juhlin, C., Bastani, M., Pugin, A., Polom, U., 2015. Multicomponent broadband seismic landstreamer for high-resolution imaging and site characterizations for near surface applications. To be submitted.
- Harlov, D.E., van den Kerkhof, A., Johanesson, L., 2013. The Varberg-Torpa Charnockite-Granite association, SW Sweden: mineralogy, petrology, and fluid inclusion chemistry. *Journal of Petrology* **54**, 3–40.
- Inazaki, T., 2012. Development and Utilization of an S-wave type land streamer for high-resolution reflection surveying. EAGE Annual Meeting.
- Krawczyk, C.M., Polom, U., Trabs, S., Dahm, T., 2012. Sinkholes in the city of Hamburg—New urban shear-wave reflection seismic system enables high-resolution imaging of sub-erosion structures. *Journal of Applied Geophysics* **78**, 133–143.
- Malehmir, A., Bastani, M., Krawczyk, C., Gurk, M., Ismail, N., Polom, U., Persson, L., 2013. Geophysical assessment and geotechnical investigation of quick-clay landslides - a Swedish case study. *Near Surface Geophysics* **11**, 341–350.
- Malehmir, A., Wang, S., Lamminen, J., Brodic, B., Bastani, M., Vaitinen, K., Juhlin, C., Place, J., 2015. Delineating structures controlling sandstone-hosted base-metal deposits using high-resolution multicomponent seismic and radio-magnetotelluric methods, a case study from northern Sweden. Accepted for *Geophysical Prospecting*.
- Martinez, K., and Alfredo, M.J., 2011. Urban seismic site investigations for a new metro in central Copenhagen: Near surface imaging using reflection refraction and VSP methods. *Physics and Chemistry of the Earth* **36**, 1228–1236.
- Pugin, A.J., Larson, T.H., Sargent, S.L., McBride, J.H., Bexfield, C.E., 2004. Near-surface mapping using SH-wave and P-wave seismic land-streamer data acquisition in Illinois, U.S. *The Leading Edge* **23**, 677–682.
- Tryggvason A., Rögnvaldsson S.T., Flovenz Ó.G., 2002. Three dimensional imaging of P- and S-wave velocity structure and earthquake locations beneath southwest Iceland. *Geophysical Journal International* **151**, 848–866.

BERÄKNINGSVERKTYG FÖR BERG- KARAKTÄRISERING VID INJEKTERINGSDESIGN

Calculation tool for rock characterisation during grouting design

Johan Thörn, Chalmers tekniska högskola

Edward Runslätt, Golder Associates AB

Sara Kvartsberg, Norconsult AB

Sebastian Almfeldt, SAA Konsult

Åsa Fransson, Chalmers tekniska högskola

Sammanfattning

Denna artikel utgör en mycket kort introduktion till ett beräkningsverktyg, med tillhörande användarhandledning, för bergkaraktärisering vid injekteringsdesign som presenteras i monter under Bergmekanikdagen 2015, och sedan hålls fritt tillgängligt via internet.

Abstract

This paper is a brief introduction to a calculation tool and users guide for rock characterization during grouting design that is presented during the exhibition at Bergmekanikdagen 2015, and thereafter freely available from the internet.

Bakgrund

Under senare år har täthetskraven vid infrastrukturprojekt skärpts väsentligt. De strikta kraven har främst kommit som en följd av skärpta miljökrav och ett ökat byggande i urbana miljöer, men även funktionskrav från beställare. Detta innebär ett ökat behov att täta sprickor med små sprickvidder.

En designmetodik för injektering som är framtagen vid Chalmers tekniska högskola (Gustafson m. fl. 2004, Gustafson 2009) hanterar ovanstående frågeställningar och möjliggör förutsägelser gällande resultat och resursåtgång. I designmetodiken ingår att upprätta fördelningar av spricktransmissiviteter och sprickvidder i bergmassan, vilket är ett sätt att beskriva hydrauliska egenskaper hos sprickorna i bergmassan. Indata fås främst från olika typer av hydrauliska mätningar, t.ex. vattenförlustmätningar. Dessa mätningar ger dock begränsad information om enskilda sprickors egenskaper till följd av mätintervallens längd och begränsningar i mätnoggrannhet. Genom att behandla mätdata med hjälp av statistiska fördelningar kan dock en god indikation fås om enskilda sprickors genomsläpplighet, även för mätningar genomförda i längre mätintervall och för sprickor vars genomsläpplighet befinner sig under mätgränsen.

Paretofördelningen är en typ av statistisk fördelning som har visat sig passa väl för att beskriva den stora spridning som finns mellan olika sprickors genomsläpplighet (transmissivitet), också för sprickor som ligger utanför mätgränsen i vanliga sektionsvisa hydrotester (Gustafson och Fransson 2006). Med antagande om att en sprickas vattenförande vidd (hydrauliska apertur) kan skattas med kubiska lagen kan en transmissivitetsfördelning transformeras till en sprickviddsfördelning, vilket i sin tur kan sättas i relation till inflödeskrav. Därmed kan beräkningar ge en skattning av hur små sprickvidder som måste tätas för att nå ett givet inläckagekrav och utifrån detta kan väl underbyggda val av injekteringsbruk göras. Via dessa beräkningar fås även en indikation på hur omfattande injekteringsinsatsen kan väntas bli. Beräkningarna utgör dock en tidig prognos av svårighetsgraden framtagen under specifika antaganden, och måste följas upp och uppdateras under injekteringsarbetet.

Projektet

Den ovan beskrivna designmetodiken har genomförts i ett antal tunnelprojekt i Sverige, dock har den oftast införts som en del av ett forskningsprojekt och injekteringsdesign som baseras på statistisk hantering av sprick- och hydrodata har ännu inte nått en allmän och bred spridning. En av anledningarna till detta hänger sannolikt ihop med att

användaren av de statistiska analyserna måste kunna formulera olika typer av sannolikhetsfördelningar, samt kunna utföra programmering av dessa. Dessutom förekommer ett antal modellantaganden med osäkerheter i analyserna som måste tas hänsyn till. Statistiska utvärderingar av hydrauliska testdata har fått viss spridning och egna verktyg har utvecklats av användarna, men de kräver ofta omfattande handpåläggning och riskerar därför att i mindre utsträckning vara testkörda och felsökta. För att fler i bergbyggnadsbranschen ska kunna tillgodogöra sig metoden för statistikbaserad injekteringsdesign har därför ett kostnadsfritt och tillgängligt beräkningsverktyg för statistiska beräkningar utvecklats.

Verktyget har gjorts som ett makro-kodat Excelblad för att maximera tillgängligheten. Till verktyget hör en tredelad Beforrapport (Thörn m. fl. 2015) som är uppbyggd som tre mer eller mindre fristående delar: A) Teoretisk bakgrund B) Praktiska råd och C) Användarhandledning. Från lansering hålls verktyget fritt tillgängligt utan kostnad via Chalmers hemsida (Chalmers 2015), och även länkat från rapportens sida hos Befo.

Verktyget har under utvecklingen testats i två omgångar av frivilliga branschkollegor, alfa och betatest, samt med input från projektets referensgrupp (namngivna under rubriken tillkännagivanden).

Avsikten har aldrig varit att genom verktyget ge en fullautomatiserad och heltäckande injekteringsdesign, utan att lösa en knivig beräkning som kan användas för injekteringsdesign för berg som kan anses uppfylla några grundantaganden. Av denna anledning har vi försökt hålla rapporten strukturerad på ett lättillgängligt sätt och utforma verktyget på ett sätt som inte nödvändigtvis gör det helt fristående från rapporten.

Tilkännagivanden

Följande personer tackas varmt för engagemang och synpunkter i projektet:

Referensgrupp

Björn Johansson, Skanska
Lars Hässler, Golder Associates
Magnus Eriksson, SGI
Per Tengborg, BeFo
Thomas Dalmalm, Trafikverket

Alfatest

Christian Butron, Sweco

Ingvar Rhén, Sweco

Johanna Lithén, Bergab

Magnus Eriksson, SGI

Magnus Zetterlund, Norconsult

Betatest

Björn Johansson, Skanska

Håkan Stille, KTH

Ingvar Rhén, Sweco

Martin Stigsson, SKB

Mats Holmberg, Tunnel Engineering

Mikael Creütz, Golder Associates

Nils Granberg, Tyréns

Raymond Munier, SKB

Thomas Janson, Tyréns

Referenser

Chalmers tekniska högskola. (2015). "Hydrogeologi och injektering." 2015, <http://www.chalmers.se/hydrogeologi-injektering>.

Gustafson, G. (2009). Hydrogeologi för bergbyggare. Göteborg, Formas.

Gustafson, G. och Fransson, Å. (2006). "The use of the Pareto distribution for fracture transmissivity assessment." Hydrogeology Journal **14**(1-2): 15-20.

Gustafson, G., Fransson, Å., Funehag, J. och Axelsson, M. (2004). "Ett nytt angreppssätt för bergbeskrivning och analysprocess för injektering." Väg och Vattenbyggaren **4** 10-15.

Thörn, J., Kvarnberg, S., Runslätt, E., Almfeldt, S. och Fransson, Å. (2015).

Beräkningsverktyg för bergkaraktärisering vid injekteringsdesign. Stockholm, BeFo-Stiftelsen Bergteknisk Forskning.

INJEKTERING- PROCESSFÖRBÄTTRINGAR GENOM SIMULERING

Grouting- process improvements through simulation

*Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola
Hassan Elmir, Edvirt AB*

Summary

Grouting can be difficult to fully understand because there are several factors that can affect the final result. Factors such as understanding of rock, used grouting technique, grout with the right properties and equipment with sufficient capacity. There is a variety of different combinations of grout and grouting techniques that would yield good results but it is not always easy to find the most optimal one. Edvirt have spent the last two years developing a grouting simulator that can facilitate the process and make grouting more comprehensible. The simulator enables users to test different combinations of grout and grouting techniques and see the results very quickly in an easy to understand visualization. The simulator is still a work in progress but has already been used in an educational grouting course and in the planning phase of a tunneling project.

Sammanfattning

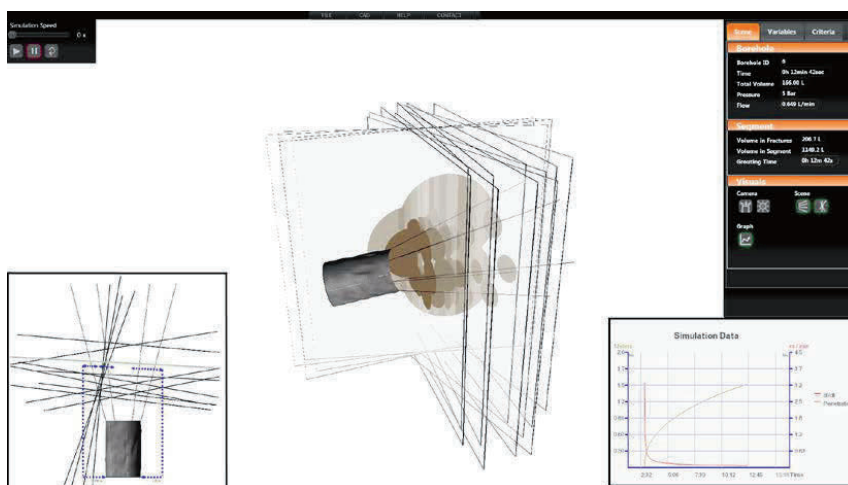
Injektering har länge varit svårt att förstå fullt ut på grund av att det finns flera faktorer som kan påverka det slutliga resultatet såsom; förståelse för berget, vald injekteringsteknik, injekteringsmedel med rätt egenskaper samt en utrustning med tillräcklig kapacitet. Det finns en mängd kombinationer mellan injekteringsmedel och injekteringsteknik att välja mellan som klarar att täta berget tillräckligt. Det är svårt att veta vilken kombination som är mest optimal då man är i projekteringskedet, gör provningar och laborationer samt vid utförande då man tar beslut vid stuff. Dessutom får man inte slutresultaten från injekteringsinsatsen förrän mätvallar är konstruerade och mätningar av flödet är gjorda och uppföljda. Branschen, med hjälp av forskningen, har dock kommit långt med att prognosticera resultatet samt att observera med hjälp av kontrollhål.

Projektet

Med ovanstående i åtanke har Edvirt AB under de senaste två åren drivit ett projekt där man utvecklat ett verktyg som visualiserar injektering i en 3D-miljö. Syftet med verktyget är att skapa en brygga mellan teori och praktik och på ett pedagogiskt sätt förklara hur injekteringsprocessen sker. Beräkningsmodulen i verktyget utgår från publicerat material. Verktyget är idag kraftfullt och klarar av att simulera samt visualisera komplexa scenarion i

realtid. Borrhål och sprickor i simuleringen är modifierbara och användaren kan skapa upp en scen baserat på verkliga förutsättningar i t.ex. ett kommande tunnelprojekt.

I verktyget kan användaren specificera vilken injekteringsdesign man vill använda. Man kan modifiera bruksegenskaper, övertryck, samt olika stoppkriterier för varje borrhål. Verktöget klarar av att hantera komplexa scener väldigt snabbt, vilket möjliggör snabbare tester av olika design i varje skärm. En av styrkorna med verktyget utifrån ett förståelseperspektiv är att mycket information om injekteringsförloppet kan utskiljas. Mer än bara pumptid och tryck som ofta är fallet i verklig produktion. Användaren får även en rad olika grafiska kurvor i realtid, visualisering av sprickorna som tätas och det viktigaste- erfara att injekteringsförloppet tar tid! Utöver detta får användaren även en detaljerad bild över hur lång inträngning man har runt tunneln, vilket gör det lättare att relatera till begränsningar som t.ex. närliggande tunnlar och anläggningar.



Figur 1: Överblick över en injekterad scen i simuleringsverktyget
Figure 1: Overview of a grouted scene in the simulation tool.

Projektet har finansierats av Vinnova och utvecklingen har skett i nära samarbete med Johan Funehag, forskare på Chalmers Tekniska Högskola. En projektgrupp, bestående av BESAB, SIKA och Tyréns, har även medverkat för att tillföra branschkunskap. Nyligen finansierad forskning ämnar förbättra förståelsen avseende hela injekteringsförloppet- från pump till slut samt att nå verifikation på utförda projekt. Simulatorens är en viktig del i detta för att visualisera problemen och på ett pedagogiskt sätt simulera händelseflödet för injektering. Simulatorens har även använts vid utbildning och för bygghandling till tunnelproduktion sedan den första versionen av den släpptes i Augusti.

BEHOVSPRÖVAD INJEKTERING - HYDROGEOLOGISK BASERAD METODIK FÖR IMPLEMENTERING

Demand-assessed grouting – a hydrogeologically based methodology for implementation

Peter Wilén, Norconsult AB

Sara Kvartsberg, Norconsult AB

Magnus Zetterlund, Norconsult AB

SAMMANFATTNING

I en studie som finansierats av BeFo utreds hur behovsprövad injektering skulle kunna implementeras som en robust injekteringsstrategi för att uppfylla miljökrav. I studien presenteras en strukturerad metodik som är indelad i ett förundersökningsprogram och en injekteringsprognos. Metodiken exemplifieras med fallstudier av infrastrukturtunnlar i Sverige och Norge.

En hypotes är att en behovsprövad strategi bör baseras på en god förståelse för områdets hydrogeologiska förutsättningar, samt att tätningsinsatser bör koncentreras till områden som är mer genomsläppliga och/eller känsliga för grundvattenpåverkan. Vid projektering är det därför viktigt att etablera en hydrogeologisk modell för att analysera grundvatten-bildning till berg, tolka bergmassans hydrauliska beteende och identifiera känsliga områden baserat på potentiella skadeobjekt.

Resultat från studien tyder på att behovsprövad injektering kan användas inom svenskt tunnelbyggande i högre utsträckning än vad som tillämpas idag (för att uppfylla miljökrav). Resultat från fallstudierna indikerar att en behovsprövad strategi skulle kunna minska antalet injekterings-skärmar med uppemot 40-50 % vid tillämpning av varierande inläckagekrav. Detta innebär betydande kostnadsreduceringar för tätningsarbeten, även om det tillkommer vissa kostnader för projektering, beslutfattning och sondering under byggskedet.

ABSTRACT

This study, financed by BeFo, aims to investigate how demand-assessed grouting could be implemented as a structured and robust grouting strategy in Sweden that can fulfill environmental requirements. The study includes a structured methodology that consists of two parts; a pre-investigation program and a grouting prognosis. The method is exemplified using case studies of both Swedish and Norwegian tunnels.

One hypothesis is that a demand-assessed grouting strategy should be based on a good understanding of hydrogeological conditions; another is that water-mitigating efforts should be concentrated to highly water-conductive areas and areas vulnerable to groundwater impacts. An important part of the design is therefore to establish a hydrogeological model that includes analyses of groundwater recharge, interpretation of the hydraulic behavior of the rock mass, and identification of sensitive areas.

The results of study suggest that demand-assessed grouting can be used within Swedish tunneling to a greater extent than it is today. Results from case studies indicate that a demand-assessed approach could reduce the number of grouting fans by 40-50 %. This will result in significant cost-reductions; even if there also will be costs for planning, decision-making and probing during the construction phase.

1 INTRODUKTION

För att reducera mängden inläckande vatten i svenska bergtunnlar utförs i de allra flesta fall kontinuerlig förinjektering, vilket normalt innebär en standardiserad injekteringsinsats längs hela tunneln. Nyttan av tätningsinsatser längs en tunnel varierar dock, beroende på omgivningens krav, grundvattenförekomst och injekteringsteknik. I vissa områden är förmodligen bergmassan redan tillräckligt tät för att uppfylla miljökrav utan tätning. Förekommer dessa områden med tillräckligt hög frekvens kan det vara mer resurs-effektivt att övergå till ett flexibelt förfaringsätt där åtgärder enbart sätts in där de behövs och gör nytta, dvs. utföra behovsprövad injektering.

Behovsprövad injektering förekommer i begränsad omfattning i svenska tunnelprojekt. I ett BeFo-finansierat forskningsprojekt utreds därför hur behovsprövad injektering skulle kunna implementeras som en robust injekteringsstrategi för att uppfylla miljökrav i infrastrukturtunnlar. Projektet resulterade i en BeFo-rapport (Wilén et al, 2015) och syftet med denna artikel är att presentera några av de viktigaste resultaten.

I projektet presenteras en strukturerad metodik för att utreda möjligheten att utföra behovsprövad injektering. Metodiken utvecklades från hypotesen att en behovsprövad strategi bör baseras på en god förståelse för områdets hydrogeologiska förutsättningar, samt att tätningsinsatser bör koncentreras till områden som är mer genomsläppliga och/eller känsliga för grundvattenpåverkan. Arbetsgången i metodiken nyttjar underlag som normalt finns tillgängliga i tunnelprojekt och har testats i fallstudier av norska och svenska tunnlar. Denna artikel fokuserar på att presentera viktiga förutsättningar för att kunna utföra behovsprövad injektering. Dessutom ges en översiktlig beskrivning av metodiken, som även exemplifieras med några resultat från projektets fallstudier.

2 FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR BEHOVSPRÖVAD INJEKTERING

Vid behovsprövad injektering ska förinjektering endast utföras i de delar av tunneln där oacceptabla inläckage förväntas förekomma och där täthetskraven riskerar att överskridas. Mellanliggande sektioner lämnas oinjekterade eftersom bergmassan redan är tillräckligt tät och uppfyller täthetskraven. På så sätt kan resursanvändning i form av tid och material minskas samtidigt som täthetskraven uppnås. Den behovsprövade strategin kräver dock en god förståelse för hydrogeologiska förhållandena eftersom det blir nödvändigt att kunna bedöma hur inläckagekrav ska uppfyllas med begränsade tätningsinsatser (och bedöma om insatserna förväntas någon nytta).

Utifrån ovanstående resonemang urskiljs två viktiga frågeställningar som är avgörande för att besluta om behovet av injektering (i) täthetskrav utifrån förväntad omgivningspåverkan, samt (ii) prognostiserat inläckage före och efter injektering.

2.1 Täthetskrav och inläckageprognos

Dräneringen till en undermarksanläggning kan orsaka sänkningar av grundvattnets tryckhöjder i jord och berg och påverkar därmed olika typer av vattenverksamheter i närheten av anläggningen (Knutsson och Morfeldt 1993). För att hålla påverkan på en acceptabel nivå ges ofta villkor för dräneringen (dvs. täthetskrav) angivna som tillåtna inläckagemängder eller som tillåtna avsänkningar av grundvattennivåer.

Gränsvärden för det ur miljösynpunkt tillåtna inläckaget (eller avsänkningen) bedöms utifrån förekomst av potentiella skadeobjekt, samt en koppling mellan inläckage och avsänkningar. Effekt och konsekvens av grundvattendräneringen är dock viktigare än själva inläckaget till tunneln. Detta då ett stort inläckage inte nödvändigtvis medför att åtgärder måste sättas in ur miljösynpunkt. Större inläckage skulle kunna tillåtas så länge grundvattennivåerna hålls på acceptabla nivåer, vilket t.ex. kan ske om grundvattenmagasinet fylls på naturligt från ett närliggande ytvattenmagasin. Omvänt kan låga inläckage i ett isolerat magasin i ett känsligt område medföra oacceptabla avsänkningar vilket leder till strikta krav. Det är därför viktigt att identifiera skillnader i acceptabelt inläckage mellan olika magasin och undvika generaliserade samband mellan påverkan och krav. Erfarenheter från tunnelprojekt visar att påverkan på grundvattennivåer och ytvatten ofta är betydligt mindre än vad som prognosticerats (Werner et al. 2012).

2.2 Kostnads- och kontraktsfrågor

Val av en behovsprövad strategi istället för en kontinuerlig strategi baseras på en prognos att den totala kostnaden för behovsprövad injektering blir lägre under byggskedet såväl som under tunnelns livslängd. Insatser för undersökningar och utredning av kontrollprogram anses kunna uppvägas av mindre injektering i byggskedet.

Vid behovsprövad injektering är det dock av särskild vikt att riskanalyser tillämpas för att fastställa att strategin inte medför oacceptabla risker för tids- och kostnadsökningar i projektet. Strategin måste även visas vara tillräckligt robust, dvs. att risken för att behovsprövad injektering behöver övergå till enbart kontinuerlig injektering under tunneldrivningen ska vara liten. Målsättningen bör vara att vid behovsprövad injektering kunna utföra tätning med förinjektering och enbart i undantagsfall med efterinjektering.

En annan viktig faktor för att kunna utföra framgångsrik behovsprövad injektering är att kontraktsfrågor och riskfördelning mellan beställare och entreprenör är väl anpassade för det flexibla arbetssättet. Den flexibla komponenten hos bör beaktas i både budget och tidplaner, t.ex. att istället för en fast budget anslå ett budgets spann som relateras till osäkerheter i injekteringsbehov längs tunneln.

3 METODBESKRIVNING

Den strukturerade metodiken som tagits fram i projektet ska möjliggöra en utredning om behovsprövad injektering är tillämpligt i ett tunnelprojekt och i så fall *var* och *hur* tätningståtgärderna ska utföras. Metodikens struktur följer den konventionella etappindelningen i svenska tunnelprojekt och är uppdelad i två delar; förundersökningsprogram och injekteringsprognos.

3.1 Förundersökningsprogram

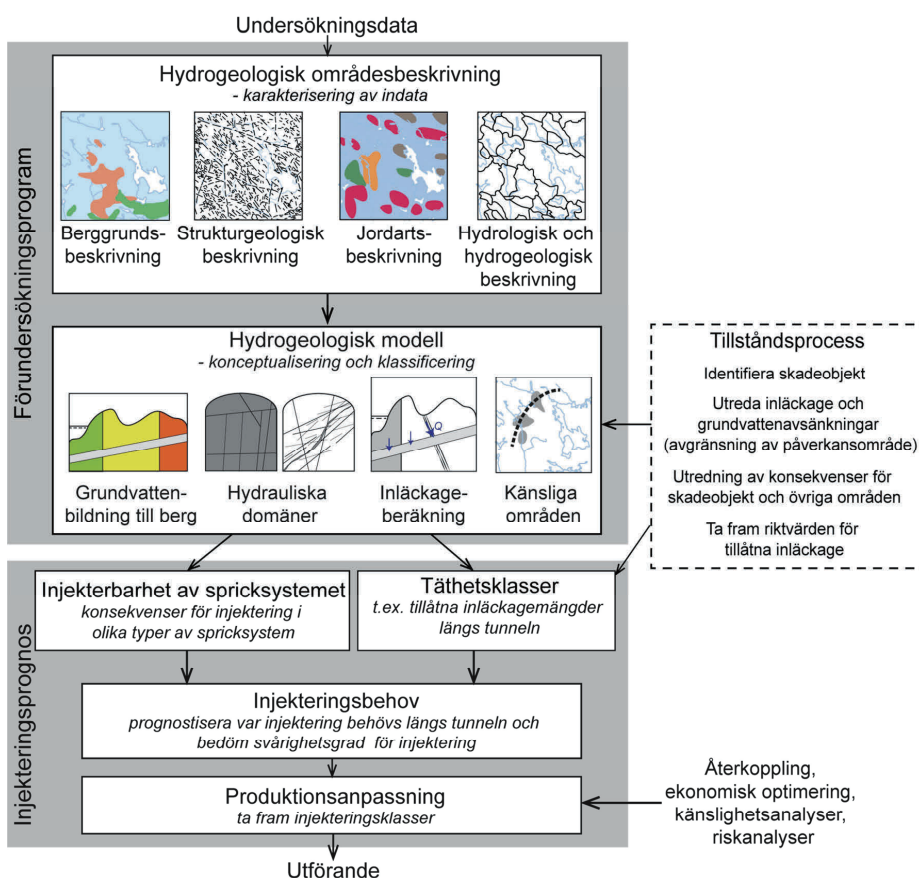
Förundersökningsprogrammet följer strukturen för ett hydrogeologiskt arbetssätt i förundersökningar presenterad av Gustafson (2009), se *Figur 1*. Den första delen består av en *hydrogeologisk områdesbeskrivning* som innehåller en karakterisering av relevanta parametrar. Exempel på viktiga parametergrupper i områdesbeskrivningen är förekomsten av bergarter, jordarter och spröda strukturer (sprickor och zoner), samt vattenförande egenskaper hos både jord och berg.

Den andra delen utgör upprättandet av en *hydrogeologisk modell* som redovisar en tolkning av hydrogeologiska processer och bergmassans vattenförande egenskaper. En analys som föreslås ingå i modellen är *grundvattenbildning till berg*, dvs. den mängd vatten som finns tillgänglig för inläckage i olika områden längs tunneln. Fokus är att prognostisera infiltration av grundvatten från jord till berg och därigenom identifiera huruvida områdets grundvattenbildning är begränsande för tunnelinläckaget.

En annan analys är att identifiera *hydrauliska domäner* och därmed klassificera bergmassans vattenförande egenskaper. Klassificeringen möjliggör en urskiljning av olika hydrauliska beteenden i bergmassan vilket är viktigt för att kunna förutsäga inläckage och injekteringsbehov i olika områden. Indelningen av bergmassan i

hydrauliska domäner kan baseras på kategorierna bergplint, zon och ytberg, eller göras mer detaljerad med bergartsspecifika domäner. Domänindelningen baseras på tolkning av följande egenskaper: (i) hydraulisk konduktivitet, (ii) det vattenförande spricksystemets flödesdimension och konnektivitet, samt (iii) hydraulisk sprickvidds- och transmissivitetsfördelning. Dessa egenskaper ger information om bergmassans hydrauliska beteende i olika skala, och är relevanta för att beskriva t.ex. beskriva flödesvägar och flödesmängder.

Baserat på information om grundvattenbildning och hydrauliska beteenden kan *inläckageberäkningar* genomföras (med analytiska eller numeriska modeller).



Figur 1. En strukturerad metodik för att utföra projektering av behovsprövad injektering.
A structured methodology for designing demand-assessed grouting.

I det föreslagna förundersökningsprogrammet ingår även att lokalisera *känsliga områden*, alternativt använda separata utredningar inför t.ex. miljödomsansökan. Känsliga områden definieras som delområden som kräver skyddsåtgärder till följd av förekomst av potentiella skadeobjekt. Inventeringen sker genom att utvärdera exempelvis markanvändning, markslag, vattenbalans, geoteknik och vattenkemi.

3.2 Injekteringsprognos

Det som främst skiljer design av behovsprövad injektering från design av konventionell, kontinuerlig injektering är att projekteringen bör innehålla en utredning av *injekteringsbehov* där det tydligt framgår längs vilka tunneldelar injektering krävs och vilken reducering i bergmassans genomsläpplighet som ska uppnås i injekterade sektioner. När detta behov blivit klarlagt kan tätningsinsatserna produktionsanpassas, exempelvis genom att ta fram injekteringsklasser och utföra ekonomisk optimering.

För att kunna utreda injekteringsbehovet behövs en jämförelse mellan prognostiserat inläckage utan injektering (från inläckageberäkningar) och inläckagekrav. Inläckagekraven kan beskrivas med *täthetsklasser* som beskriver en önskad vattengenomsläpplighet (K [m/s]) i bergmassan runt tunneln eller tillåtna inläckage (Q [l/min]). En annan faktor som bör påverka utformningen av den behovsprövade injekteringen är vad som i denna studie definieras som *injekterbarhet av spricksystemet*. Injekterbarhet handlar t.ex. om att identifiera områden där cementinjektering förväntas vara en effektiv tätningsåtgärd och koncentrera injekteringsinsatser till områden där de gör störst nytta.

4 FALLSTUDIE

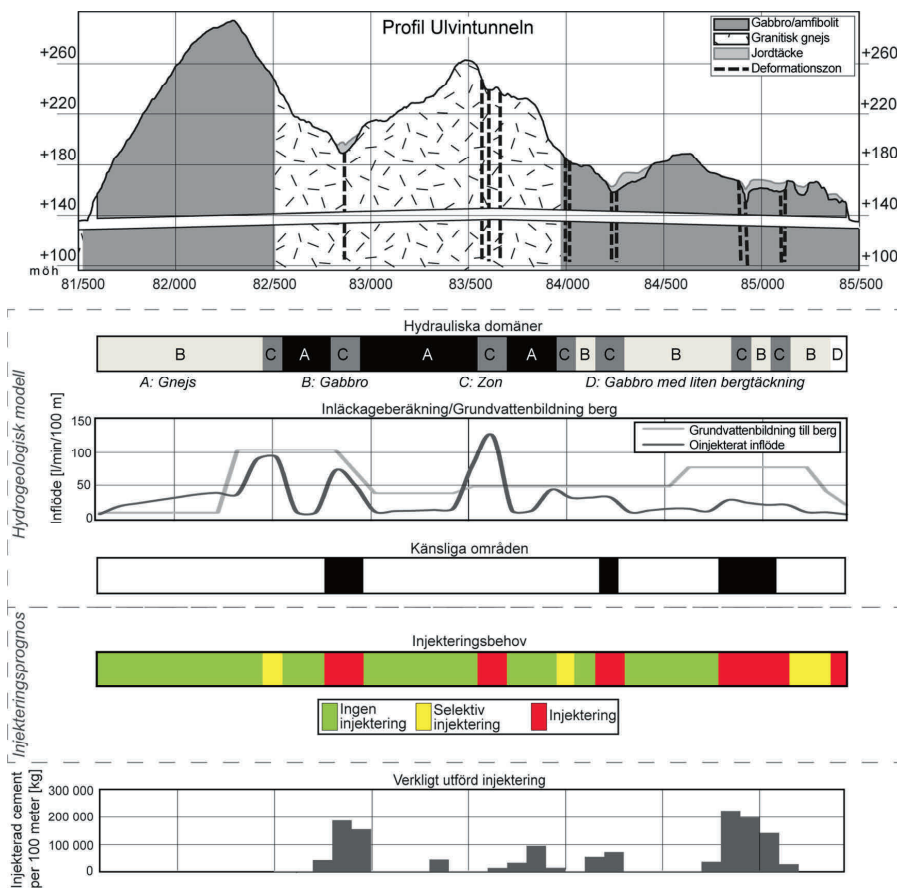
Den framtagna modellen med förundersökningsprogram och injekteringsprognos för behovsprövad injektering i tunnelprojekt har applicerats på fallstudier av fyra utförda tunnelprojekt. De fyra tunnarna är *Ulvintunneln* och *Hagantunneln* i Norge samt *Namntalltunneln* och *Nygårdstunneln* i Sverige. Fallstudierna har fokuserat på att presentera ett utvärderat *injekteringsbehov* längs tunnarna, dvs. *var* injektering förväntas behövas. Underlag till fallstudierna utgörs av tillgängliga data för respektive tunnel och kan anses motsvara en förprojektering i detaljeringsgrad. Det tillgängliga underlaget är inte fullt ut likvärdigt med det underlag som används vid projektering av respektive projekt utan vi har utgående från detta gjort egna antaganden, tolkningar och analyser. Därmed ska fallstudiernas resultat inte ses som utvärderingar av projekten utan enbart som exempel på tillämpning av metodiken för behovsprövad injektering.

Respektive tunnel karakteriseras i en hydrogeologisk modell framtagande av:

- Hydrauliska domäner (från geologiska och hydrogeologiska förutsättningar),
- Bedömd möjlig grundvattenbildning till berg,

- Beräknat inläckage till tunnel,
- Känsliga områden

Utvärdering exemplifieras med en sammanställning av Ulvintunneln i *Figur 2*.



Figur 2. Fallstudien Ulvintunneln: profil, hydrogeologisk modell, injekteringsprognos samt utförd injektering.

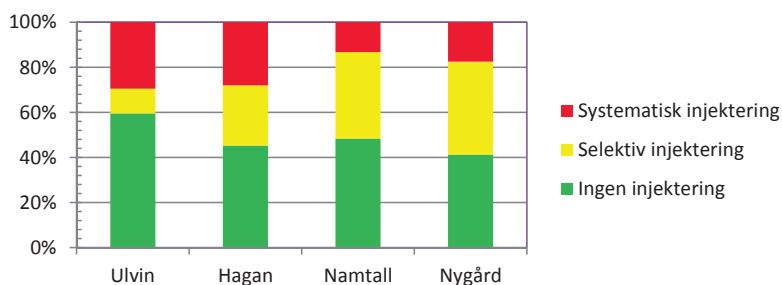
The case study of the Ulvin tunnel: profile, hydrogeological model, grouting prognosis and the grouting carried out in the project.

Utgående från den hydrogeologiska modellen har injekteringsbehovet identifierats för respektive tunnelsträckning baserat på tre strategier; 1) Injektering. Injektering utförs som systematisk förinjektering enligt ett framtaget injekteringskoncept, 2) Selektiv

injektering. Injekteringsbehovet avgörs under tunneldrivningen med på förhand väldefinierade utvärderingskriterier, 3) Ingen injektering. Inget injekteringsbehov anses föreligga.

Nederst i *Figur 2* redovisas en sammanställning av verkligt utförd injektering under tunneldrift. För Ulvintunneln var det i förväg bestämt ett selektivt injekteringsförfarande vilket innebär att det är områden längs med tunnel där ingen injektering utförts. Denna information ingår inte som en del i underlaget utan presenteras som en jämförelse mot den framtagna injekteringsprognosen.

I *Figur 3* redovisas en sammanställning av prognostiserat injekteringsbehov för de fyra fallstudietunnlarna. För de fyra tunnlarne uppskattas att längs 40-60 % av tunnelsträckningen skulle ingen injektering krävas. Andelen där det föreslås behovsprövad injektering varierar mellan 10-40 % medan delar som antas kräva systematisk förinjektering är mellan 15-30 %. Siffrorna bygger på en del antaganden, särskilt gällande tillåtna inläckage där vi för de svenska tunnlarne har gjort avsteg från specificerade krav i projektet och tillåtit en mer differentierad kravsättning. Fallstudierna visar ändå på potentialen som finns inom behovsprövad injektering.



Figur 3. Sammanställning av bedömt injekteringsbehov för de fyra fallstudietunnlarne.
Compilation of the estimated grouting-demand in the four case studies.

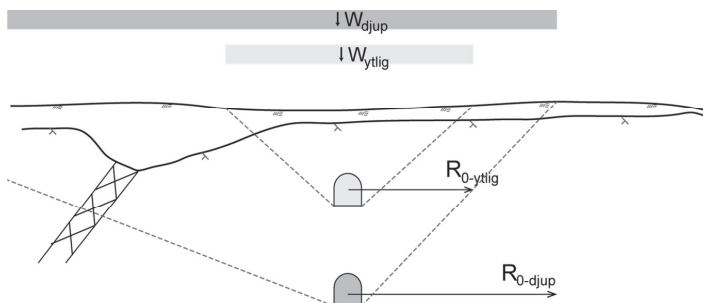
5 DISKUSSION

Tillståndsprocessen sker idag i ett tidigt skede när det generellt finns ett begränsat underlag i form av utförda undersökningar. Detta kan leda till stora osäkerheter i prognoser av omgivningspåverkan och det finns risk att osäkerheterna hanteras med konservativa antaganden vilket leder till slutresultat på "säkra sidan". För att möjliggöra en utveckling mot behovsprövad injektering måste konservativa antaganden frångås och en mer differentierad kravsättning för inläckage antas. Främst handlar det om att behålla strikta krav i känsliga områden, men att i större grad undersöka möjligheterna att sänka kraven i mindre känsliga områden. Exempelvis kan ett projekt söka för en totalsumma

för tillåtet inläckage för en hel tunnel, men inom projektet ställa striktare krav vid känsliga områdena. Eftersom högre tillåtna inläckage påverkar tekniska installationerna och förstärkningssystem i tunnlar måste inläckagefrågan även kopplas mot vilket inklädnadsalternativ som väljs och vilka tekniska krav som ställs på tunnelmiljön. För att kunna använda mer differentierade inläckagenivåer måste inklädnad för vatten- och frostsäkring vara tillräckligt robust för att kunna hantera kvarstående inläckage.

Behovsprövad injektering kräver ökad förståelse för bergets hydrauliska beteende eftersom det är viktigt att veta var och i vilken omfattning inläckage uppstår. Dock finns det vissa brister i dagens konventionella utformning av förundersökningar och tolkningar av data. Som exempel kan nämnas att det ofta är skillnad i bergvolymsskala mellan egenskaper utvärderade från förundersökningsdata (liten skala, borrhål) och de egenskaper som styr inläckage i en färdig anläggning (stor skala, tunnel). Ett annat exempel är att egenskaper hos jordlager som ligger närmast bergytan (oftast morän) undersöks i generellt liten utsträckning. För att få en ökad förståelse av exempelvis grundvattenbildningen till berg är det viktigt att sammansättning och hydraulisk konduktivitet för dessa jordlager undersöks.

I *Figur 4* exemplifieras en annan viktig frågeställning, en ökad grundvattenbildning vid en grundvattenavsänkning runt en tunnel vilket kan leda till att inläckage kan tillåtas vara högre utan att oacceptabel grundvattenpåverkan sker.



Figur 4. Schematisk illustration av influensområden för ytlig, respektive djupare förlagd tunnel där den djupare tunneln har kontakt med en positiv hydraulisk gräns.
Schematic illustration of the area of influence for a shallow tunnel and a deeper tunnel. The deep tunnel has contact with a positive hydraulic boundary.

Influensområdet (påverkansområde) för grundvattenbildningen ökar och det kan t.ex. innebära att den når en hydraulisk gräns. Om gränsen är en vattenförande zon medför detta att tillgången på vatten kan vara större än prognostiserat och att effekterna av avsänkning runt tunneln blir begränsad. För en relativt ytligt förlagd tunnel som har

kontakt med en begränsad bergvolym är risken för en lokal grundvattenpåverkan betydligt större än för en djupare förlagd tunnel vars spricksystem har betydligt större sannolikhet att vara konnekterad med hydrauliskt positiva gränser.

6 SLUTSATSER

Utförd studie tyder på att behovsprövad injektering har potential att användas inom svenskt tunnelbyggande i högre utsträckning än vad som tillämpas idag. Detta kräver dock att man redan i tillståndsprocessen möjliggör att tillämpa varierande inläckagekrav för tunnlar. Utgående från detta kan tätningsinsatser koncentrera till områden där de behövs och gör störst nytta, och tillåta lokalt högre inläckage i övriga områden. Detta kräver dock en god förståelse för områdets hydrogeologiska förutsättningar, vilket bör grunda sig på en hydrogeologisk modell som hanterar grundvattenbildning till berg, bergmassans hydrauliska beteende och känsliga områden.

Resultat från fallstudier indikerar att behovsprövad injektering skulle kunna leda till betydande kostnadsbesparingar. Lämpliga förhållanden för behovsprövad injektering finns i tunnlar med krav i storleksordningen större än 5-10 l/min/100 m tunnel. I tunnlar med strikta täthetskrav kommer kontinuerlig förinjektering förmodligen fortsätta vara det mest kostnadseffektiva alternativet. För att behovsprövad strategi ska kunna bli en accepterad injekteringsstrategi bör dock fördjupade utredningar initieras inom följande frågeställningar: (i) grundvattenbildning till berg, (ii) inläckageprognoser och hantering av hydrogeologiska modeller i tillståndsprocessen, samt (iii) beställar- och entreprenörsaspekter (kontrakt- och ersättningsfrågor, drift- och underhållsfrågor).

TACK

Författarna tackar BeFo för finansieringen av projektet, samt referensgruppen som har gjort en värdefull insats under projektet.

REFERENSER

- Gustafson, G. 2009: *Hydrogeologi för bergbyggare*. Stockholm, Forskningsrådet Formas T2:2009.
- Knutsson, G., Morfeldt, C-O. 1993: *Grundvatten: teori & tillämpning*. Svensk Byggtjänst
- Werner, K., Onkenhout, J., Löf, Å. 2012: *Effekter på Grund- och Vattenförhållanden vid Grundvattenbortledning från Berganläggningar: Steg 1 - Förstudie*. BeFo Rapport 117. Stiftelsen Bergteknisk Forskning.
- Wilén, P., Kvartsberg, S, Zetterlund, M. 2015: *Behovsprövad injektering - hydrogeologiskt baserad metodik för implementering*. BeFo rapport 137. Stiftelsen Bergteknisk Forskning.

PENETRATIONSFÖRMÅGA AV CEMENTBASERADE INJEKTERINGSBRUK BEROENDE PÅ KORNKURVA OCH CEMENTKEMI

Penetration ability of cement-based grouts dependent on the PSD-curve and cement chemistry

*Almir Draganović, Avd. jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm
Conny Björk, Nauplion AB, Göteborg*

Sammanfattning

Malning av cement är en metod som används för att förbättra inträngning av ett cementbaserat injekteringsbruk. Tidigare forskning har visat att cement kan malas till en viss kornstorlek för att förbättra penetration. Fortsatt malning hade dock en negativ påverkan på penetrationen, förmodligen på grund av en större andel av fina partiklar.

Syftet med denna studie är att undersöka om det är andelen fina partiklar i cementet som är avgörande för penetrationsegenskaper av bruket eller om det finns orsaker såsom kemisk sammansättning, dvs. innehållet av fria aluminater och gips.

Försök med INJ30, UF12 och blandningar av dessa typer av cement bekräftade att bruk baserade på cement med $d_{95} = 30 \mu\text{m}$ har bättre penetrationsegenskaper än bruk baserade på cement med $d_{95} = 12 \mu\text{m}$. Försöken indikerar att anledningen att bruk baserade på finmalda cement har en sämre penetration kan vara relaterad till innehållet av gips, samt obalans i förhållandet mellan gips och fria aluminater i finmalda cement.

1. Bakgrund

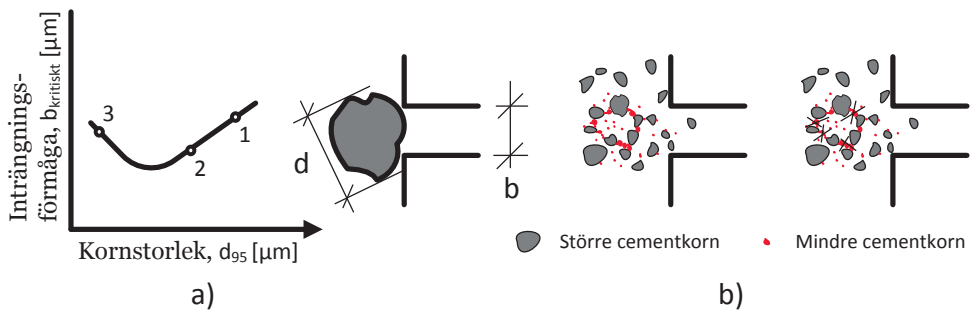
Idag ställs allt högre krav på tunneltätning. Det finns flera alternativ att uppnå dessa krav men en av de mest ekonomiska är injektering med cementbaserade bruk. Med ökade kraven har cementbaserade bruk utvecklats betydligt de senaste åren. Man har utvecklat penetrationsegenskaperna genom finare malning av cement och genom utveckling av dispergeringsmedel. Malning av cement är en självklar metod. Om man vill injektera en spricka med cementbaserade bruk måste partiklarnas storlek vara mindre än sprickans vidd.

I diskussionen kring injekteringen och utvecklingen av cementbruk måste man kunna beskriva vissa egenskaper. För att beskriva cement med ett nummer används vanligtvis den karakteristiska korndiametern. Till exempel kan man använda parametern d_{95} , där $d_{95} = 30 \mu\text{m}$ betyder att 95 % av cementvikten eller volymen består av korn som har en mindre korndiameter än $30 \mu\text{m}$. Man behöver också kunna beskriva penetrationsegenskaper av ett bruk. För denna beskrivning används två parametrar, b_{kritiskt} och b_{min} . Parametern b_{kritiskt} är vidden av den minsta spricka som kan injekteras med ett givet bruk utan att filtrering och pluggbildning vid sprickviddminskningar eller vid ingången till sprickan från ett borrhål sker. Parametern b_{min} är vidden av den största spricka där någon mängd av bruk överhuvudtaget kan tränga in i. I sprickor med sprickviddminskningar mellan b_{min} och b_{kritisk} filtreras bruket. För en detaljerad beskrivning av dessa parametrar se Eriksson and Stille (2003). Man använder också ofta termen inträngningsförmåga istället för penetrationsförmåga vilket har samma betydelse.

Idag anser man att sprickor $\geq 70 \mu\text{m}$ kan injekteras med cementbruk. För att man ska klara att injektera dessa sprickor behövs det ett cement med d_{95} runt $30 \mu\text{m}$. (Draganović and Stille, 2011). Utveckling av

cementbruk som kan täta ännu finare sprickor har inte stannat och pågår vidare. Under denna process har man tagit fram cement med $d_{95} = 20, 16$ och $12 \mu\text{m}$ men forskningen visade att dessa cement har en sämre inträngningsförmåga än bruk baserad på cement med d_{95} runt $30 \mu\text{m}$. (Eklund and Stille, 2008; Draganović and Stille, 2011; Pantazopoulos et al., 2012). Forskningen visade att anledningen till detta kan vara flockulering av cementpartiklar. (Zingg et al. 2008, Draganović and Stille, 2011). Med malningen ökar andel fina partiklar i ett cement. De fina partiklarna, mellan 0 och $4 \mu\text{m}$, har en större tendens till flockulering pga. en större specifik yta. En större yta ger mycket större ytkrafter. Vid en given partikelstorlek överstiger ytkrafterna gravitationskrafterna vilket gynnar flockuleringen. Forskningen tyder på att denna gräns går vid cirka $4 \mu\text{m}$ (Schwarz, 1997). Det betyder att flockuleringen i cementbruk baserad på cement med en större andel fina partiklar är större.

Figur 1 a) visar en konceptuell modell som beskriver inträngnings- eller penetrationsförmågan av ett cementbruk som funktion av d_{95} , dvs. malningsgraden. Man kan se att malning av ett cement till en viss d_{95} förbättrar inträngningsförmågan, bruket har en lägre b_{kritiskt} . Hypotesen är att fortsatt malning har en negativ påverkan på inträngningsförmågan pga. att en större andel fina partiklar i cementet ökar cementets flockulering. Figur 1 b) illustrerar flockuleringen mellan större (gråa) och mindre (röda) partiklar. Dessa partiklar bygger större flockar än sprickvidden och initierar pluggbildning och filtration vid minskningar av sprickvidden. Ett ide att lösa detta problem är att minska andelen fina partiklar i cementet. På detta sätt minskar man flockuleringen i bruket och förbättrar penetrationsförmågan.



Figur 1: a) Konceptuell medel. Inträngningsförmågan av cementbaserat bruk beroende på malningsgrad. b) Fina partiklar i cement orsakar flockulering vilken försämrar penetration.

För att testa denna hypotes har man valt att testa penetrationsförmågan av två standardcement med $d_{95} = 30 \mu\text{m}$ och $d_{95} = 12 \mu\text{m}$ och ett antal speciellt framtagna cement med reducerad mängd fina partiklar. Målet med tillverkningen av de speciellt framtagna cementen är att sikta bort så mycket som möjligt av de finaste cementpartiklar ($0-4 \mu\text{m}$) för att minska flockuleringsbenägenhet samt mala och sikta bort de största partiklarna (till max 16μ) för att minska d_{95} . På så sätt kan man ta fram ett bruk som har en ännu bättre penetrationsförmåga än dagens bästa bruk som anses kunna injektera sprickor $\geq 70 \mu\text{m}$.

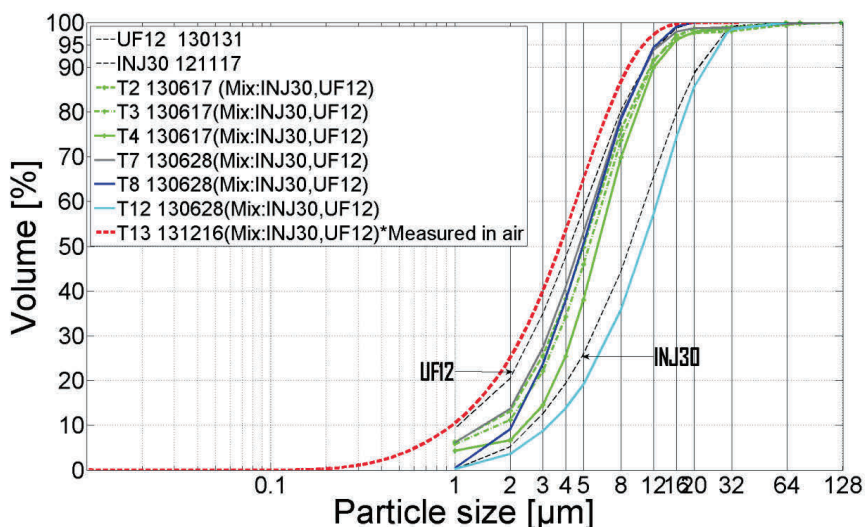
2. Material och metoder

2.1. Kornkurvor

Två cement från Cementa AB har valts som standardcement, INJ30 och UF12. Cement INJ30 har $d_{95} = 30 \mu\text{m}$ och UF12 har $d_{95} = 12 \mu\text{m}$. Tidigare forskning har visat att bruk baserade på INJ30 har en bättre penetrationsförmåga än bruk baserade på UF12, trots högre d_{95} (Eklund and Stille, 2008; Draganović and Stille, 2011). Penetrationsförmågan för dessa två bruk kan illustreras som penetrationsförmåga för bruk 2 och 3 i Figur 1 a). Eftersom de redan har testats i ett antal andra studier ansågs det viktigt att

verifiera dessa resultat. Vanligtvis är det dock svårt att jämföra resultat från två olika studier pga. vissa skillnader såsom cementsort, vct, tillsatser osv. Kornkurvor för de testade INJ30 och UF12 visas i Figur 2. Man kan se att 50 % av volymen cement i UF12 består av partiklar $\leq 4 \mu\text{m}$. Motsvarande siffra för INJ30 är 20 %. De största partiklarna i UF12 är $36 \mu\text{m}$ och $64 \mu\text{m}$ i INJ30, men de är relativt få (Figur 3).

Kornkurvor för de speciellt framtagna cementen visas också i Figur 2. Dessa cement kalas för T-cement och de är en blandning av INJ30 och UF12. Den önskade kornkurvan skulle inte innehålla partiklar $0 - 4 \mu\text{m}$ och inte partiklar $> 16 \mu\text{m}$. I Tabell 1 visas reducerad mängd av fina partiklar i respektive T-cement jämfört med UF12. Andel fina partiklar $0-4 \mu\text{m}$ i till exempel T12 har reducerats med 33%. Ett problem med dessa cement kan vara de största partiklarna i cementet. T-cementen kan innehålla 1 % partiklar $\geq 30 \mu\text{m}$ och innehålla partiklar ända upp till $128 \mu\text{m}$. Endast cementet T8 innehåller inte partiklarna över $20 \mu\text{m}$.



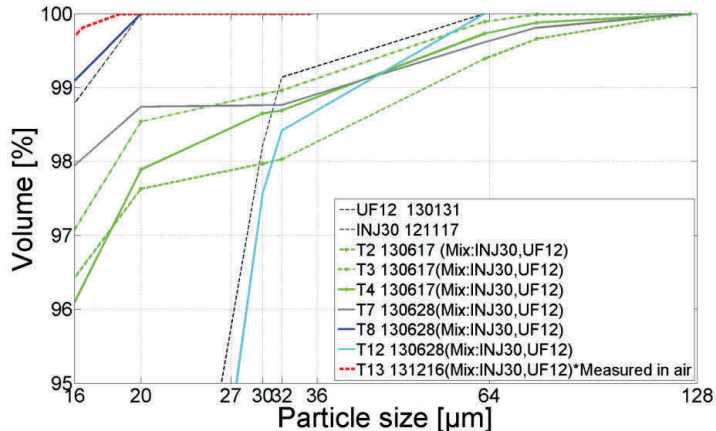
Figur 2: Kornkurvor av testade cement uppmätta med Mastersizer S i alkohol. Cement T13 är uppmätt med Mastersizer 3000 i luft.

Tabell 1: Reducerad mängd av fina partiklar i T-cement jämfört med UF12 [volym %].

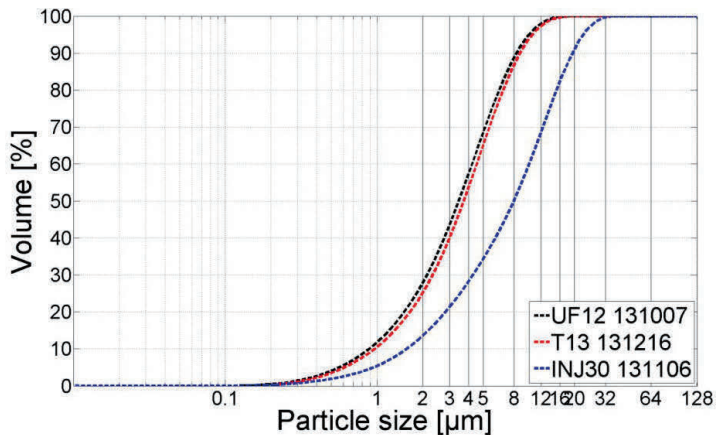
	T2,T3,T7,T8	T4	T12	T13*
$< 1 \mu\text{m}$	5	5	10	2*
$< 2 \mu\text{m}$	8	12	15	3*
$< 4 \mu\text{m}$	12	22	33	5*

*Kornkurva av T13 är uppmätt i luft och jämförs med kornkurva av UF12 också uppmätt i luft.

Kornkurvanalys är gjorda med Malvern instrument Mastersizer S i alkohol. För att minska osäkerheterna i mätningen har man gjort kontrollmätningar med det senaste utvecklade instrumentet för kornkurvanalys från Malvern, Mastersizer 3000. Detta instrument kan göra analys också i luft. Vid mätningen i luft kan man dispergera materialet bättre under mätningen, vilket är viktigt för dispergering av fina partiklar. Mätningar med Mastersizer 3000 i luft av UF12, INJ30 och T13 visas i Figur 4. Jämförelse mellan mätningar av UF12 i alkohol och luft (Figur 2, Figur 4) visar att mätningarna i alkohol kan underskatta mängden fina partiklar. Mätningar med alkohol underskattar mängden av partiklar $\leq 2 \mu\text{m}$ med cirka 7 % och $\leq 4 \mu\text{m}$ också med cirka 7 %. Det betyder att mätningar med alkohol underskattar bara mängden av partiklarna $< 2 \mu\text{m}$.



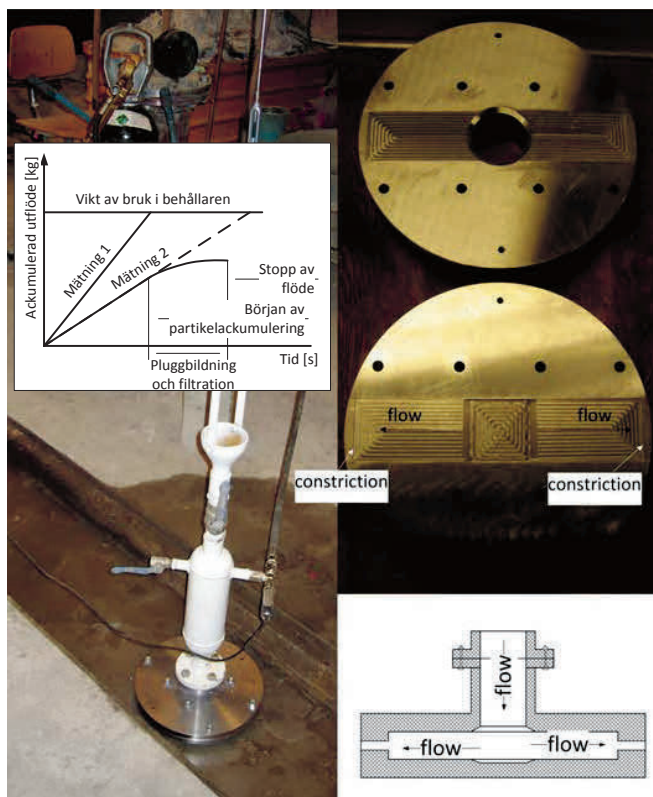
Figur 3: Förstorade kornkurvor av de största partiklarna som visas i Figur 2.



Figur 4: Kornkurvor av cement T13, UF12 och INJ30 uppmätta med Mastersizer 3000 i luft.

2.2. Metod för mätning av penetrationsegenskaper

Penetrationsegenskaper av bruket i denna studie har testats med kort spalt i laboratorie. Figur 5 visar utrustningen kallad kort spalt. Två ihopskruvade diskar utgör en spalt 300 mm lång, 60 mm bredd och med en spaltvidd på 1 mm. I den sista 10mm-delen av spalltlängden är spaltvidden betydligt reducerad. Det finns flera diskar med olika spaltviddreduktioner och i denna studie användes spalter med spaltviddminskningar till 70, 50 och 30 μm . De ihopskruvade diskarna ansluts till bruksbehållare och alltihop hänger på en våg. En tryckgasbehållare är också ansluten till bruksbehållaren. Med komprimerad gas trycks bruket ut genom spalten och under ett test mäter man tryck och vikt av passerat bruk i tiden. Injekteringstryck är konstant i en mätning utan pluggbildning och filtration är ackumulerad utflöde linjärt, se kurvan "Mätning 1" i grafen i Figur 5. I en mätning med pluggbildning och filtration börjar ackumulerat utflöde avta med tiden pga. filtration av bruk vid spaltviddminskningen ("Mätning 2"). Tryckgasbehållaren är utrustad med tryckregulator som håller trycket konstant. I denna studie injekterades bruket med 1,78 MPa (17,8 bar). Bruksbehållarens volym är 2,752 l. För en mera detaljerad beskrivning av mätningen se Draganović and Stille(2011).



Figur 5: Kort spalt, utrustning för mätningen av cementbaserade bruks penetrationsegenskaper.

2.3. Genomförda försök, val av bruksrecept och blandning

Tjugo försök har genomförts med bruk baserade på cement INJ30 och UF12, 11 med 70 μm spalt, 5 med 50 μm spalt och 4 med 30 μm spalt. Tabell 2 visar också vct-talet, blandningstid och mängd tillsatt dispergeringsmedel per respektive test. Det dispergeringsmedel som användes var iFlow från Sika. Val av recept dvs. val av vct-tal och tillsatsmedel baserades på vanligt förekommande recept som används i fält. Ytterligare 8 försök genomfördes med T-cement. Recept och blandningstid var samma som i försöken med UF12 testade med 50 μm spalt, dvs. vct = 1,0 och 0,5 % dispergeringsmedel.

Bruken är blandade med blandare typ Dispermat CV3 med rotor-stator system och med konstant antal varvtal, 10000 RPM.

Tabell 2: Genomförda penetrationsförsök med bruk baserade på cement INJ30 och UF12, med 70, 50 och 30 μm spalter och T-cement med 50 μm spalt.

Bruk	70 μm spalt		50 μm spalt		30 μm spalt	
	Blandnings-tid	Antal tester	Blandnings-tid	Antal tester	Blandnings-tid	Antal tester
IN30, vct=0.8, 0.5%dis	10 min	3	4 min	3	4 min	3
UF12, vct=1.0, 0.5%dis	10 min	3	4 min	2	4 min	1
UF12, vct=1.0, 0.5%dis	4 min	3	-	-		
UF12, vct=1.0, utan dis	4 min	2	-	-		
T-cem., vct=1.0, 0.5%dis			4 min	8		

3. Resultat med kort spalt

Resultaten från penetrationsförsöken med bruk baserade på INJ30 och UF12 med 70, 50 och 30 μm spalter visas i Figur 6. I försök med alla spalter visade INJ30-bruket bäst penetration, vilket bekräftar tidigare forskning. I försök med 70 μm spalten passerade bruket i alla tre tester utan någon synlig filterning. Även i ett försök med 50 μm spalten passerade hela mängden av testade bruk men med en viss filtration. I de två andra försöken passerade också en betydlig andel av bruket spalten innan flödet stoppades pga. filtration. Även i försök med 30 μm spalten passerade en betydlig mängd av bruket innan en plugg var uppbyggd. Baserat på dessa mätningar är $b_{\text{kritiskt}} = 50 - 70 \mu\text{m}$ för detta bruk.

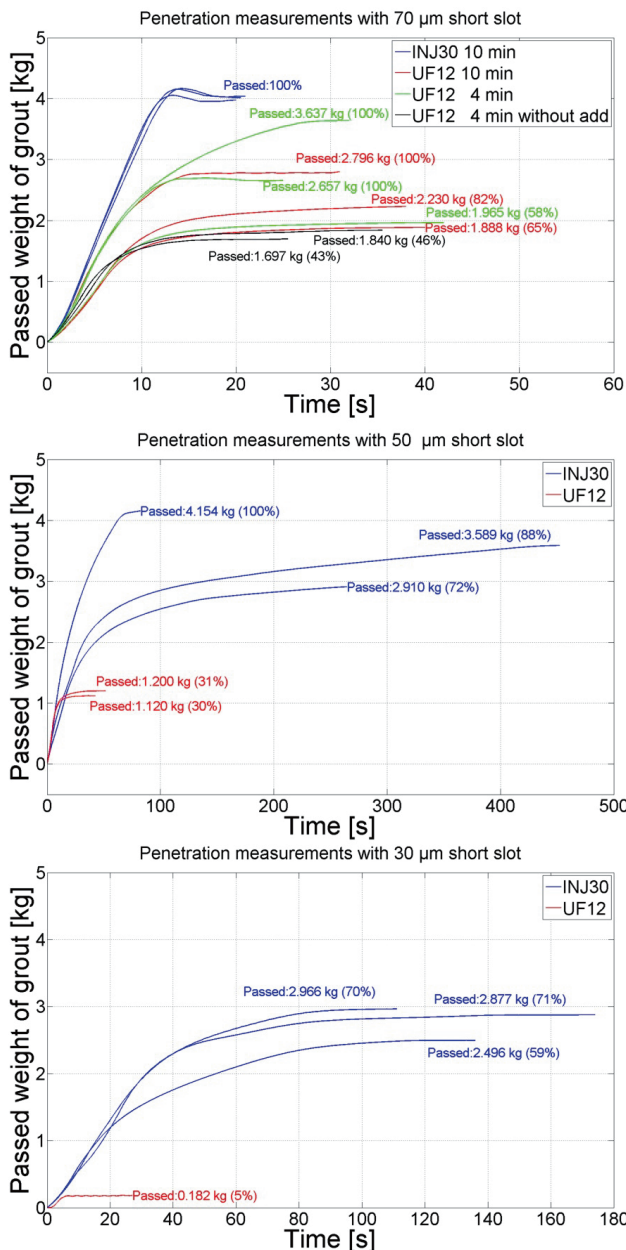
UF12-bruket visade på betydlig sämre penetration än INJ30-bruket i försök med alla spalter. Även i försök med 70 μm spalten filterade bruket. Penetrationen av detta bruk testades med olika blandningstider och med och utan dispergeringsmedel. Dispergeringsmedel hjälper till en viss del och förbättrar penetrationen men löser inte problemet helt. Försöken med en längre blandningstid indikerar ingen signifikant förbättring eller försämring av penetrationen, vilket också har observerats i tidigare studier (Hjertström och Petersson, 2006). Baserat på dessa mätningar är $b_{\text{kritiskt}} > 70 \mu\text{m}$ för UF12-bruket.

Försöken med bruk baserade på INJ30 och UF12 bekräftar att bruk med $d_{95} = 30 \mu\text{m}$ uppvisar en bättre penetration än bruk baserad på cement med $d_{95} = 12 \mu\text{m}$.

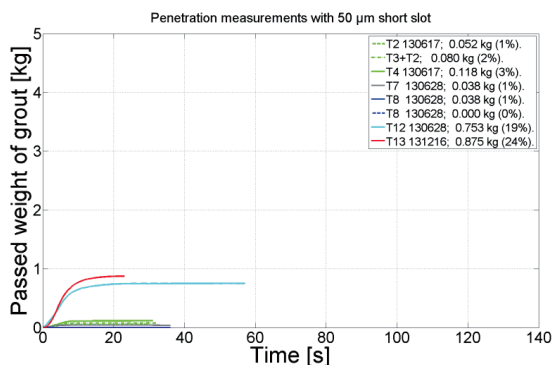
Figur 7 visar resultat från uppmätningar av penetrationen av bruk baserade på specialtillverkade T-cement, där mängden av fina partiklar har reducerats jämfört med UF12. Denna åtgärd skulle förbättra penetrationen. Jämfört med resultat från uppmätningar med INJ30 och UF12-bruk med samma 50 μm -spalt, var penetrationen sämre i de flesta försök där stopp av flödet var i princip direkt. Bara T12 och T13 påvisade en penetration liknade UF12, men fortfarande mycket sämre än INJ30.

Cementet T13 visade på bäst penetrationen av T-cementen, men den var inte bättre än UF12. Enligt kornkurvorna hade detta cement inga överkorn ($d_{\text{max}}=20 \mu\text{m}$), men heller ingen betydande mängd av fina partiklar har reducerats jämfört med UF12. I princip var det samma cement som UF12. (Figur 4). Cementet T12 hade en betydligt större reduktion av mängden fina partiklar (Figur 2, Tabell 1), men trots det påvisade detta cement en något sämre penetration än UF12 och mycket sämre än INJ30. Enligt kornkurvorna hade detta cement överkorn upp till 64 μm . De andra T-cementen hade också en del överkorn vilket kan vara förklaring till dålig penetration. Cementet T8 hade inge överkorn enligt kornkurvorna och mängden fina partiklar $\geq 4 \mu\text{m}$ var reducerat med 12 %, men trots detta visade också detta bruk på dåligt penetration.

Alla dessa försök tyder att det är inte bara andelen fina partiklar i cementet som påverkar penetrationen. Det kan också vara annat såsom innehållet av gips och fria aluminater, dvs. ettringitsbildning vid tidig hydratation.



Figur 6: Försök med bruk baserade på cementen INJ30 och UF12, genomförda med 70, 50 och 30 μm spalter.



Figur 7: Försök med bruk baserade på specialtillverkade T-cement, genomförda med 50 µm spalt.

4. Diskussion

4.1. Mängd gips och fria aluminater i INJ30 och UF12 som kan orsaka sämre penetration

Vilka andra anledningar kan vara orsaken till att cementet INJ30 har en bättre penetrationsförmåga än cementet UF12 utöver mängden fina partiklar? Cementen INJ30 och UF12 är tillverkade av samma bascement (Anläggningscement) och därför borde ha samma kemisk sammansättning. En närmare undersökning av tillverkningen av dessa två cement visade att under malningsprocessen uppvärms dessa två cement olika. Enligt tillverkaren är temperaturen vid malningen av INJ30 cirka 130°C, men vid malningen av UF12 är temperaturen cirka 250°C. Detta kan påverka det gips som finns i cementet. Gips i cementet används för kontroll av tidig hydratering av aluminater (C_3A). Vid högre temperatur övergår gips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) till halvhydrater ($CaSO_4 \cdot 1/2 H_2O$) som är mycket mer lösliga i vatten (Betonghandbok, 1994). Detta kan orsaka ”falsk snabbbindning”, när kristaller av gips faller ut i pastan, vilket kan påverka penetration negativt.

Gipsens huvudfunktion i cementet är att förhindra direkt hydratering av aluminater (Ramachandran et al., 1998). Utan gips i cement så skulle aluminater i cement hydratisera direkt och binda flera korn till större klumpar. I litteraturen kalas det för ”flash set” av cement, vilket också kan påverka penetration negativt. För att undersöka möjlig påverkan av gips och aluminater i INJ30- och UF12-bruk, genomfördes en X-ray diffraktion (XRD) analys och SEM analys. Enligt Scrivener et al. (2004), XRD är lämplig för att studera klinker material och hydrationsprodukter i en cement pasta. Tabell 3 visar resultat från en XRD analys av ohydratiserat INJ30 och UF12 samt hydratiserade cementbruk efter 10 och 30 min. Ettringit i bruket är resultat av reaktionen mellan aluminater och gips. Något högre innehåll av ettringit i hydratiserad UF12 pekar på en ökad mängd av fria aluminater (C_3A) i UF12. Detta kan bidra till en sämre penetrationsförmåga trots ett mindre d_{95} .

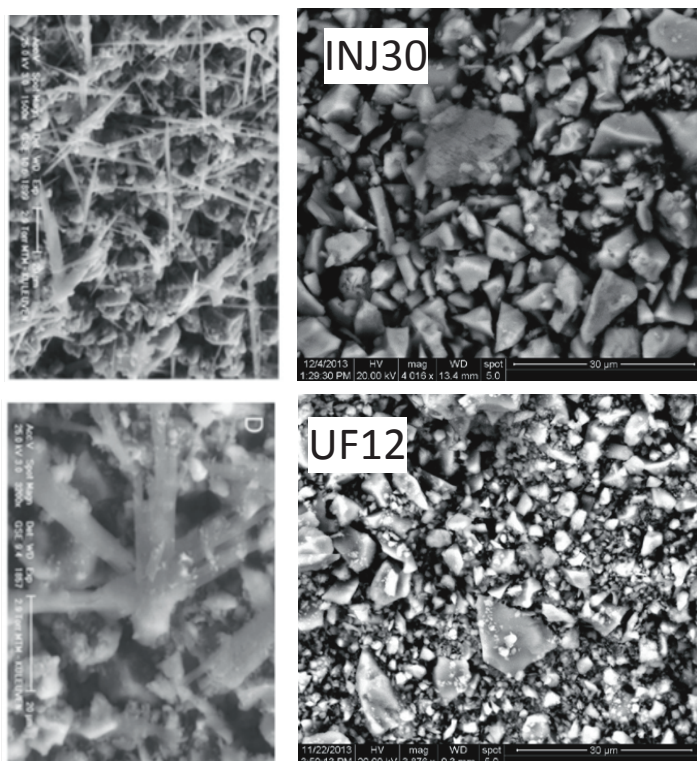
XRD analys visade att INJ30 och UF12 har ungefär samma mängd halvhydrater. Existensen av halvhydrater i båda cementen visar att gips övergår till halvhydrater i båda cementen pga. hög malningstemperatur. UF12 hade dock mycket mindre gips vilket kan betyda att den totala mängden gips från början är mindre i UF12, fastän den borde vara lika som i INJ30. Det verkar som att UF12 har en större mängd av fri C_3A och mindre mängd av gips. En större mängd av fri C_3A kräver också en större mängd av gips och inte tvärtom. Det kan också bidra till en sämre penetrationsförmåga av UF12 trots ett mindre d_{95} .

De större bilderna i Figur 8 visar bilder från SEM analys av filterkakan av INJ30 och UF12-bruk. Syftet var att undersöka förekomsten av eventuell ettringitsbildning i dessa bruk. En sådan möjlig

ettringitsbildning visas i de mindre bilderna i Figur 8. De kommer från en ESEM-EDX analys av en vit Portlandcement från Danmark, Gandolfi et al. (2010). SEM analysen av INJ30 och UF12-bruk visade dock ingen liknande förekomst av ettringit. Anledningen kan vara att ettringitkristaller förstörs under torkningen av prover till SEM analys, medan ESEM-EDX mikroskop kan analysera prover i vått tillstånd.

Tabell 3: XRD analys av ohydratiserat INJ30 och UF12 och hydratiserade cementbruk efter 10 och 30 min.

Komponent	INJ30 ohydratiserat	INJ30 10 min hydr.	INJ30 30 min hydr.	UF12 ohydratiserat	UF12 30 min hydr.
Gips	10.25	17.73	14.84	4.03	11.43
Halvhydrater	13.76	5.87	7.92	12.83	5.34
Ettringit	0	15.08	14.61	0	19.65



Figur 8: Bilder till höger visar SEM bilder av filterkakan från INJ30 och UF12. Bilder till vänster är från ESEM-EDX analys och visar nälliknade ettringitkristaller i cementpastan efter 10 min hydrataion. Denna ESEM-EDX analys kommer från Gandolfi et al. (2010) och illustrerar möjlig problematik med ettringitbildning.

5. Slutsatser

Denna studie bekräftar tidigare studier (Eklund and Stille, 2008; Draganović and Stille, 2011; Pantazopoulos et al., 2012) att bruk baserat på $d_{95} = 30 \mu\text{m}$ har en bättre penetrationsförmåga än bruk baserat på $d_{95} = 12 \mu\text{m}$.

XRD analys indikerar att en mindre mängd av gips i hydratiserat UF12 och en större mängd av ettringit i hydratiserat UF12 kan tyda på en obalans mellan gips och fri aluminat i UF12, vilken kan bidra till en sämre penetrationsförmåga. SEM analysen kunde dock inte bekräfta detta.

T-cement visade ingen förbättrad penetrationsförmåga trots en minskning av mängden av fina partiklar. Eftersom de är tillverkade från en blandning av UF12 och INJ30 kan de ha samma problem med obalans mellan gips och aluminat som UF12. För vissa testade cement kan överpartiklar i cementet vara ett problem.

Studien tyder på att det är inte bara mängden fina partiklar som är viktiga för penetrationsförmågan utan att kemisk sammansättning också kan ha en stor inverkan. I fortsatt forskning måste både mängd fina partiklar, d_{max} samt kemisk sammansättning beaktas. Flera andra standard cement på marknaden borde testas pga. möjliga skillnader i kemi. Kornkurvor borde mätas i luft eftersom mätningarna i alkohol underskattar mängden fina partiklar. Närvaro av ettringit borde analyseras i vått bruk om möjligt.

Hypotesen att mängden fina partiklar påverkar penetrationsförmågan negativt kunde inte bekräftas med försök med T-cement, men kunde inte heller förkastas pga. överkorn i cementen, samt skillnader i kemisk sammansättning mellan testade cement.

6. Referenser

Betonghandbok, Material. (1994). Stockholm: Svensk Byggtjänst AB.

Draganović, A., Stille, H., 2011. Filtration and penetrability of cement-based grout: Study performed with a short slot. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26, 548–559.

Eklund, D., Stille H., 2008. Penetrability due to filtration tendency of cement-based grouts. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23, 389-398.

Eriksson, M., Stille, H. (2003). A Method for Measuring and Evaluating the Penetrability of Grouts. Proc. 3th International Conference, Grouting and Ground Treatment, Geotechnical Special Publication No. 120 (pp 1326-1337). New Orleans.

Gandolfi, M.G., van Landuyt, K. Taddei, P. Modena, E. van Meerbeek, B Prati. C. 2010. Environmental Scanning Electron Microscopy Connected with Energy Dispersive X-ray Analysis and Raman Techniques to study ProRoot Mineral Trioxide Aggregate and Calcium Silicate Cements in wet Conditions and in Real Time. *Journal of Endodontics*, 36, 5, 851-857.

Hjertström, S., & Petersson, S. (2006). Fortsatta undersökningar om dispergering av mickrocement. Stockholm: SveBeFo Rapport Bergmekanikdag 2006.

Pantazopoulos, I.A., Markou, I.N., Christodoulou, D.N., Droudakis, A.I., Atmatzidis, D.K., Antiohos, S.K., Chaniotakis, E., 2012. Development of microfine cement grouts by pulverizing ordinary cements, *Cement and Concrete Composites*, 34, 5, 593-603.

Ramachandran, V.S., Malhotra, V.M., Jolicoeur, C., Spiratos, N.. 1998. Superplasticizers: Properties and Applications in Concrete . Book. ISBN 0-660-17393-X.

Scrivener, K.L., Fullmann, T., Galluccia, E., Walentab, G., Bermejo, E., 2004. Quantitative study of Portland cement hydration by X-ray diffraction/Rietveld analysis and independent methods. *Cement and Concrete Research* 34, 1541–1547

Schwarz, L. G. (1997). Roles of Rheology and Chemical Filtration on Injectability of Microfine Cement Grouts. Doctoral Thesis, Northwestern University, Evanstone, Illinois.

Zingg, A., Holzer, L., Kaech, A., Winnefeld, F., Pakusch, J., Becker, S. Gauckler, L. 2008. The microstructure of dispersed and non-dispersed fresh cement pastes — New insight by cryo-microscopy. *Cement and Concrete Research* 38, 522–529.

ERFARENHETER KRING DEN BERGTEKNISKA DIMENSIONERINGEN AV VÄSTMETRON I HELSINGFORS OCH ESBO, FINLAND

Reflections on the rock engineering design of the West metro project in Helsinki and Espoo, Finland

Gustav Westerlund, Rockplan

Jesse Ström, Rockplan

Juha Salmelainen, Rockplan

Reijo Tikkanen, Rockplan

Sammanfattning

Västmetron är en 14,3 km lång förlängning av den befintliga metron i Helsingfors västerut till Esbo stad. Projekteringen startades år 2007 och själva tunneldrivningen kom i gång i slutet av 2009. Under system- och detaljprojekteringskedena gjordes omfattande geologiska undersökningar.

Bergrummens bergtekniska design optimerades med numeriska 2D- och 3D-analyser.

Under tunneldrivningen uppföljdes bergmassans formförändringar med hjälp av ett omfattande bergmekaniskt monitoreringsnätverk. Även de geologiska förhållandena uppföljdes med systematiska ingenjörsgelogiska karteringar. På basis av resultaten från de bergmekaniska och geologiska uppföljningarna reviderades handlingarna för de bergtekniska lösningarna vid behov.

Med noggranna geologiska och bergmekaniska modeller samt med aktiv närvaro på tunnelbygget kombinerat med beredskap att finjustera den bergtekniska designen så att den överensstämde med de rådande geologiska förhållandena, kunde alla ödesdigra överraskningar elimineras i tid.

Summary

The West metro is a 14.3 km long extension of the existing metro line in Helsinki to the city of Espoo in the west. The planning started in the year 2007 and the excavation of the tunnels started in the end of 2009. A stage with extensive geological surveys was launched during the project planning and detail planning phases of the project.

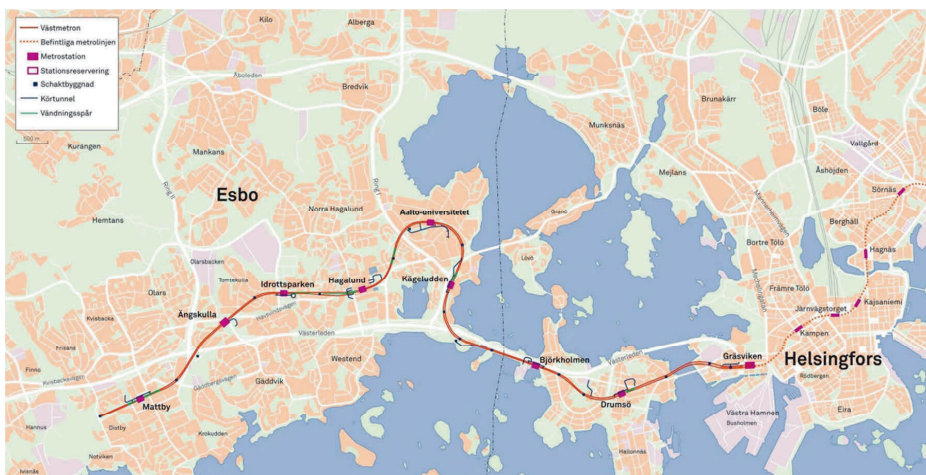
The rock engineering design was optimised with numerical analyses in 2D and 3D. The displacements of the rock mass were monitored with a comprehensive network of rock mechanical observation gauges during the excavation. The geological conditions were inspected with consistent systematic geological mappings. Based on the results from the rock mechanical and geological monitoring, the rock engineering design was, if needed, adjusted.

By ensuring accurate geological and rock mechanical models and active attendance at the site with capacity to fine-tune the design, so that it corresponds with the observed geological conditions, all crucial surprises could be eliminated in time.

Bakgrund

Västmetron är en förlängning av metrolinjen från Gräsviken i Helsingfors till Mattby i Esbo (Figur 1). Den nya metrolinjen löper hela den 14,3 km långa sträckan under markytan i två parallella bergtunnlar. Hela metrosystemet innefattar bl.a. åtta nya underjordiska stationer med tillhörande rulltrappsschakt, 15 tekniska vertikalschakt samt nio tillfartstunnlar för drivning och service. Stationshallarna har en spannvidd på ca 24 meter och själva metrotunnlarna har en bredd på 6,2 meter.

Systemprojekteringen inleddes år 2007 och pågick i ungefär ett år. Detaljprojekteringen inleddes kort där efter, varpå arbetet med själva tunneldrivningen kunde inleddas under hösten 2009. Tunneldrivningen pågick fram till början av år 2014 och i skrivandets stund fortgår konstruktionsarbetena och inredningen av bergrummen. Den helt automatiserade metrolinjen räknas vara i bruk under år 2016.



Figur 1. Västmetrons stationer och tunnelsystem. *The stations and the tunnelsystems of the West metro.*

Berggrundsundersökningar

De nya metrotunnlarna och stationerna planerades på en sträcka som nästan helt och hållet saknade befintliga bergrum. Detta medförde att frihetsgraden för linjedragningen var tämligen stor, men tillgång på existerande geologisk information var på grund av det rätt sparsamt. Intensiva undersökningsprogram gällande bergsonderingar, kärnprovtagningar, bergspänningsmätningar samt geofysiska sonderingar startades således omgående under planerings- och projekteringsfasen. Fram till drivningsskedet hade sammanlagt ca 7 000 bergsonderingspunkter och ungefär 21 300 m kärnprov borrats. Det sonderades även 8 900 meter markradarprofiler samt seismiska refraktionsmätningar på sammanlagt 20 740 m, fördelat på 110 linjer. Vid samtliga stationer och

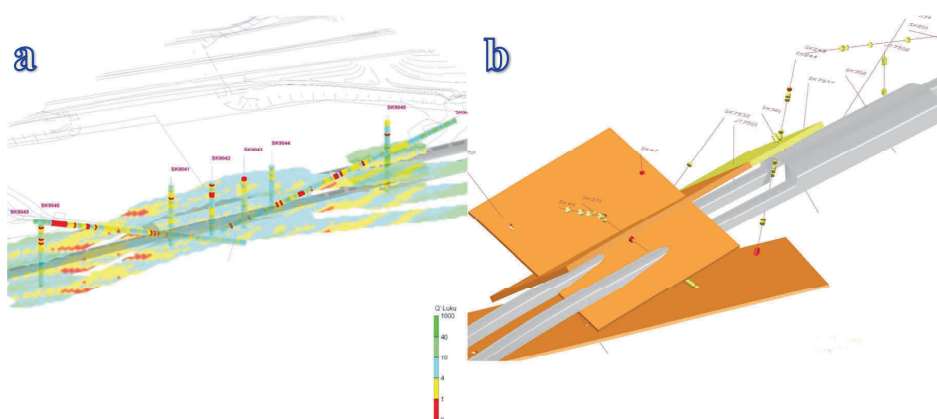
banväxlingshallar med bred spannvidd uppmättes den lokala bergspänningen med hydraulisk spräckning (HF) utifrån två vertikalhål/undersökningsområde. Därutöver mättes radonhalten utifrån borrhål vid samtliga stationer samt testades 123 bergprovvers mekaniska egenskaper i laboratorium. En summering av mängderna geologiska undersökningar före systemprojekteringen och vid produktionskedet är redovisat i Tabell 1.

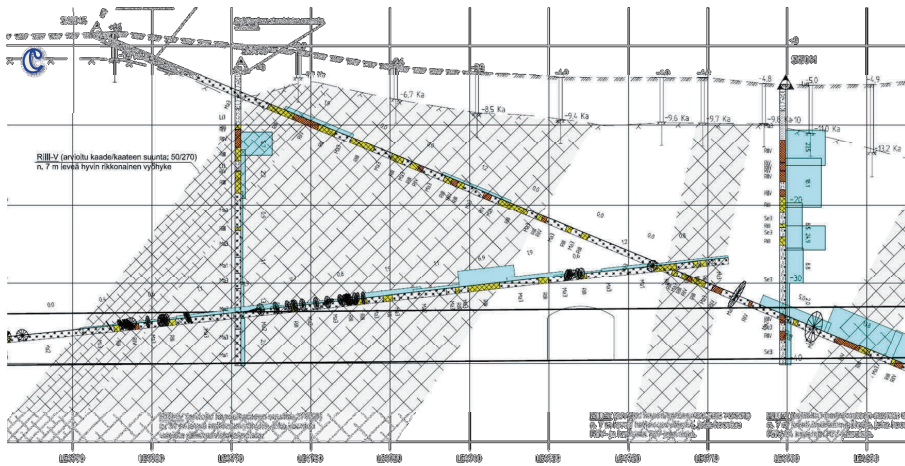
Tabell 1. Sammanfattning av undersökningsmängderna före systemprojekteringen samt vid drivningsskedets start. *A summary of the amount of surveys before the project planning phase and at the start of the excavation stage.*

Metod	Före år 2007		Totalt	
	stycken	meter	stycken	meter
Markradar	15	4720	53	8 900
Seismisk refraktion	52	13 675	110	20 740
Bergsondering	~4 600	-	7 200	-
Kärnborrning	6	542	278	21 292
OBI			171	11 400
Bergspänning (HF)	12	-	-	32
Laborrietester	-	-	123	-

Bergtekniska dimensioneringen

Utgående från det geologiska undersökningsmaterialet utformades och sammanställdes detaljrika geologiska prognoser (Figur 2-a, 2-c) med tillhörande 3D-tolkningar av svaghetszonerna (Figur 2-b) i metrons influensområde. Prognoserna omfattade bland annat tolkningar av bergytans höjdläge, bergartsfördelningen, skiffrihetsgrad och -riktning, bergkvalitet (enligt Q) samt grundvattnets förhållanden i berget. Prognosens resolution varierade allmänt taget mellan 0,5 - 10 meter.

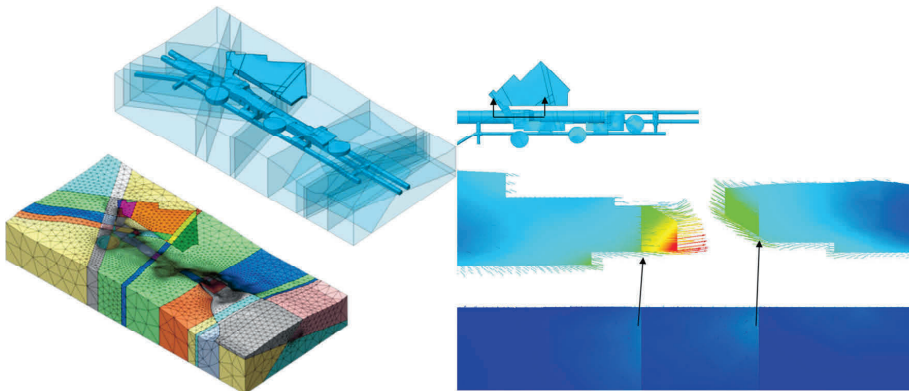




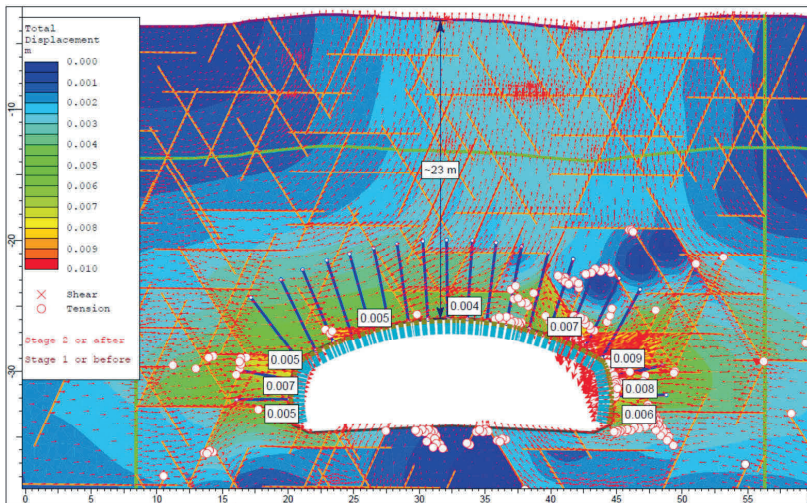
Figur 2. a) Geologisk 3D-prognos av ett tunnelparti. *Geological 3D-model of a tunnel section.* b) 3D-modell av svaghetszoner. *A 3D- model of the weakness zones.* c) Detaljerad geologisk prognos med tillhörande redovisning av borrhämsresultat. *Detailed geological model and visualisation of the drill core results.*

Utgående från tunnelpartiernas risknivå och dess tillgänglighet på geologisk information utarbetades den bergtekniska dimensioneringen och optimeringen endera med hjälp av numerisk modellering eller enligt det klassiska empiriska tillvägagångssättet. Bergrum vars dimensionering hanterades med numerisk modellering var; stationerna och banväxlingshallarna, tunnelpartier belägna under havet samt alla vertikalschakt med tillhörande nischer. De övriga partierna i metrotunnelsystemet dimensionerades på basis av den geologiska prognosen och förstärkningsklasserna inom Q-bergklassificeringssystemet enligt Barton et al. (1974).

Metod för bergmekanisk simulering valdes först och främst på basis av geologin i området. Bergmassan beskrevs i modellerna endera som kontinuum eller diskontinuum beroende på om bergets sprickmönster ansågs vara av signifikant betydelse för bergrummets stabilitet, vilket bl.a. verifierades med blockanalyser. Bergrum med komplex geometri, så som stationerna och partier med korsande tunnlår, valdes att analyseras i 3D. Kontinuum tredimensionella helhetsstabilitetsgranskningar (Figur 3) gjordes med FEM-programmet Midas GTS. Kompletterande detaljsektioner (Figur 4) med en sprickintensitet som i mång och mycket motsvarade den verkliga frekvensen i berget simulerades i FEM-programmet Phase². Därutöver gjordes tredimensionella diskontinuumanalyser av stationernas rulltrappschakt med DEM-koden 3DEC (Figur 5). I samtliga bergmekaniska analyser togs även orternas uttagsordning i hänsyn.



Figur 3. Kontinuum 3D-FEM modell med genomskärande svaghetszoner över ett helt stationsområde. *Continuum 3D-FEM model with cross-cutting weakness zones over an entire station.*



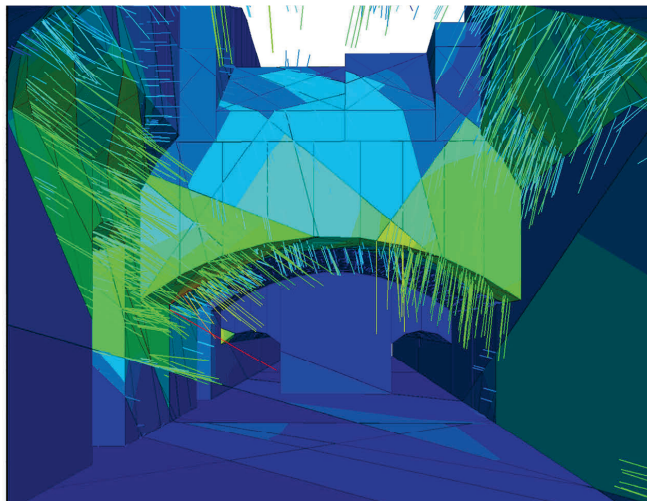
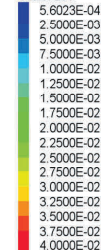
Figur 4. 2D-FEM sprickmodell (diskontinuum) över ett parti med stor bergtäckning. *2D-FEM model with joints (discontinuum) over a section with thick rock overburden*

3DEC 4.10
©2007 Itasca Consulting Group, Inc.
Step 160336
07/02/2012 16:04:16

Displacement vectors

Maximum: 0.0478467

Scale: 200

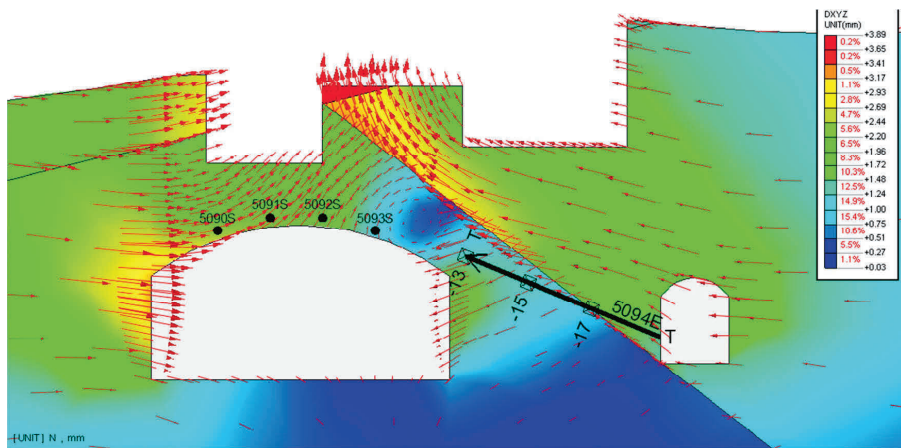


Figur 5. 3D-DEM modell med sprickor (diskontinuum) över ett rulltrappsschakt till en station. *3D-DEM model with joints (discontinuum) over an escalator shaft towards a station.*

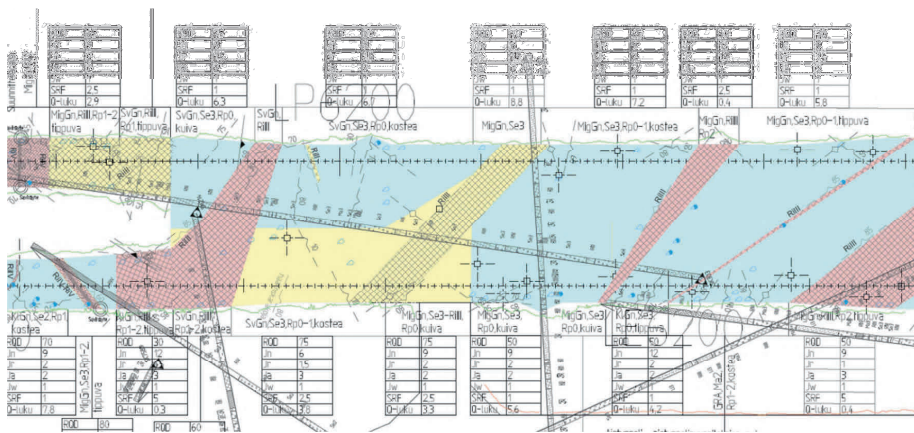
Uppföljning

Tillförlitligheten på de bergmekaniska simuleringarna granskades och med hjälp av ett bergmekaniskt monitoringsnätverk (Figur 6) bestående av extensometrar, inklinometrar, konvergenslinjer och avvägningbultar. I hela metrolinjen installerades det sammanlagt extensometrar i 49 hål (1 172 m), inklinometrar i 17 hål (483 m), konvergensbultar i nio linjer samt avvägningbultar på ett tjugotal lokaliteter. Mät-punkterna uppföljdes månatligen cirka tre gånger före drivningen för att fastställa referensvärdena. Under drivningsskedet avlästes instrumenten i regel med en veckas intervaller, men i särskilda fall till och med efter varje salva. Mätresultaten granskades och jämfördes gentemot de simulerade värdena.

Systematiska geologiska karteringar (Figur 7) och tunnelbesiktningar gjordes regelbundet under drivningsskedet. Resultaten användes primärt som stöd till den slutgiltiga förstärknings- och injekteringsdesignen, men karteringarna verkade också som en ytterligare bergmekanisk uppföljningsåtgärd. De uppvisade geologiska förhållandena granskades och jämfördes gentemot det i simuleringarna använda geologiska indatat. Eventuella kalibreringar i de bergmekaniska modellerna gjordes vid situationer då de uppvisade geologiska förhållandena (karterade) inte överensstämde med den bergmekaniska modellens indatat (geologisk prognos) eller då intensiteten eller riktningen på bergmassans simulerade förskjutningar (formförändringar) märkbart avvek från de uppmätta värdena från den bergmekaniska monitoreringen.



Figur 6. Ett bergmekaniskt uppföljningsprogram åskådliggjort på en sektion från en bergmekanisk simulering i 3D. Till höger från den mindre tunneln en extensometer med tre ankare. Vid påslaget av den större tunneln är fyra stycken avväggningsbultar. *A rock mechanical monitoring program visualised on a section from a 3D rock mechanical simulation. From the smaller tunnel to the right is an extensometer with three anchors. On the tunnel switching of the larger tunnel are four monitoring bolts.*



Figur 7. Resumé av den geologiska karteringen gjorda i orterna kombinerat med resultaten från borrhämskarteringen. Färgerna representerar olika Q-klasser. *A summary of the geological mapping of the tunnel faces combined with results from the drill core logs. The colours represent different Q rock classes.*

SLÄNTER I BERG – INVENTERING AV KUNSKAPSLÄGE OCH BEHOV

Rock slopes – inventory of knowledge and needs

Magnus Eriksson, Statens geotekniska institut

Ramona Kiilsgaard, Statens geotekniska institut

Rebecca Bertilsson, Statens geotekniska institut

Sammanfattning

Följande artikel presenterar en inventering av kunskapsläge och behov inom området bergslänter utifrån en enkätundersökning med deltagare från branschen som SGI utfört. Arbetet fokuserar på risker i nuläget och i ett framtida klimat samt på frågan om vi projekterar och bygger bergslänter på ett hållbart sätt.

Resultatet visar att det finns en förbättringspotential inom området och för att nå den förbättringen behövs ökat samarbete och mer genomtänkta processer. Företrädarna för branschen anger via enkätundersökningen behov av både mer utbildning och mer vägledning på området.

Tillsammans med branschen vill SGI genomföra ett antal initiativ för att samla information om bergs i ”ras- och skreddatabasen” samt öka kunskapen om hur bergslänter bör säkras med hänsyn till framtida klimat. Därtill bör en analys göras av hur hållbarhet ska beaktas i både plan och byggprocessen.

Abstract

This paper presents an inventory on knowledge and needs in the area of rock slopes, based on a questionnaire made by the Swedish Geotechnical Institute (SGI) amongst representatives of the trade. The work focuses on the present, and in view of a changing climate, societal risks and on the issue if rock slopes are designed and built in a sustainable manner.

The result that arises shows that there are potential for improvements if more cooperation and structured processes were established. The representatives of the trade express in the questionnaire a need for more education and more guidelines.

Together with other authorities and companies, SGI:s ambition is to effect a number of initiatives to gather information of occurring rock falls in a public database and to increase the knowledge of how rock slopes should be secured in relation to a changing climate. Additional interest for SGI is to evaluate how sustainability can be addressed in the production of rock slopes.

Inledning

Bergslänter är vanliga i Sverige och kan vara både byggda och naturliga. Både naturliga och byggda slänter är i de allra flesta fall stabila men i vissa fall sker ras eller blockutfall och ibland med risk att skada människor eller egendom. ”Panta rhei” – allting flyter. Citat brukar tillskrivas den grekiske filosofen Herakleitos och gäller även för bergslänter. Med tiden lösgörs partier som en del av naturliga processer och faller ner.

Naturliga bergslänter är en fråga då detaljplaner utreds och i samband med infrastruktur i arbets- eller järnvägsplanen. I dessa fall behöver man utreda och beskriva vilka insatser som krävs för att få säkra förhållanden. Byggda bergslänter erhålls då man tar bort en del av ett befintligt bergparti för att skapa utrymme för det man anlägger, hus eller infrastruktur som exempel, och insatser kan krävas för att få en säker slänt. Dessa insatser kan exempelvis vara att skrota löst berg eller ta bort block samt säkra slänten med bult eller nät för att se till att inte några nedfall kan ske.

Tre frågor utreds översiktligt i en studie av SGI:

- Hur kan man garantera att byggda eller naturliga slänter i berg är säkra i förhållande till människor och egendom?
- Finns det risker med byggda eller naturliga slänter i berg i förhållande till ett förändrat klimat?
- Byggs slänter i berg på ett effektivt sätt med avseende på ett hållbart samhälle och ett förändrat klimat?

Syftet med studien är inventera kunskapsläge och behov inom området bergslänter med målet att kunna initiera mer riktade utredningar och insatser till de behov som visas finnas. Ett syfte är också att skapa ett engagemang i branschen för att rapportera bergras eller kunskapsbehov till SGI.

Metoderna som tillämpats i studien är dels en litteraturstudie, dels en enkätundersökning med personer som på olika sätt arbetar med bergslänter. Litteraturen på bergmekanik i allmänhet och med avseende på bergslänter i synnerhet är omfattande. Det är dock begränsat med litteratur som beskriver processer och fysisk planering av bergslänter.

Föreliggande artikel presenterar resultaten av enkätundersökningen i generella termer. Det samlade resultatet av studien och enkätundersökningen kommer att presenteras i en SGI rapport våren 2015.

Statens geotekniska institut är förvaltningsmyndighet för geotekniska och miljögeotekniska frågor. Myndigheten ska vara pådrivande i frågor som syftar till en säker, ekonomisk och miljöanpassad samhällsutveckling inom det geotekniska området. Ras och skred är frågor som utreds och handläggs av SGI och i den rollen görs en översyn av bergslänter.

Bakgrund

Bergras i olika former inträffar emellanåt i Sverige. I SGI:s ras- och skreddatabas är 58 objekt av ca 1200 kopplade till berg. Denna databas är företrädesvis inriktad mot skred i lösa jordar och den innehåller inte alla inträffade bergras, men de större rasen finns förmodligen dokumenterade. Databasen återfinns på SGI:s hemsida, www.swedgeo.se.

Som exempel på ras kan tre nämnas varav ett i nuläget återfinns i databasen:

- I januari 1990 inträffade ett ras vid Taberg i Jönköping kommun. Drygt 100 m³ berg rasade ned på det angränsande järnvägsspåret. Som skäl för raset angavs upprepad frysning och tining. Källa: Skreddatabasen.
- I maj 2010 rasade ”ett gigantiskt stenblock” ner på en lekplats i Partille kommun. Ingen uppgift återfinns om hur stort blocket var, men att döma av bilderna i GP var blocket ca 10 m³. Ras hade förekommit ca 4 år tidigare och efter det hade området säkrats. Trots detta skedde ytterligare ett ras. Källa: Göteborgs Posten 7/5 2010.
- Den 14:e november 2013 rasade berg ner på gångbanan vid Göteborgsvägen i Uddevalla. På kommunens hemsida beskrivs raset som ”ett stort bergblock”, och det framgår av bilderna att det rör sig om några kubikmeter av större och mindre bergblock. Källa: Uddevalla kommuns hemsida <http://www.uddevalla.se/>

En komplett bild av vilka incidenter som skett i bergslänter finns inte men ovanstående exempel visar att det förekommer bergras som är en fara för allmänheten. Problemet kan därmed inte negligeras. En grov uppskattning är att det i snitt någon gång per år faller ner berg från slänter i bebyggd miljö som kan innebära en fara för allmänheten.

En annan aspekt är att klimatet håller på att förändras. Omfattande studier och forskning har gjorts och det anses nu klarlagt att den noterade temperaturhöjningen på 0,85°C, baserat på perioden 1880 – 2012, beror på mänsklig aktivitet (IPCC 2013). Därtill konstateras i IPCC (2014) att än så länge har inget tredebrott skett i nivån på utsläppsökningar och att vi därför är på väg mot minst en tvågradig ökning i medeltemperatur. IPCC utreder flera olika klimatscenarier och gör prognoser på olika

geografiska områden vad detta kan innebära och det är stora osäkerheter. Baserat på ”SMHI Klimatscenaier” (www.smhi.se) får Sverige i det ”mildaste” scenariot en ökning av medeltemperaturen på mer än 2°C och de norra delarna av Sverige får så mycket som 3-4°C höjning. Ökad nederbörd över hela Sverige förutses och speciellt längs norrlandskusten. Andra aspekter som kan komma att förändras är till exempel antalet fluktuationer över 0°C, tö-frys cykler.

Aspekter på ett förändrat klimat kan påverka stabiliteten i både naturliga och byggda slänter.

Klimatförändringar är en effekt av att vi inte lever enligt principen ett hållbart samhälle. Begreppet hållbart samhälle kan sägas ha fått sin definition i och med Bruntlandrapporten (1997) och handlar om de tre dimensionerna miljö, ekonomi och socialt. Gör man något under beaktande av hållbarhet ökar man möjligheten för framtida generationer att leva ett bra liv. För att uppnå det bör man beakta påverkan på dessa tre dimensioner både i dagens samhälle och i ett framtida. Hållbarhet är inte bara ett begrepp utan idag även en realitet. Sverige har som nation förbundit sig en minskning i utsläpp och i princip alla verksamheter har krav på sig att verka för ett hållbart samhälle. Exempelvis har Trafikverket i sin instruktion kravet att skapa förutsättningar för ett ” långsiktigt hållbart transportsystem”. Byggs bergslänter på ett långsiktigt hållbart sätt i det Svenska samhället behöver därför utredas.



Figur 1 Bilden visar en bergslänt längs Aschebergsgatan i Göteborg som breddas. Fotograf Magnus Eriksson.

Figure 1 The photo show a rock slope along Aschebergsgatan in Gothenburg being broadened using wire.

Enkätundersökning

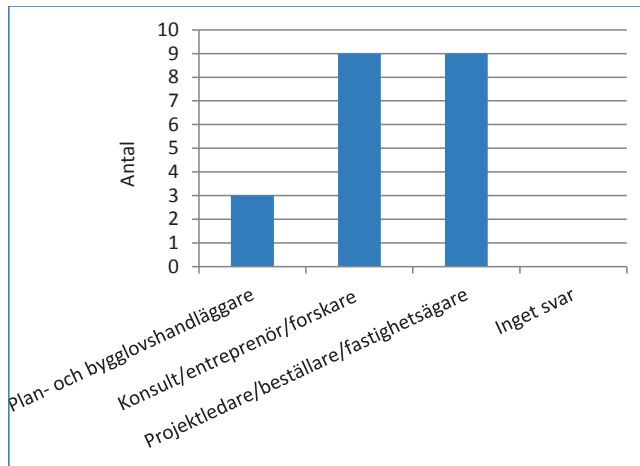
En av delarna i studien har varit att genomföra en enkätundersökning. Syftet med enkäten har huvudsakligen varit att få svar på frågorna som ställs i inledningen och utröna vilken bild olika företrädare i branschen har av bergslänter avseende risker, effektivitet i byggandet och underhållsfrågor och på så sätt erhålla en bredare bild än vad som framkommer av publicerat material.

Personer med olika yrkesmässiga erfarenheter söktes inom följande områden:

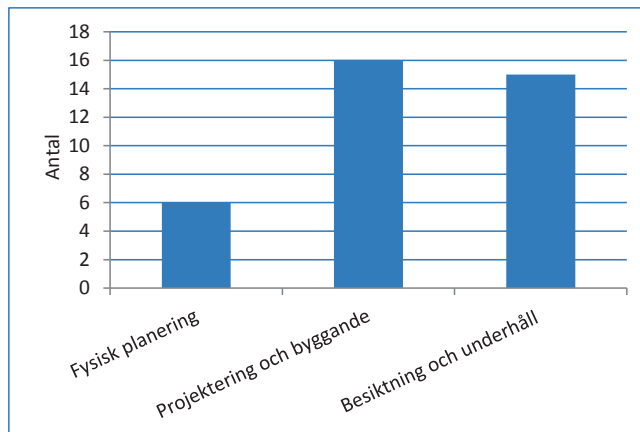
- Planhandläggare
- Konsulter och entreprenörer
- Beställare och projektledare

Utifrån vilken yrkeskategori de ansåg sig tillhöra fick de olika frågor. De flesta frågorna var upplagda på så sätt att personerna fick svara på en fråga genom att ange ett svar på en skala, exempelvis stora problem, vissa problem och inga problem. Det var även flera ja/nej-frågor.

Målet var att få 30 personer att besvara enkäten med ungefär 10 personer i respektive yrkeskategori, se Figur 2. Detta nåddes inte helt utan totalt deltog 21 personer. Framförallt var det svårt att nå planhandläggare trots att flera kommuner kontaktades. Flera av de deltagande personerna hade dock erfarenhet från olika roller och på så sätt nåddes totalt sett en relativt god representation, se Figur 3. Frågorna i enkäten var sedan uppdelade i grupper avseende respektive område; fysisk planering, projektering och byggande och besiktning och underhåll. Endast de som angett att de har kompetens inom området fick svara på frågorna.



Figur 2 Fördelning på yrkeskategori bland de som deltog i enkäten.
 Figure 2 Number of participant in the questionnaire and how their distribution among different working roles; Local planners, Consultants, entrepreneurs and researchers, Clients and property-owners.



Figur 3 Fördelning på erfarenhetsbakgrund bland de som deltog i enkäten.
 Figure 3 Number of persons that answered each group of questions; Land use planning, Design and construction and Inspection and maintenance.

Slutsatser och rekommendationer

Allmänt konstateras baserat på arbetet två generella slutsatser som är viktiga att poängtera:

- Det saknas en samlad bild av vilka ras som inträffar i bergslanter. Vissa fall av ras har rapporterats i media men många har vi inte kännedom om.
- Det finns flera fall där stenpartier rasat ner i bebyggd miljö vilket visar att helt säkra förhållanden inte är uppnådda. Omfattningen på riskerna i samhället är dock inte kända.

Baserat på enkätundersökningen tillkom slutsatser från branschens företrädare (specifika kommentarer inom parantes).

- Ansvar för inspektioner och underhåll är inte tydligt.
- Branschen redovisar att en samlad kunskap och praxis inte tillämpas i arbeten med bergslanter.
- Enkätundersökningen pekar på att det behövs:
 - o Vägledningar (tydliga regelverk)
 - o Mer utbildning om lagstiftning och tekniska risker för fysisk planering
 - o Mer kunskap om bergslanter i planeringsfasen (berg är lågprioriterat)
- Enkätundersökningen visar också att projektering och byggande av bergslanter inte utförs på ett effektivt och hållbart sätt:
 - o Det verkar vara dålig övergång mellan projekteringsfasen och byggfasen (svårigheter med att knyta ihop planer med praktiskt utförande)
 - o Markttillgången begränsas i projekteringen (det begränsar anpassningsmöjligheterna i byggfasen och ökar riskerna och underhållsbehovet)
 - o Underhållsfrågorna är lågprioriterade (glöms bort, någon annans ansvar, riskbaserat underhållssystem behövs för prioriteringar)
- Enkätundersökningen visar att branschen inte har en klar bild över hur klimatförändringar kommer att påverka bergslanters stabilitet.

Utgående från slutsatserna ges här rekommendationer för vidare arbete.

- För att få en bättre bild av vilka incidenter som sker och vilka risker dessa kan medföra i samhället bör inrapportering av inträffade ras eller incidenter i bergslanter dokumenteras. Ett sätt är att dessa inrapporteras i ras- och skreddatabasen. Arbetet måste och bör samordnas med ansvariga myndigheter och organisationer, exv Trafikverket, MSB, länsstyrelser och kommuner.

- Ta fram eller öka kunskapen om befintliga vägledningar. Vägledningar kan förenkla arbetet, göra det mer naturligt att inkludera berg i olika faser, standardisera så att kvalitén i arbetet blir mer säkrad och lika för olika utförare. Det verkar ibland finnas ett glapp mellan de som planerar och projekterar jämfört med de som bygger och de som underhåller. Som exempel kan det i vissa fall vara svårt att anpassa slänten i byggfasen på grund av planerna i projekteringen. Ett annat exempel är besiktning och underhåll som kan vara lågt prioriterade i de första faserna och därmed utföras med sämre kvalitet. Att tydligare sammanlänka utförande i en fas med effekter för nästa fas kan effektivisera och öka kvalitén. Vägledningar med checklistor och processtråd som anger hur olika faser hänger ihop och påverkar varandra kan vara ett steg för att öka kvalitén och säkerheten. Det har uttryckts önskemål om vägledning för:
 - o Lagstiftning/regler
 - o Projektering/dimensionering
 - o Byggande
 - o Besiktning
 - o Underhåll
- Mer forskning och utredning om hur hållbarhetsaspekter konkret kan beaktas i bergprojekt bör utföras för att öka förståelsen av nyttan med hållbarhet. Hållbarhet kan troligtvis inkluderas i samtliga faser i processen med bergslänter. Om branschen inkluderar hållbarhet ökar samhällets livslängd. Vägledning för hur hållbarhet på olika sätt kan inkluderas i de olika faserna för byggande av bergslänter skulle troligtvis underlätta för branschen.
- Öka förståelsen för klimatets påverkan.
 - o Utredda klimatets påverkan på berg i Sverige, i dagens och framtidens klimat (forskning).
 - o Öka kunskap och engagemang kring klimatets påverkan på berg (information).
 - o Sammanställa effektiv utformning och åtgärder för att minska negativ påverkan från klimatet (forskning, information, vägledning).
- Ta fram en enkel men ändamålsenlig modell för klassificering av bergslänter med avseende på risk eller underhållsbehov. Syftet med modellen är att stödja inventering av bergslänter och användas av exempelvis kommuner i sin underhållsplanering. Modeller finns presenterade både internationellt och nationellt som kan vara lämpliga.

Slutord

Varken problem, risker eller underhåll i bergslänter ska målas upp som ett jätteproblem. Huvudsakligen är det ett verksamhetsområde som fungerar. Vi ser dock att trots olika insatser och inspektioner så inträffar ras som kan skada människor och det finns anledning för anläggningsägare och förvaltare att göra en översyn av sina ansvarsområden. I ett längre perspektiv så förefaller finnas möjligheter till förbättring inom i princip samtliga delområden som omfattar bergslänter baserat på svaren i enkätundersökningen.

SGI:s ambition är att tillsammans med andra myndigheter och intressenter arbeta inom området och skapa de utbildningar och vägledningar som skulle vara värdefulla för branschen. Viktigt är då att få ta del av de erfarenheter som finns i branschen och personer med erfarenhet är välkomna att kontakta SGI. En hel del rapporter och publikationer har hittats som bildar ett betydande bidrag i arbetet. Dessa sammanfattas i den kommande SGI-rapporten.

Tack

Författarna vill ta tillfället i akt att tacka deltagarna i enkätundersökningen.

Referenser

Bruntlandrapporten 1987. Report of the World Commission on Environment and Development: Our Common Future. FN Annex till dokument A/42/427.

Gröneng, G., Nilsen, B. 2010. Shear strength estimation for Åknes sliding area in Norway. Bidrag till Bergmekanikk i Norden 2010, Kongsberg, Norway 2010. ISBN: 978-82-8208-017-0. Pp 114-122.

IPCC 2013. FN:s klimatpanel, Klimatförändring 2013. Den naturvetenskapliga grunden. Sammanfattning för beslutsfattare. Rapport 6592, December 2013. Naturvårdsverket. Tillgänglig via <http://www.smhi.se/tema/ipcc>

IPCC 2014. Summary for Policymakers. In: Climate Change 2014: Mitigation of Climate Change. Contribution of Working Group III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Edenhofer, O., R. Pichs-Madruga, Y. Sokona, E. Farahani, S. Kadner, K. Seyboth, A. Adler, I. Baum, S. Brunner, P. Eickemeier, B. Kriemann, J. Savolainen, S. Schlömer, C. von Stechow, T. Zwickel and J.C. Minx (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA. Tillgänglig via <http://www.smhi.se/tema/ipcc>

Regeringskansliet 2014. Hållbar utveckling. <http://www.regeringen.se/sb/d/1591>

I samband med besiktningarna finjusterades även de bergtekniska handlingarna så att värdena i designen överensstämde med den observerade geologin. Framför allt sattes stor vikt vid optimering av förstärknings- och injekteringsdesignen.

Med en aktiv närvaro på orterna kunde tunneldrivningen ske på ett mycket säkert och kostnadseffektivt tillvägagångssätt.

Slutsatser

Tunneldrivningen pågick i drygt fem år och totalt lösgjordes ca 1 800 000 miljoner fast kubikmeter berg. Med facit i hand kan vi kostatera att genom att investera i geologiska undersökningar, göra detaljrika geologiska och bergmekaniska modeller samt att aktivt vara närvarande på tunnelbygget i kombination med god beredskap att justera handlingarna så att de överensstämmer med de rådande geologiska förhållandena, kunde alla ödesdigra överraskningar elimineras i tid. Detta medförde att den mycket strikta byggtidtabellen kunde hållas.

FÖRBIFART STOCKHOLM - DIMENSIONERING AV DET BÄRANDE HUVUDSYSTEMET

Bypass Stockholm – Design of the main structural system in rock

Märit Berglind-Eriksson, ÅF Infrastructure

Sammanfattning

I Förbifart Stockholm har projekteringsmetodik baserats på de specifika kraven i uppdraget och kraven i TRVK Tunnel 11. Dimensioneringen baseras på Trafikverkets projekteringshandbok och den har delats upp i typförstärkning och kritiska snitt eller områden som dimensionerats individuellt. För typförstärkning tas inledningsvis ett preliminärt förstärkningsförslag fram baserat på systemhandlingens förslag, Bartons Q-system samt utvalda referensprojekt. En oförstärkt numerisk modell utförs där spänningsfördelningen runt huvudtunnlarna definieras för att se om det finns risk för generell överbelastning av bergmassan. Det preliminära förstärkningsförslaget verifieras och optimeras sedan via analytiska beräkningar. För de områden som dimensioneras individuellt verifieras och optimeras det preliminära förstärkningsförslaget, som baserar sig på Bartons Q-system och referensprojekt, sedan mera i detalj. Det görs med analytiska beräkningar och/eller numerisk modellering (oförstärkt och/eller förstärkt) där förstärkningsförslaget utvärderas med utvärderingskriterier och ingenjörsmässiga bedömningar.

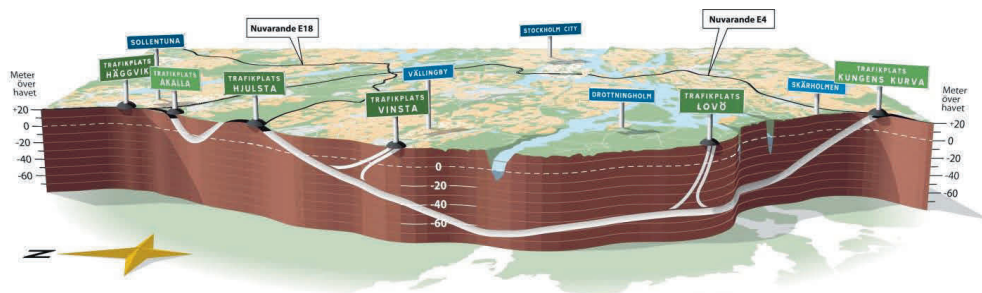
Ett koncept med tullgränser inför kritiska passager har utarbetats. Och ett koncept har tagits fram för hur man ska hantera situationer i byggskedet när förutsättningarna faller utanför designens giltighet.

Summary

In Stockholm Bypass the design methodology has been based on the specific requirements for the project and requirements from TRVK Tunnel 11. The design is based on Trafikverkets design handbook and it has been divided into typical reinforcement and critical sections or areas that are dimensioned individually. For typical reinforcement a preliminary rock support is first developed based on systemhandling, Barton's Q-system and selected reference projects. Unsupported numerical model is performed where the stress distribution around the main tunnels is defined to see if there is a general risk of overstressing the rock mass. The preliminary rock support is verified and then optimized using analytical calculations. For regions that are designed individually the preliminary rock support, based on Barton's Q-systems and reference projects, is verified and optimized in more detail with analytical calculations and / or numerical modeling (unsupported and / or supported). The reinforcement proposal is evaluated with evaluation criteria's and engineering judgment.

A concept with toll borders facing critical passages has been prepared. Also a concept for how to handle conditions that fall outside of the design validity in the construction phase should be handled has been developed.

1 Översikt över projektet



Figur 1: Översikt i sektion över Förbifart Stockholm.

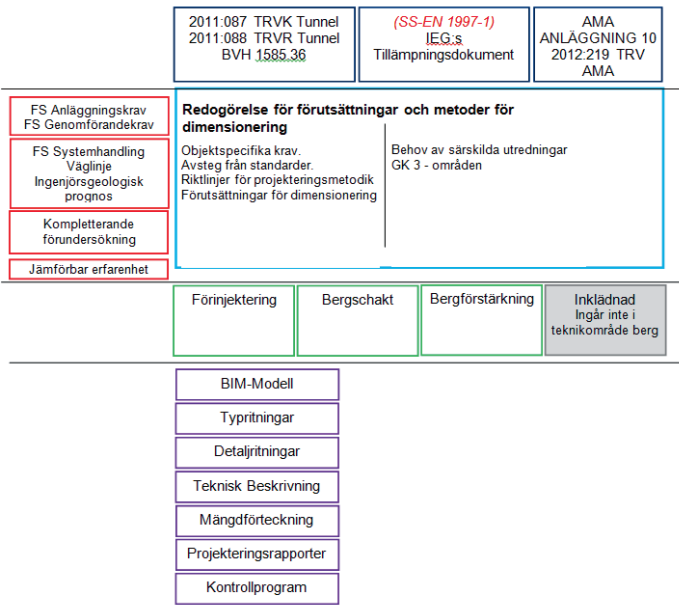
Förbifart Stockholm, är en ny sträckning av E4 väster om Stockholm (och en del av den yttre tvärleden), binder samman norr och söder och flera av de regionala stadskärnorna. Om vi går från söder till norr så börjar den vid Trafikplats Kungens kurva där den knyter an till E20/E4 och binder samman Skärholmen med handelsplatsen i Kungens kurva. Därefter går den ner under Skärholmen och passerar under Mälaren, Kungshatt och Mälaren igen och vidare ut under Lovö. Vid Lovö byggs av- och påfarter till tunnelarna, sedan passerar tunnelarna under Mälaren en tredje gång innan den når av- och påfarter vid Trafikplats Vinsta i Johannelund. Tunnelarna fortsätter sedan fram till Hjulsta där de för första gången når ytläge igen. Sträckan i tunnel fram hit är ca 16,5 km lång. Vid Hjulsta ansluter Förbifart Stockholm till E18 och det lokala vägnätet. Sedan går Förbifart Stockholm in i ytterligare en tunnel som är ca 1,8 km lång innan Trafikplatsen vid Akalla nås och slutligen anslutningen till E4 i norr vid Trafikplats Häggvik.

Ramptunnelarnas längd är ca 13,5 km och arbetstunnelarnas ca 2,5 km.

Huvudtunnelarna är 2 parallella tunnlar som är 16,4 m breda, avståndet mellan tunnelarna är 15 m. Tunnelarna har 3 körfält i vardera riktning.

2 Gällande krav och underlag

Relationen mellan de krav- och styrande dokument som utgör grund för projektering och metodiken för hur dessa tillämpas i teknikområde berg för bergtunnlar i projekt Förbifart Stockholm framgår av Figur 2.



Figur 2: Relationer mellan kravdokument, underlagsinformation, PM Redogörelse för förutsättningar och metoder för dimensionering, projekteringsaktiviteter och redovisande handlingar.

Övergripande krav

Överst har vi TRVK Tunnel 11 som anger krav för utformning och dimensionering vid nybyggnad och förbättring av vägtunnlar och järnvägstunnlar. TRVR Tunnel 11 är en publikation som anger råd och förklaringar till TRVK Tunnel 11, vars angivna utformningar, dimensioneringsmetoder osv. är accepterade tillämpningar av kraven i TRVK Tunnel 11. Eurokoderna tillämpas som komplement till Trafikverkets regelverk, dvs. de fall där motsvarande regelverk från Trafikverket saknas och tillämpliga SS och SS-EN standarder gäller.

SS-EN 1997-1 (Eurokod 7) gäller för bergprojektering och ska tillämpas i enlighet med BFS 2011:10 "Boverkets föreskrifter om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder" för de konstruktioner och konstruktionsmaterial som de omfattar. Denna hänvisning innefattar även de nationella val som framgår av BFS 2011:10. För projekteringen finns även IEG Rapport 5:2010 "Tillämpningsdokument – Bergtunnel och bergrum" som är ett rådgivande dokument, avsett som hjälpmedel för bergprojektörer avseende projektering av bergtunnlar enligt SS-EN 1997-1.

AMA Anläggning 10 "Allmän material- och arbetsbeskrivning för anläggningsarbeten" gäller med ändringar och tillägg enligt TRVAMA Anläggning 10 Rev 2.

Projektspecifika krav och underlag för projekteringen

De projektspecifika kraven i Förbifart Stockholm finns definierade i två kravlistor; en som redovisar Anläggningskrav och en redovisar Genomförandekrav. Vidare styrs projekteringen av underlag i form av systemhandlingen, väglinjen, den ingenjörsgelogiska prognosen och de kompletterande undersökningar som utförts.

Riktlinjer för projekteringen

I likhet med andra stora projekt har riktlinjedokument för projekteringen tagits fram där förutsättningarna för projekteringen och metodiken för dimensioneringen sammanställts ”*PM Redogörelse för förutsättningar och metoder för dimensionering*”. I redogörelsen redovisas även objektspecifika krav och eventuella avsteg från standarder. Redogörelsen är ett underlag för dimensioneringsarbetet i Förbifart Stockholm för att säkerställa en samsyn i dimensioneringsarbetet för hela projektet.

Förutom det övergripande dokumentet har sedan övergripande dokument för typförstärkning, typinjektering, korrosionsskydd för bergförstärkningen, koncept för brandskyddsdimensionering och redovisning av GK3-områden tagits fram.

3 Metodik

Dimensioneringen baseras på Trafikverket projekteringshandbok ”*BVH 1585.36 Projektering av bergtunnlar – Dimensionering av det bärande huvudsystemet*” och den har delats upp i typförstärkning och kritiska snitt eller områden som dimensionerats individuellt. Dimensioneringen av det bärande huvudsystemets förstärkning avser enbart permanent förstärkning.

Typförstärkning upprättas för olika spännviddsklasser och olika bergklasser, se Figur 3. Här uppstår ofta ett pedagogiskt problem då den ingenjörsgelogiska prognosen redovisar bergklasser baserat på Q-värde (klassificeringsvärde), där hänsyn tas till t.ex. spänningstillstånd, grundvattenförhållanden, sprickorientering och tunnelutformning. Vid dimensionering och stabilitetsanalyser används Q_{Bas} som speglar bergmassans egenskaper i ostört tillstånd. Typförstärkning tas fram för bergklass I-IV och upp till spännvidden 21 m. Typförstärkningen är giltig vid tvådimensionella dränerade förhållanden med en bergtäckning som överstiger halva spännvidden. Vid en sämre bergklass än bergklass IV, större spännvidd än 21 m eller vid lägre bergtäckning än halva spännvidden dimensioneras förstärkningen individuellt. Spännviddsklasserna har delats in i <6,5 m (utrymningsvägar), 6,5–12 m (ramptunnlar inklusive breddning i kurvor), 12–17 m (typsektion för huvudtunnlar inklusive ramptunnlar med breddning för parkeringsfickor) och 17–21 m (huvudtunnlar med breddning för parkeringsfickor).

Klassificering		Karaktärisering		
Bergklass	Q	Q _{Bas}	Bergkvalitet	Beskrivning av bergmassa
I	Q > 10	Q _{Bas} > 10	Bra	Sprickfattig eller storblockig granit, gnejsgranit, pegmatit eller sparsamt förskifrad gnejs. Huvudsakligen råa sprickkytor med ingen eller små mängder sprickfyllning. Genomsnittlig kantlängd större än 2 m. Tre eller färre sprickgrupper.
II	4 < Q ≤ 10	4 < Q _{Bas} ≤ 10	Acceptabelt	Storblockig till medelblockig granit, gnejsgranit, pegmatit eller måttligt förskifrad gnejs. Huvudsakligen råa sprickkytor med små mängder sprickfyllning. Genomsnittlig kantlängd 0,6-2 m. Tre eller fler sprickgrupper.
III	1 < Q ≤ 4	1 < Q _{Bas} ≤ 4	Dåligt	Medelblockig till småblockig granit, gnejsgranit, pegmatit eller förskifrad gnejs. Sprickytorna är råa till släta med måttliga mängder av sprickfyllning. Genomsnittlig kantlängd 0,2-0,6 m.
IV	0,1 < Q ≤ 1	0,1 < Q _{Bas} ≤ 1	Mycket dåligt	Småblockig till uppkrossad, omvandlad granitisk bergmassa eller starkt förskifrad gnejs med mineralfyllda sprickor. Genomsnittlig kantlängd <0,2 m.
V	Q ≤ 0,1	Q _{Bas} ≤ 0,1	Extremt dåligt	Tektoniskt starkt påverkad bergmassa, sprick- och krosszoner. Huvudsakligen släta, glatta sprickkytor, sprickor fyllda med stora mängder mjuka mineral.

Figur 3: Indelning i bergklasser.

Bergmekaniska beräkningar utförs vid kritiska snitt. Här avses bland annat korsningspunkter där bergtäckningen är begränsad, bergsvackor där bergtäckningen är liten, korsningspunkter med tunnelbanan, bergrum med stor spännvidd och områden med tredimensionella förhållanden. För de olika entreprenaderna tas projekteringsbilagor fram för de olika identifierade områdena samt en bilaga som redovisar de anpassningar som behöver utföras för injekteringen. I de största entreprenaderna, Johannelund och Skärholmen handlar det om 14-15 projekteringsbilagor, i Norra Lovön finns 10 Bilagor. Utöver detta tas egna projekteringsbilagor fram för de första 20 m vid påslagen för huvudtunnlarna och ramptunnlarna vilka ingår i ovanjordsentreprenaderna.

Geoteknisk kategori

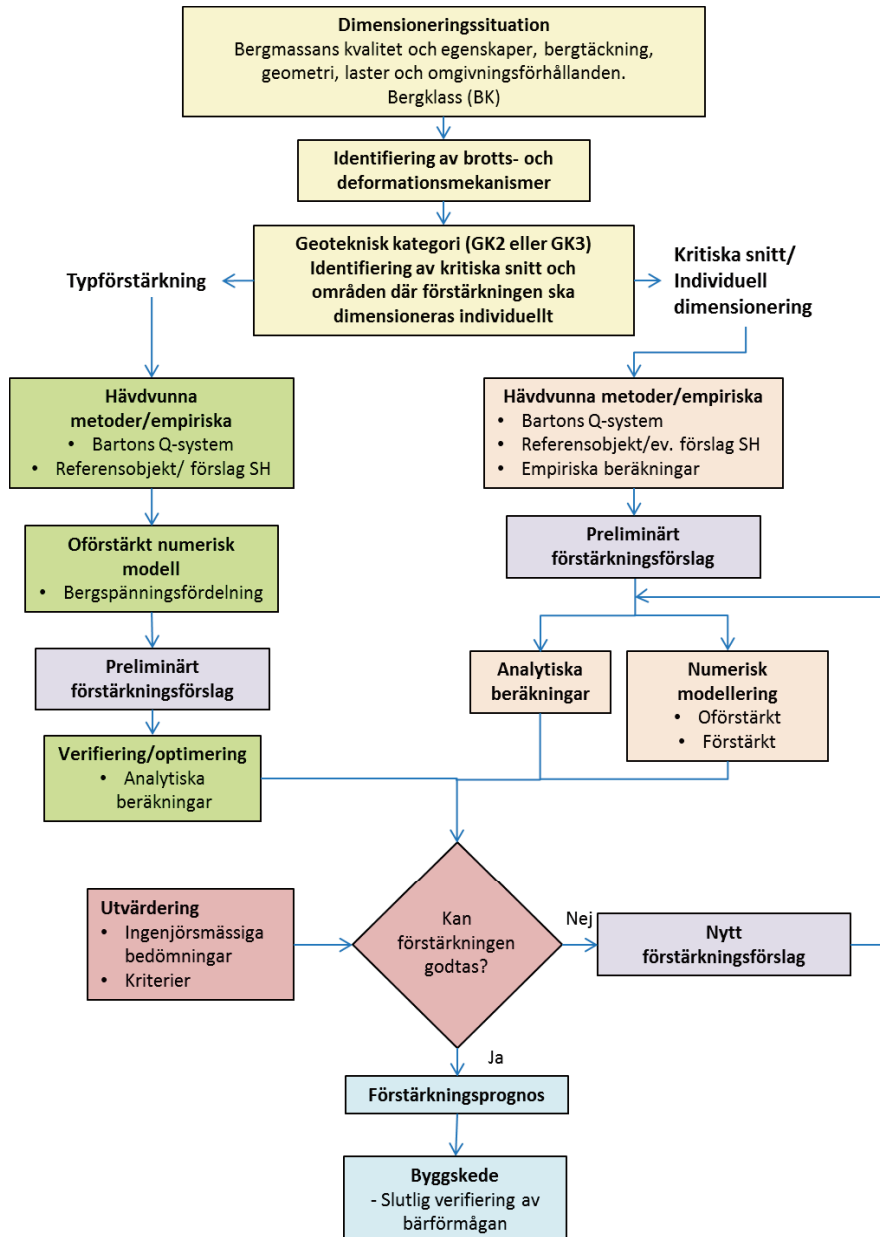
Geoteknisk kategori beskriver omfattningen och komplexiteten hos en geokonstruktion. Den geotekniska kategorin styr omfattningen av undersökningar, dimensionering, kontroller och uppföljning. Oberoende granskning är normalt ett krav i geoteknisk kategori 3 (GK3) men kan även utföras i geoteknisk kategori 2 (GK2). Även i byggskedet kan oväntade förhållanden innebära att ett område bedöms vara ett GK3-område.

Tunnelavsnitt eller del av bergutrymme hänförs till geoteknisk kategori 3 där något av följande kriterier inträffar:

- Bergtäckning < halva tunnelns spännvidd. Med bergtäckning avses i detta fall vertikalt avstånd mellan bergövertya och tunneltak.
- Stora spännvidder (>30 m) i kombination med 3-dimensionella förhållanden
- Bergkvalitet Q<0,1 vid zonbredd större än 2 m eller Q<0,01 vid zonbredd större än 1 m.
- Passage inom skyddszon för befintlig tunnel eller anläggning
- Vattenpassager under Mälaren
- Kritiska områden där risk finns för att avsedd täthet inte kan uppnås med cementbaserat injekteringsmedel och där en grundvattenpåverkan kan ge stora konsekvenser.

Dimensioneringsmetodik

Vid dimensionering i Förbifart Stockholm används metodiken i Figur 4. Metodiken är snarlik den metodik som presenteras i BVH 1585.36 som ligger till grund för dimensioneringen med den skillnaden att större vikt läggs på att inledningsvis använda lämpliga referensobjekt. Detta var en målsättning som sattes tidigt i projektet.



Figur 4: Dimensioneringsprocessen för det bärande huvudsystemets bärförmåga.

Dimensioneringen inleds med att en dimensioneringssituation identifieras och samtliga förutsättningar som påverkar dimensioneringen tas fram såsom bergmassans kvalitet och egenskaper, bergtäckning, geometri, laster (t.ex. bergspänningsförhållanden) och omgivningsförhållanden. Förutsättningarna är indata till den bergklass som bestäms i den ingenjörsgelogiska prognosen.

Därefter identifieras möjliga eller troliga brotts- och deformationsmekanismer. När dessa förutsättningar klarlagts identifieras kritiska snitt och områden där förstärkningen ska dimensioneras individuellt. Ett förslag på vilken geoteknisk kategori (GK2/GK3) som ska gälla för olika delar tas fram.

Identifieringen av brottsmekanismer ligger sedan till grund för val av relevanta dimensioneringsmetoder för att ta fram en förstärkningsprognos. De dimensioneringsmetoder som är aktuella är hävdvunna/empiriska metoder, analytiska beräkningar och numeriska modeller med eller utan förstärkning.

Från och med nu skiljer sig metodiken något mellan typförstärkning och kritiska snitt/individuell dimensionering.

Typförstärkning

Ett preliminärt förstärkningsförslag tas fram baserat på systemhandlingens förslag, Bartons Q-system samt utvalda referensprojekt. En oförstärkt numerisk modell utförs där spänningsfördelningen runt huvudtunnlarna definieras för att se om det finns risk för generell överbelastning av bergmassan. Det preliminära förstärkningsförslaget verifieras och optimeras sedan via analytiska beräkningar.

Kritiska snitt/ individuell dimensionering

Även här tas ett preliminärt förstärkningsförslag fram baserat på eventuellt förslag i systemhandlingens, Bartons Q-system samt eventuella referensprojekt. Detta förslag verifieras och optimeras sedan mera i detalj med analytiska beräkningar och/eller numerisk modellering (oförstärkt och/eller förstärkt) där förstärkningsförslaget utvärderas med utvärderingskriterier och ingenjörsmässiga bedömningar. Dimensioneringsarbetet är en iterativ process och förkastas det preliminära förstärkningsförslaget tas ett nytt förstärkningsförslag fram som i sin tur verifieras eller optimeras tills förstärkningsprognosen är godtagen.

Den slutliga dimensioneringen av bergförstärkningen blir klar först i byggskedet. Då sker en slutlig verifiering av bärförmågan. Detta görs via observationer, karteringar, provningar och mätningar. I byggskedet kan också krävas kompletterande dimensioneringsberäkningar. Här innefattas även att uppdatering av geologiska och bergmekaniska data utförs, dels för att verifiera förutsättningar för dittills utförda beräkningar, dels för att förfina dimensioneringen med beaktande av all tillgänglig information.

Principer vid val av förstärkningssystem

Vid valet av förstärkningsförslag har ett antal principer fastställts på förhand.

- Minimiförstärkningen av tak utförs med hänsyn till minimering av underhåll på grund av nedfallande sten under tunnarnas livslängd samt med hänsyn till arbetsmiljön där nedfallande sten är en säkerhetsfråga vid underhållsarbete i tunnarna. Minimiförstärkning i tunnarna utgörs av selektiv bultning i tak och väggar samt 50 mm sprutbetong i tak som dras ner till 1 m nedanför anfang.
- För bergklass I-II ska minst 0,5 MPa vidhäftningshållfasthet förutsättas och för bergklass III-IV ska ingen vidhäftningshållfasthet förutsättas.

- Bultförstärkning prioriterats framför tjockleken på sprutbetongen då det bedöms vara ett mer ekonomiskt och miljömässigt fördelaktigt alternativ
- Standardtjocklekar på sprutbetong är 50, 75, 100 och 150 mm.
- Standardavstånd för bultar är 1,0, 1,5, 1,7 och 2,0 m. Över 2,0 m räknas bultning som selektiv.
- Standardlängder på bultar är 2,4, 3,0, 4,0, 5,0 och 6,0 m.
- Sprutbetong i tak/anfang dras alltid ner till 1 m nedanför anfangsnivå
- Samma bultlängd eftersträvas i tak och vägg för respektive spännvidd för att undvika olika bultlängder i produktionsskedet.
- Bultlängder längre än 5 m undviks så långt det är möjligt för att inte riskera att punktera injekteringsskärmen.

4 Kritiska arbetsmoment och tullgränser

Kritiska arbetsmoment

Ingår i beställarens krav på tillämpning av systematiskt arbetssätt inom områdena kvalitet, miljö, riskhantering, trafik- och elsäkerhet samt arbetsmiljö. Här ställs bland annat krav på att entreprenören ska ta fram en arbetsberedning för arbetsmoment som beställaren eller entreprenören ansett vara kritiska. Exempel på arbetsmoment som redan i projekteringsskedet ansetts vara kritiska är arbetsmoment där förutsättningarna bedöms vara goda och risken hanterbar med projekterade åtgärder;

- a) Passager av undermarksanläggningar och interna tunnlar i Förbifart Stockholm,
- b) områden med låg bergtäckning
- c) större bergrum
- d) områden som kräver extra tätning.

Kritiska arbetsmoment med tullgräns

I Förbifart Stockholm har även kritiskt arbetsmoment med tullgräns införts.

Syftet med tullgränserna är att:

- a) överföra kunskap om grunderna för dimensionering och tillhörande tekniska lösningar till den byggledande organisationen och entreprenören, och
- b) verifiera att dimensioneringsförutsättningar och tekniska lösningar uppfyller ställda krav på bärförmåga och funktion.

Tullgränsen är en geografiskt angiven gräns som inte får passeras utan att förutbestämda utvärderingar och planerade åtgärder utförts. Arbetssättet innefattar aktiviteterna teknikgenomgång och tullgränsmöte där beställaren beslutar om passage av tullgränsen. Exempel på områden som utpekats som tullgräns är t.ex. passager under Mälaren, passager av olika undermarksanläggningar och interna tunnlar i Förbifart Stockholm, områden med låg bergtäckning och stora bergrum där allvarliga konsekvenser kan uppstå i byggskedet.

Syftet med teknikgenomgång är att klargöra utformning av och krav på den projekterade tekniska lösningen, t.ex. motivering till drivningsrestriktioner och detaljer för bergförstärkning och injektering etc. Efter teknikgenomgången tar beställaren fram en utvärderingsrapport där entreprenören ska bidra med underlag (här utvärderas t.ex. karteringsunderlag, resultat av hittills utförd injektering (MWD-data), arbetsberedning för passage anpassad för aktuella bergförhållanden, planerade kontroller

Vid tullgränsmötet behandlas följande punkter:

- Produktionsläge
- Beställarens utvärderingsrapport
- Entreprenörens arbetsberedning och andra relevanta underlag
- Beslut om passage av tullgräns, vald teknisk lösning och eventuella villkor för fortsatt tunneldrivning fattas

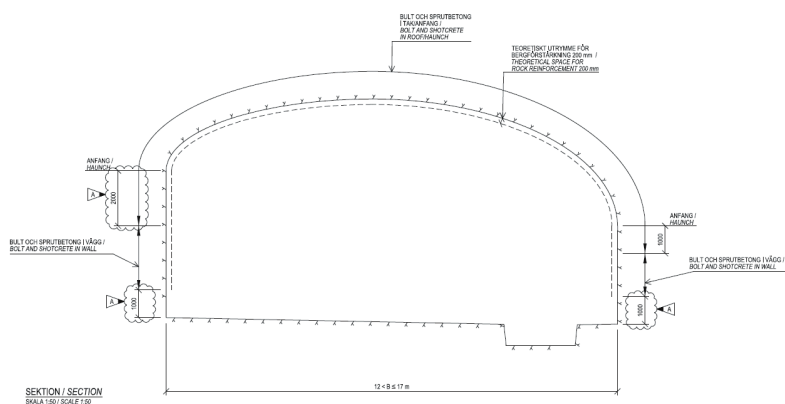
5 Designens giltighet

Projekteringen har baserats på den ingenjörsgelogiska prognosen och förstärkningsförslag har tagits fram ner till bergklass IV enligt de krav som ställts på projekteringen, dvs. $Q > 1$, i de flesta fall. Dränerade förhållanden har förutsatts och i de undersökningar som utförts har t.ex. ingen svällande lera påträffats.

I byggskedet är det troligt att förhållanden som inte uppfyller förutsättningarna som designen baserat sig på uppstår. Det kan vara en bergövertyta som är lägre än prognosticerat, ofördelaktiga spricksystem i förhållande till tunnarnas eller berggrummens utformning, svaghetszoner som inte identifierats eller svaghetszoner som har en sämre bergkvalitet än väntat, hög vattenföring eller svällande lera. I byggskedet ska förutsättningarna för den dimensionerade förstärkningen löpande verifieras. Ett riktlinjedokument anger hur förstärkningen ska anvisas, hur man ska agera vid de troliga förhållanden som på förhand kan förutses uppstå som faller utanför designens giltighet ska hanteras eller vilka orsaker som kan initiera ytterligare mätning.

6 Exempel på typförstärkning och områden som dimensioneras individuellt

Exempel på typförstärkning för huvudtunnel



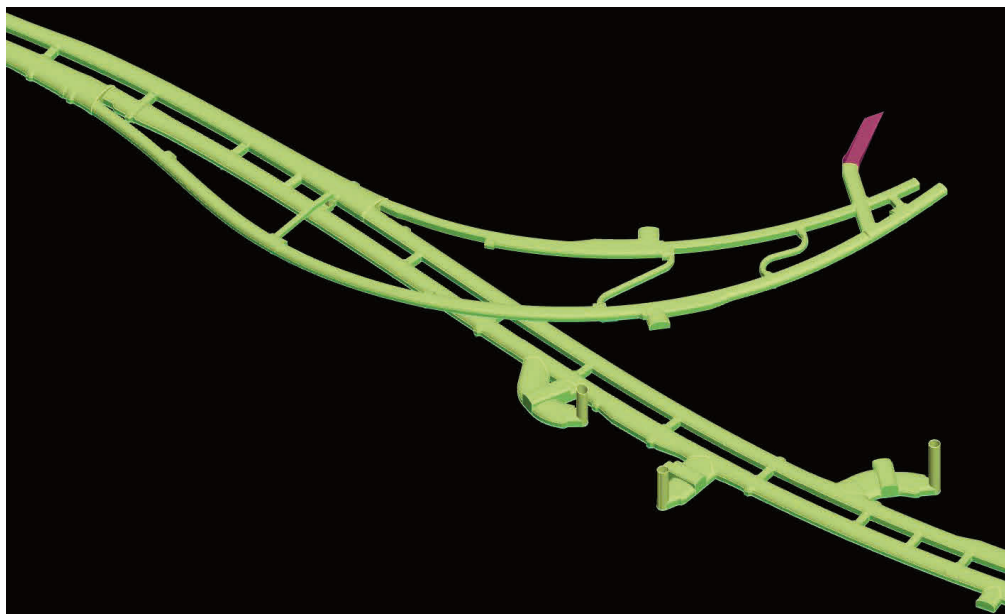
Figur 5: Typförstärkning för huvudtunnel.

Merparten av ramp- och huvudtunnlarna samt utrymningsvägarna kommer att förstärkas med typförstärkning. För t.ex. spännviddsklass 12-17 m som inrymmer typsektionen för huvudtunneln, se Figur 5, har justeringar utförts jämfört med systemhandlingen. Typsektionen

har en högre vägg på den sida som vetter mot den parallella huvudtunneln vilket ger ett mindre avstånd mellan tak och anfang på den sidan jämfört med den andra sidan där en installationskulvert inryms. De parallella tunnlar och den ofördelaktiga formen vid den högre väggen innebär att ett mer avlastat parti uppstår vid anfanget och den övre delen av väggen. Därför har förstärkningen i tak/angfang valts att utföras 2 m nedanför anfanget på den sidan. I väggarna utförs förstärkningen ner till 1 m ovanför teoretisk schaktbotten vilket innebär att enbart någon dm blir oförstärkt bakom inklädnaden efter att vägbanan byggts upp.

I spännviddsklass 12-17 m består förstärkningen i bergklass I av selektiv bultning i tak och vägg med 4,0 m långa bultar samt 50 mm fiberarmerad sprutbetong i tak och anfang vilket motsvarar minimiförstärkning. I bergklass II har förstärkningen utökats till systematisk bultning med 2,0 m bultavstånd i tak och anfang. I Bergklass III består förstärkningen av systematisk bultning med 1,7 m bultavstånd i tak, anfang och vägg med 4,0 m långa bultar samt 75 mm fiberarmerad sprutbetong i tak och anfang och 50 mm i vägg. Bergklass IV har samma upplägg som bergklass III men med den skillnaden att bultavståndet är 1,5 m. Övriga spännviddsklasser har ett liknande upplägg.

Exempel på områden som dimensioneras individuellt



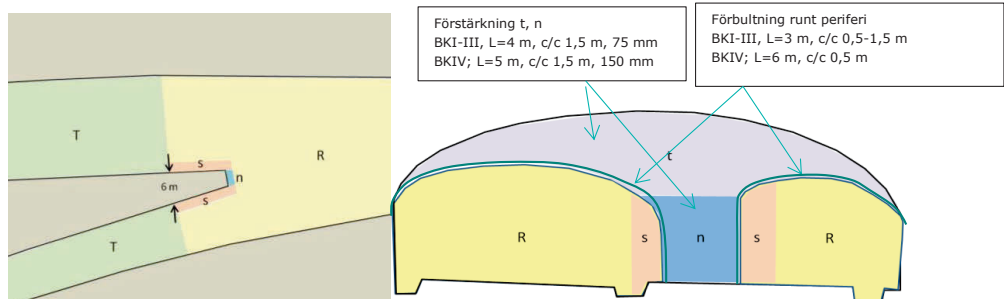
Figur 6: 3D-modell över av- och påfartsramper vid Trafikplats Vinsta, huvudtunnlar, utrymningsvägar och till- och frånluftsstationer.

I Figur 6 visas en 3D-modell över tunnlar och anläggningarna vid Trafikplats Vinsta, liknade lösning finns vid Trafikplats Lovö och Trafikplats Kungens Kurva. Huvudtunnlarna passerar från höger till vänster i bild. Några områden eller anläggningar beskrivs översiktligt nedan.

Eftersom samma anläggningar återkommer i flera entreprenader har förstärkningslösningar för större spännvidder tagits fram i den första entreprenaden som projekterades för spännviddsklasserna 21-25 m respektive 25-32 m. Dessa används som ett preliminärt förstärkningsförslag som sedan verifieras för de aktuella förutsättningarna även vid andra stora spännvidder.

Rampanslutningar

Av- och påfartsramp utgår från huvudtunnlarna i norrgående och södergående riktning och vid anslutningarna bildas 12 stycken rampanslutningsrum med ca 32 m spännvidd och 12 m höjd där de 16,4 m breda huvudtunnlarna och de ca 10 m breda ramperna går ihop. Här bildas förutom ett brett rum en pelare där tunnlar går ihop och en "takskiva" där tunnlar kommer ut i rampanslutningsrummet, se Figur 7.



Figur 7: Plan och sektion genom rampanslutningsrum. R = Rampanslutningsrum; T = förstärks enligt typförstärkning, s = vid pelarens sidor; n = vid pelarnos, t = takskiva vid rampanslutningen.

För rampanslutningsrummen har först ett preliminärt förstärkningsförslag tagits fram som baserar sig på Q-systemet men framför allt på erfarenheter från Norra Länken och Södra Länken. Stabiliteten vid dessa rampanslutningsrum har varit god och bergkvaliteten bedöms vara likvärdig den kvalitet som prognosticerats för Förbifart Stockholm. Bergtäckningen i Förbifart Stockholm vid rampanslutningsrummen är något större. Detta är ett förhållande som är positivt, eftersom det minskar risken för bankningsplan, minskar risken för höga grundvattenflöden och även minskar risken för partier med för liten bergtäckning för att få stabilt tak. För bergrummen har sedan analytiska beräkningar utförts enligt BVH1585.36 och dessa resultat har sammanvägs till ett förstärkningsförslag som därefter analyserats med numeriska analyser för de stora spännvidderna och vid olika bergklasser där indata i form av materialparametrar och initialspänningar varierats.

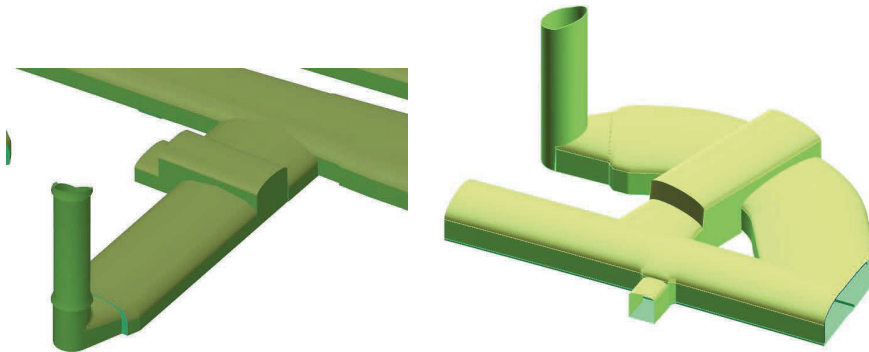
Förstärkningssystemet har sedan resulterat i ett förstärkningsförslag, drivningsrestriktioner och kontroller av bergkvalitet och deformationer som baserar sig på bergklasser. I rampanslutningsrummen består förstärkningen av systematisk bultning som alltid utförs i tak och anfang och selektiv bult i vägg finns enbart i bergklass I, längre bultar anpassade till spännvidden (4,0 och 5,0 m i vägg anpassat till bergklass och 5,0 och 6,0 m i tak/angfang) och fiberarmerad sprutbetong i alla bergklasser med upp till 150 mm sprutbetong i bergklass IV. För att skona pelarens vägg och nos ska berg lämnas kvar för senare strossning runt pelarnosen när omgivande berg bryts ut och den sida som bryts ut först ska förstärkas innan motstående sida får brytas ut. Området framför pelarnosen, n, ska brytas ut efter att pelarens sidor brutits ut med tät borrning från sidan parallellt med väggen i pelarnos så att en fin kontur uppnås. Runt periferi för huvudtunnel och ramptunnel ska förbultning utföras enligt Figur 7 och takskivan och pelarnosen förstärks enligt Figur 7.

Om spännvidden i rampanslutningsrummen är > 25 m eller om bergklassen är sämre än III vid spännvidd 21-25 m ska utbrytningen alltid ske med pilot och sidostross med motivet att pilotstross ökar möjligheterna väsentligt till att göra en säker geologisk prognos för bergmassan i sektionen, innan man har öppnat upp hela spännvidden. Det innebär att risken för att dålig bergkvalitet påträffas oförutsett, och medföljande stabilitetsrisker, minskar betydligt. En uppdatering av förväntad bergklass framför tunnelgaveln ska göras i samband med varje injekteringsborrning (här använd till sondering), oavsett bergklass i senast utsprängda sektion.

Vidare så finns det restriktioner i form av att förbultning alltid utförs innan nästa salva bryts ut och hur långt efter man får ligga med den permanenta förstärkning vid sämre berg.

Luftutbytesstationer

I Förbifart Stockholm finns 13 stycken till- och frånluftsstationer, alla utom en liknar de som redovisas i Figur 8, en av luftutbytesstationer ligger ytligt i anslutning till en ramp och har en annan utformning. Även dessa rum har en spännvidd på upp till strax över 30 m som smalnar av in mot det vertikala schaktet. Anläggningarna ligger på ca 40-60 m djup med varierande prognosticerad bergkvalitet. Dimensioneringen och förstärkningssystemet av dessa utrymnen liknar till stor del en som beskrivits för rampanslutningsrummen ovan där det framtagna förstärkningsförslaget för stor spännvidd använts som preliminärt förslag i dessa breda rum. För en av entreprenaderna där en svaghetszon passerar genom ett rampanslutningsrum och en tilluftsstation har en tredimensionell analys utförts i 3DEC för att kunna utvärdera den totala stabiliteten i området. Här uppstår en anslutning med ca 30 m spännvidd för båda tunnarna och för detta fall har även den föreslagna förstärkningen verifierats vid numeriska analyser. Tvärs över till- och frånluftsstationerna finns ett traversutrymme och i slutet på det utrymmet finns ett teknikutrymme. De 3-dimensionella analyserna visade tydligt att bergpartiet mellan traversutrymmet och teknikutrymmet blir kraftigt avlastat. Längs med traversutrymmet uppstår också avlastade bergpartier och här utförs förbultning precis som längst in i till- och frånluftsstationerna där vertikalschakten ansluter.



Figur 8: Till vänster en tilluftsstation som ansluter i ett rampanslutningsrum och till höger en frånluftsstation med ovanlig form som ger oss en pelare mellan huvudtunneln, frånluftsstation och ett eldriftsutrymme.

Passager under Mälaren

Mälaren passeras på tre platser längs Förbifart Stockholm. Vid dessa passager ligger den planerade tunnelsträckningen ca 25 m under prognosticerad lägsta nivån från bergöverytan. I dessa tre passager har undersökningar av bergmassan utförts med styrda kärnborrhål samt kärnborrhål borrade från vattenytan. Undersökningarna har verifierat svaghetszoner i samtliga passager men med varierande omfattning. I en av Mälarpassagerna förväntas kortare partier av områden med bergklass V ($Q < 0,1$) på grund av en omfattande regional svaghetszon. För den styrda borrhälen som borrats genom området har 85 % av borrhälen ett $Q_{Bas} > 4$, dvs. BKI eller BKII.

Vid passager av svaghetszoner kan stabilitetsproblem uppstå om inte tillräcklig förstärkning installeras i tid. Detta till följd av att en relativt stor spännvidd speciellt i kombination med låga bergspänningar ger ganska stora spänningsfria områden eller områden med dragspänningar. Vid sämre bergkvalitet förväntas det förekomma större eller mindre block eller bergpartier i tak, anfang eller väggar som kan falla ut. Detta innebär att man behöver förstärka med tanke på de minsta blocken som kan hamna mellan bultar, det görs dels genom ett heltäckande sprutbetongsskikt, och dels genom att den globala stabiliteten som ges av samtliga block i en större skala måste fås att samverka. Detta uppnås genom att bultar fäster ihop blocken i vägg, anfang och tak, till ett sammanhängande bergparti samverkande med sprutbetong och systematisk bultning.

Vid svaghetszonen kommer dessutom tätningsbehovet med all sannolikhet att vara större jämfört med vid övriga tunnelsträckor, och stabiliteten skulle kunna minska om tätningsåtgärderna inte fungerar. En

borttransport av sprickfyllnadsmaterial skulle kunna ge en sämre hållfasthet och ett större förstärkningsbehov.

Vid passagera under Mälaren som sker med huvudtunnelspännvidd, dvs. 16,4 m, baseras bergförstärkningen på typförstärkning men med drivningsrestriktioner och kontroller som kompletteras med bergförstärkning designad för bergklass V. Här har erfarenheter från Forsmark inhämtats där man passerat Singölinjen vid fyra tillfällen och där man vid ett av tillfällena fick problem med instabilitet. Dessa erfarenheter har legat till grund för det planerade förstärkningssystemet.

Jämfört med den typförstärkning som presenterades tidigare så består bergförstärkningen i bergklass V av systematisk bultning med 1,5 m bultavstånd i tak, anfang och vägg med 5,0 m långa bultar samt 200 mm fiberarmerad sprutbetong i tak, anfang och vägg som ska påföras ända ner till schaktbotten.

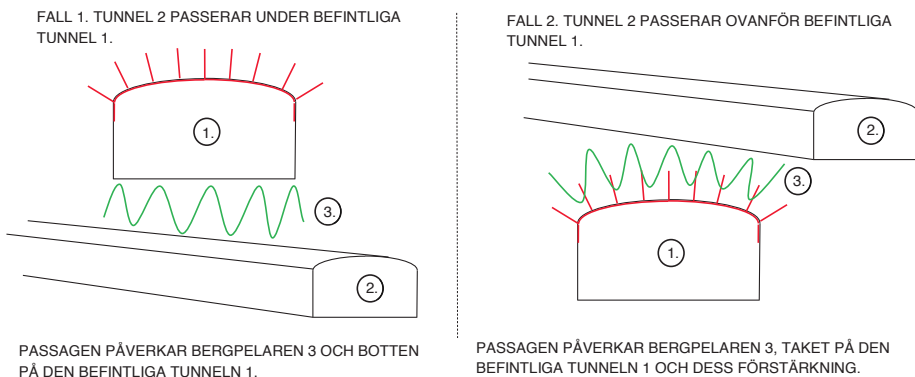
En uppdatering av förväntad bergklass framför tunnelgaveln ska göras i samband med varje injekteringsborrning (här använd till sondering), oavsett bergklass i senast utsprängda sektion. För att verifiera att man har bergtäckning ovanför tunnlarna har ett sonderingsborrhål planerats för att verifiera bergtäckningen vid den prognosticerade lägsta punkten. Vid bergklass III eller sämre ska pilot och sidostross användas. I bergklass III och IV får inte den permanenta bergförstärkningen installeras på ett längre avstånd än en salvlängd från gaveln. I bergklass V begränsas salvlängden, förbultning med upplag både bakåt och framför den planerade salvan ska utföras och en viss mängd förstärkning ska alltid utföras fram till tunnelgaveln.

Planskilda korsningar med andra undermarksanläggningar och egna tunnlar

Som ni ser i figur 5 uppstår många planskilda korsningar vid av- och påfartsramper till trafikplatserna. Totalt inom Förbifart Stockholm finns 38 stycken planskilda korsningar, antingen mellan interna tunnlar, med SL:s tunnlar eller andra undermarksanläggningar. 24 av dessa passager sker med ett avstånd mellan tunnlarna som är mindre än den ena tunnelns spännvidd. Vid 15 av dessa passager är avståndet mellan tunnlarna mellan 6 och 10 m och i resterande sju fall är bergtäckningen ≤ 5 m (som lägst 3,7 m mellan två ramp-tunnlar och en arbetstunnel). I många av fallen vet man inte vilken av tunnlarna som kommer att drivas först i passagen.

Förutsättningarna i korsningarna blir olika beroende på vilken tunnel som drivs först. Om den ovanförliggande tunneln drivs först, Fall 1 i Figur 10, är det framförallt stabiliteten för den tunneln som drivs under som är utsatt. Bergmassan mellan tunnlarna kommer att vara mer utsatt eftersom att den i detta fall inte är förstärkt underifrån när tunnelkorsningen drivs. Det måste i stället göras successivt medan tunneldrivningen förbi korsningen pågår. Ur totalstabilitetssynpunkt handlar det även i detta fall om att vidta förebyggande åtgärder för att bevara berget mellan tunnlarna så intakt som möjligt för att den ska kunna bära den ökade lasten i korsningen. Detta sker med drivningsrestriktioner med pilot-tunnel och stross för att begränsa exponerad takyta och möjliggöra successiv förstärkning av tunnelperiferin och/eller förstärkning av berget framför tunnelgaveln med förbultning innan sprängning. Dessa restriktioner baseras på bergklassen och avståndet mellan tunnlarna.

I Fall 2, i Figur 10, där tunnel 2 passerar ovanpå den redan utbrutna tunneln är det främst den befintliga undre tunnelns stabilitet som är utsatt. Passagen medför ett förändrat spänningsfält som i ogynnsamma fall kan leda till en ökad risk för stabiliteten i den underliggande tunneln. Den permanenta typförstärkningen har uppgraderats till att bestå av systematisk bultning även i bättre bergklasser för den underliggande tunneln när avståndet mellan tunnlarna är 10 m eller mindre. Bergschaktningssklassen har skärpts i den ovanförliggande tunnelns botten och i den underliggande tunnelns tak/angfang.



Figur 10: Olika fall uppstår på grund av vilken tunnel som bryts ut först.

Låg bergtäckning

Flera partier med låg eller ingen bergtäckning finns längs Förbifart Stockholm och här har olika varianter med permanent lining projekterats. Vid bergmekanikdagen 2014 presenterades ett föredrag från ett av dessa områden, Lövsstavägen – där ramptunnlar drivs under Lövsstavägen, och därför görs ingen upprepning här. Det finns några områden där bergtäckningen är under tunnlar halva spännvidd och där har lösningar med kontinuerlig sondering framför tunnelfronten projekterats för att verifiera bergtäckningen. I övrigt liknar dessa lösningar passagera vid planskilda korsningar.

Tack

Ett stort tack riktas först och främst till Trafikverket som tagit initiativ till detta föredrag samt till samtliga delaktiga kollegor inom ÅF/URS och alla våra underkonsulter där främst Geosigma, Amberg och Itasca deltagit i det arbete som presenterats.

STIGBERGSGARAGET – ETT VDC PROJEKT I SAMVERKAN

VDC promotes cooperation between clients, contractors, and consultants – in the Stigberg garage project

Jessica Öhr Hellman, WSP Sverige

Jenny Johansson, Mattias Widenbrant, Veidekke entreprenad

Summary

Stigbergsgaraget is an ongoing underground project nearby Tjärhovsplan on Södermalm in Stockholm. The parking garage will accommodate circa 300 parking spots. 37 000 m³ has been excavated thru blasting using electronic detonators and wire sawing.

The project has a partnering in close collaboration contract between Stockholm Parkering and Veidekke Entreprenad AB. Veidekke has procured WSP to carry out the design for rock excavation, ground works and construction.

In the 12 week long process to design the parking garage and bring forth the construction documents Veidekke used the VDC concept with a 3D model.

Challenges in the project have been blasting in the proximity of buildings and a bomb shelter as well as a slim rock pillar between the caverns and low rock coverage.

Inledning

Stigbergsgaraget är ett pågående bergprojekt som byggs vid Tjärhovsplan på Södermalm. Totalt ska garaget ge ca 300 parkeringsplatser och 38 000m³ tf berg har sprängts och sågats ut.

Projektet styrs med ett partneringavtal mellan Stockholm Parkering och Veidekke Entreprenad AB, baserat på en ABT där Veidekke har handlat upp bla WSP för Berg, Mark, VA- och K-projektering. I kontraktet mellan SPAB och Veidekke ingår att ta fram handlingar för ett bygglov, vilket är unikt.

Bygghandlingsprojekteringen gjordes, utan tidigare systemhandling, på 12 veckor med VCD-konceptet, där beställaren, entreprenören, projektörerna, underentreprenörer och driftspersonalen satt tillsammans och jobbade i en 3D-modell.



Bild 1. Stigbergsgaragets infart från Renstiernas gata på Södermalm

Garagets utformning

Parkeringsgaraget kommer förläggas helt i berg under mark. Garaget utformas som två parallella skepp med en bergpelare i mitten samt mellanbjälklag. Garaget är anpassat för besöksparkering och förhyrda platser med in- och utfart mot Renstiernas gata samt en gångentré mot Tjärhovsgatan i Stigbergsparken. Garaget skall utformas för att ge ett ljust och tryggt intryck.

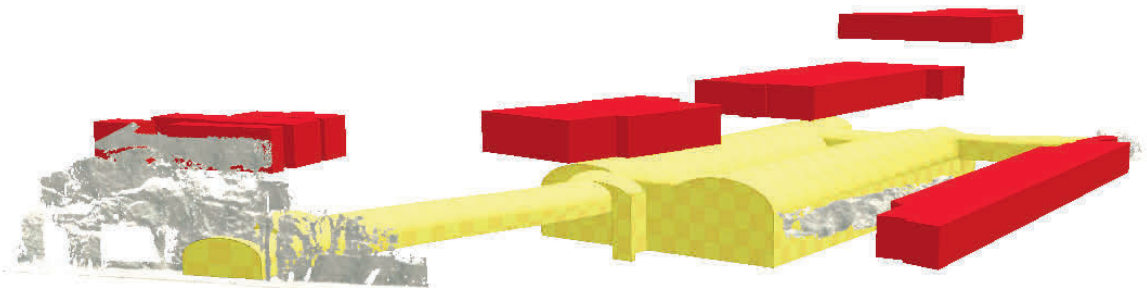


Fig 1. 3-D modell över garaget och angränsande fastigheter

Projektet där alla arbetar tillsammans mot gemensamma mål oavsett kontraktsform

I projektet har ett stort fokus lagts på att beställare, entreprenör, konsulter, leverantörer och underentreprenörer arbetar tillsammans, oavsett kontraktsform. Att få en grupp av personer från företag, företagskulturer att arbeta tillsammans och mot uppsatta mål, är en tuff utmaning. Lyckas man med detta får man ett fungerande projekt där alla är vinnare.

Involvering, Kommunikation och Information har och är nyckelord i detta projekt.

Två veckor efter kontraktsskrivning hölls det första gemensamma mötet med nyckelpersoner i projektet, där Beställaren, Veidekke och WSP deltog aktivt. Fokus på detta var att lära känna varandra, lägga upp ramar för hur vi skulle driva projektet tillsammans med bästa resultat och ta fram en gemensam målbild.

Under projektet har vi kontinuerligt fortsatt med möten/workshops för att koppla på nya medarbetare såväl egna medarbetare som konsulter och underentreprenörer. Detta för att skapa en involvering och delaktighet i det garage vi ska bygga tillsammans.

Bygglovs- och Projekterings processen i ICE/VDC

Att en anläggningsentreprenör få vara med och ta fram ett bygglov är unikt. Redan i denna process hittades möjligheter tillsammans med beställare, arkitekt och projektörer som gjorde garaget möjligt att genomföra mer kostnads effektivt, bla utökandes garagets storlek från 200 parkeringsplatser till ca. 300 platser, utan att påverka 3D-fastighetsbildningen.

Projektet har från start arbetat med VDC-Virtual Design and Construction. VDC består utav 4 delar, Målbild, Produkt (3D-modell), Teamet och Processen.

Processen i bygglovshandlingen och i detaljprojekteringen har bestått av arbetsmöten enligt ICE - Integrated Concurrent Engineering. En heldag i vecka har vi träffats och tillsammans projekterat fram garaget. Projektörerna utför i princip samma saker som under en vanlig projektering men skillnaden har varit att i detta projekt har vi gjort det samtidigt. ICE-möten består av samordning, konfliktkontroller i samordningsmodellen och flera samtida diskussioner mellan olika teknikområden. Under hela dagen har samtliga 13 teknikområden/discipliner varit uppkopplade mot sin modellfil och kan utföra projektering.

Tidigt i projektet valde vi att inte ta fram systemhandlingar utan valde att gå direkt från bygglovsprocessen till projekteringen av bygghandlingar. Projekteringen av färdiga bygghandlingar gjordes på totalt 12 veckor.

Projektutmaningar

Parallella bergrum med mellanliggande pelare

Bergrummen har en bredd av 18,6 m med 12,25 m takhöjd i Skepp N och 10,75 m i Skepp S. Pelaren mellan bergrummen är ca 5 meter bred och längsgående subvertikala sprickor har påverkats pelarens stabilitet.

Skepp N sprängdes ut med galleri (137 m²) och pall (74 m²) medan hela sektionen (182 m²) sprängdes ut på en gång i Skepp S. Borrplanen i Skepp S utgjordes av 471 st hål. Sprängförloppet tog hela 19,3 s nära eDevII begränsning om 20 s. I båda bergrummen lämnades släpande strossar om ca 2 mot bergpelaren och i Skepp S även mot närliggande skyddsrum.

Med hänsyn till projektets läge med närliggande fastigheter, den närmaste Frans Schartaus Handelsinstitut med endast ca 6 m bergtäckning rakt ovanför Skepp S, valdes elektroniska sprängkapslar. Detta för att säkerställa att det inte sker någon samverkan mellan sprängladdningarna, utan att de detonerar en åt gången. En annan fördel med elektroniska sprängkapslar är att en bättre, jämnare, kontur erhålls eftersom man kan styra sprängförloppet då sprängladdningarna detonerar i följd jämfört med konventionella stötvågskapslar som detonerar slumpvis inom sitt intervall. En bättre och jämnare kontur medför mindre åtgång av sprutbetong.

Tunnelpåslag vid Stigbergsparken

Befintlig tunnel behövde strossas och förstoras för att skapa utrymme för gångtunnel in till garaget. Intill tunnelpåslaget finns idag en restaurang, greken på hörnet, på bara någon meters avstånd, se foto 2.

För tunneln finns restriktioner kopplade till närliggande skyddsrum. Tunneln ska klara raslast från intilliggande byggnad. För påslaget vid Stigbergsparken är bergtäckningen ca 2 m längs en sträcka i tunneln. För att säkerställa att tunneln klarar krav som ställs på raslasten från närliggande byggnad, har en beräkning utförts med den dimensionerande raslasten 160 kN/m². En analys gjordes i Phase 2. Bergtäckningen ovan påslaget har i modellen antagits till 1,5 m för att erhålla en säkerhetsmarginal. Efter att berget tagits ut i modellen har sprutbetongen installerats och därefter har raslasten lagts på. Beräkningen har utförts med gravitativa spänningsförhållanden och låga parametrar.

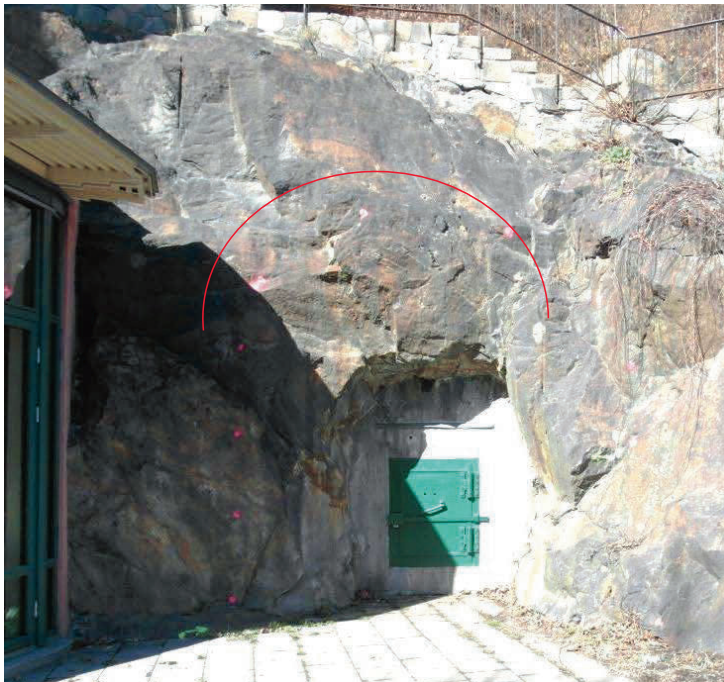
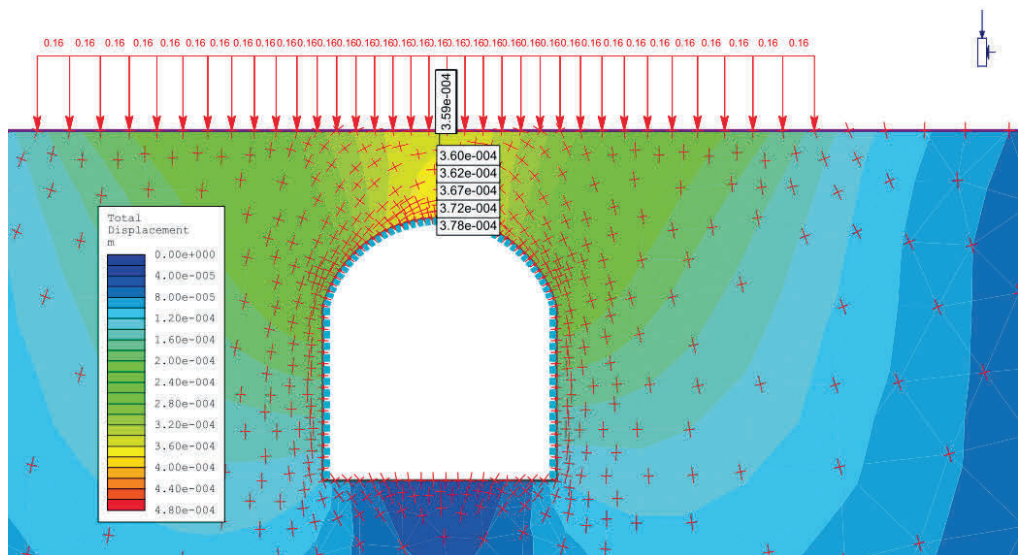


Bild 2. Gångtunnel i Stigbergsparken. Teoretisk tunnelkontur är markerad med rött

Figur 2 visar resultatet av deformationer från analysen Endast små deformationer bildas vid påslaget med sprutbetongen installerad. Den bergtäckning som antagits i modellen är god nog för att ett spänningsvalv ska bildas ovan tunnelportalen. Resultatet från analysen visar att 250 mm fiberarmerad sprutbetong är tillräcklig för att klara en eventuell raslast från närliggande byggnad. Sprutbetongen krävs längs den första sträckan i tunneln där bergtäckningen är låg.



Figur 2 Deformationer vid portalen i Stigbergsparken

Vid bergdrivningen av gångtunneln mot befintligt skyddsrum, visade det sig att kvarvarande bergpelare var som minst ca 0,6 m (vid nischer i skyddsrum) istället för 3 m som antagits. En snabb omprojektering med en rakare sträckning av gångtunneln gjordes, där avståndet till skyddsrummet ökades till 1,8 m.

Tack vare arbetssättet med VDC tog omprojekteringen endast 4 dagar innan sprängningsarbetet i gångtunneln kunde återupptas. Sprängningsarbetet fortsatte sedan till ca 4 m från påslaget. Resterande sträcka av gångtunneln vjersågades ut i både botten, väggar och tak. Berget knackades sedan sönder med hydraulhammare.

Den återstående bergpelaren mellan gångtunneln och skyddsrummet måste klara 0,3 MPa från en stötvåg, en last på 0,3MN/m²

En betongvägg gjöts för att skapa den nya stötvägsgränsen i anslutning till skyddsrummet.

Bergstabilitet under Frans Schartaus skola

Beräkningarna som har utförts för berggruppen har utförts med oförstärkt berg och en bergtäckning på som minst ca 6 meter under Frans Schartaus skola, fig 3.

Vid installation av en extensometer i bergmassan mellan golvet i skolan och ovan hjässan på det södra skeppet togs en borkärna ut och karterades. Kartering av kärnan visade på sämre berg än

prognosticerat och gav nya förutsättningar för tidigare stabilitetsanalys. Därför har en ny numerisk analys utförts med syftet att säkerställa stabiliteten i taket på södra och norra berggrummet med en zon av sämre bergkvalitet. Extensometern monterades från källaren i skolan. Den lästes av regelbundet under sprängarbetet. Största uppmätta deformation var 0,4 mm och den slutliga deformationen 0,0 mm.

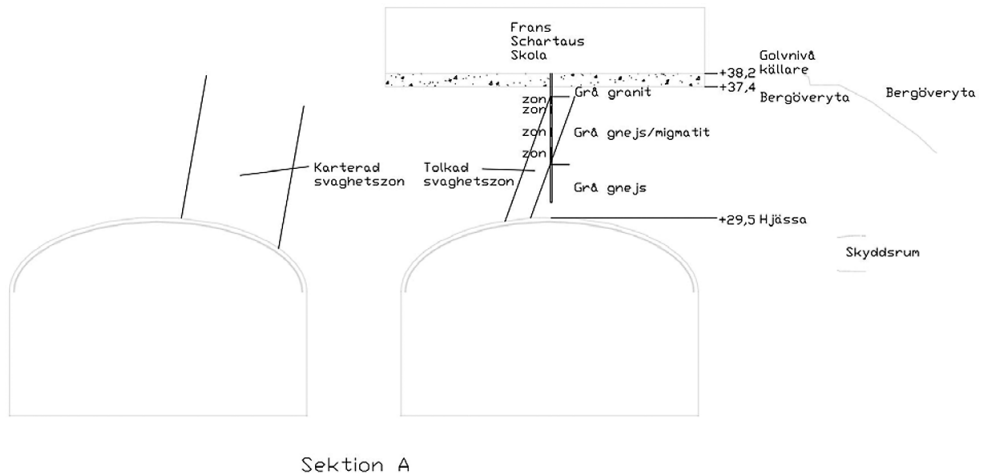


Fig 3. Sektion genom skepp N och S med ovanliggande Frans Schartaus skola

Dagsläget

Produktionen av garaget startades hösten 2013 med bergdrivning i 10 månader. Under sommaren och hösten 2014 har mark och betongarbeten pågått tillsammans med montage av prefabstomme. Idag pågår framförallt installationsarbeten av ventilation, kraft och belysning, sprinkler och parkeringsteknik. Garaget kommer att vara färdigt för invigning under sommaren 2015.

STATISKA TESTER AV SPRUTBETONG MED STÅLNÄT FÖR DYNAMISK FÖRSTÄRKNING

Static testing of shotcrete and steel mesh for dynamic rock support

Fredrik Thyni, LKAB.

Sammanfattning

Det svenska gruvbolaget Luossavaara-Kiirunavaara AB (LKAB) driver två underjordiska järnmalmsgruvor i norra Sverige. Båge gruvorna använder brytningsmetoden skivrasbrytning. Brytningsmetoden, i kombination med höga bergspänningar som omlagras och en varierande bergkvalité ställer höga krav på en fungerande och effektiv bergförstärkning. Allteftersom brytningen kommit djupare och spänningarna ökat har även omfattningen av så kallade seismiska händelser ökat. Av denna orsak installerar LKAB ett bergförstärkningssystem som är dimensionerat för att kunna uppta de dynamiska laster som uppkommer i samband med seismiska händelser. Detta system består i korthet av ett 100 mm tjockt lager av stålfiberarmerad sprutbetong, utanpåliggande svetsade stål nät samt 3 m långa bergbultar med 1x1 m mellanrum.

I denna artikel presenteras resultaten från trycktester på cirkulära plattor av stålfiberarmerad betong med och utan underliggande stål nät samt med ingjutna stål nät. Syftet var att utreda vilken påverkan som tjockleken hos sprutbetongskiktet har på bärförmågan hos bergförstärkningssystemet.

Resultaten indikerar att sprutbetonglagret har en avgörande roll på bärförmågan samt den energiabsorberade förmågan hos bergförstärkningssystemet. Således skulle en minskning av tjockleken på sprutbetongskiktet medföra en sänkning i hållfastheten för förstärkningssystemet. Testresultaten indikerar även att ingjutna stål nät ger högre maximal- och residual hållfasthet jämfört med utanpåliggande nät. En svaghet hos ingjutna nät är dock att stora deformationer kan orsaka brott hos stålet i näten.

Abstract

The Swedish mining company Luossavaara-Kiirunavaara AB (LKAB) operates two underground iron ore mines in the northernmost part of Sweden, which both use the mining method sublevel caving. The mining method in combination with high rock stress being redistributed and a varying rock mass quality requires high demands on an effective rock support system. In later years, as the mining goes deeper and the stresses increase, the mines have become more exposed for seismic events. Thus, there is a need for a rock support system which is designed to withstand the dynamic loads from the

seismic events. The rock support system used by LKAB is composed of a 100 mm thick fibre-reinforced shotcrete layer, external welded steel mesh and 3 m long rock bolts in a 1x1 m pattern.

This paper describes the results from load tests that were performed on circular panels of steel fibre-reinforced concrete with and without underlying steel mesh as well as panels with embedded steel mesh. The purpose of the tests was to investigate the effect the shotcrete layer thickness had on the strength of the rock support system.

The analysis of the test results indicate that the shotcrete layer has a critical role in the load bearing and energy absorbing capacity of the dynamic rock support system. Thus, a reduction in thickness of the shotcrete layer would result in lower strength of the support system. The results also indicate that embedded mesh give a higher peak load capacity and higher residual strength to the shotcrete, compared to the external mesh. However, a weakness with embedded mesh is the fact that wire failure in the mesh occurs at relatively small deformations, while no failures were observed for the external mesh.

1 Inledning

I LKABs underjordsgruvor sker brytningen av järnmalm på allt större djup. Detta, i kombination med brytningsmetoden storskalig skivrasbrytning, höga bergspänningar som omlagras och en varierande bergkvalité ställer höga krav på en fungerande och effektiv bergförstärkning.

På senare tid har omfattningen ökat av så kallade seismiska händelser i LKABs underjordsgruvor. En seismisk händelse kan definieras som ett plötsligt brott eller en plötslig rörelse i bergmassan som frigör lagrad energi. Denna frigjorda energi sprids genom bergmassan som seismiska vågor, som kan orsaka skador på underjordisk infrastruktur och innebär risker för underjordisk personal om ingen bergförstärkning installeras. För att på bästa sätt skydda personal, anläggningar och maskiner i gruvorna installeras en bergförstärkning som är designad för att uppta dynamiska laster genom eftergivliga egenskaper i områden där risk föreligger för seismiska händelser. Syftet med förstärkningens eftergivliga egenskaper är att absorbera rörelseenergin hos bergfragment som rör sig till följd av en seismisk händelse. Denna typ av förstärkning består av bergbultar med god töjningsförmåga, ett 100 mm tjockt lager av sprutbetong armerad med 35 mm långa stålfibrer samt utanpåliggande stålnät som samverkar med varandra i ett förstärkningssystem.

Denna artikel beskriver utförandet och resultaten av ett examensarbete vid Luleå tekniska universitet på uppdrag av LKAB (Thyni, 2014), där syftet var att undersöka hur stor inverkan tjockleken hos sprutbetonglagret har på förstärkningssystemets bärförmåga. En minskning av tjockleken på sprutbetonglagret skulle innebära stora vinster i både effektivitet och materialåtgång hos gruvorna, men får inte ske på bekostnad av minskad kapacitet hos förstärkningssystemet.

2 Metod

Testerna utfördes vid LKAB Berg och Betongs betonglaboratorium i Kiruna genom att cirkulära plattor gjöts av stålfiberarmerad betong och provtrycktes. Betongen var av samma recept som används till sprutbetong i LKABs Kiirunavaaragruva, dock utan tillsats av acceleratorer. Samtliga tester utgick från standarden ASTM C1550 som används för provning av sprutbetongplattors seghet (ASTM, 2012). Enligt ASTM C1550 ska cirkulära betongplattor med diametern 800 mm och tjockleken 75 mm provtryckas till 40 mm nedböjning under tiden som last och nedböjning registreras. Vid provtryckning placeras betongplattorna på tre upplag med kulled enligt Figur 1 och belastas uppifrån i plattans mittpunkt av en hydraulisk kolv med en hastighet av ca 4 mm/min (ASTM, 2012).



Figur 1. Betongplatta under provtryckning enligt ASTM C1550, från Thyni (2014).

Figure 1. Concrete panel during test according to ASTM C1550, from Thyni (2014).

Energien som absorberas av betongplattan, eller betongplattans seghet, erhålls som arean under kurvan för registrerad last och motsvarande nedböjning. Vid tester enligt ASTM C1550 kräver LKAB en seghet om minst 490 J vid 40 mm nedböjning för plattor av sprutbetong respektive 650 J för gjutna betongplattor. Orsaken till det högre kravet på gjutna plattor är att stålfibrerna i betongen får en mer likartad och gynnsam riktning då plattorna gjuts i stället för sprutas.

Avvikelser som gjordes från standarden var (i) att plattorna hade olika tjocklek, (ii) att stål nät monterades under vissa betongplattor, alternativt gjöts in i plattorna samt (iii) att tryckning av plattorna fortsatte till större nedböjning än 40 mm. Betongplattorna som testades hade en diameter av 800 mm medan tjockleken varierade mellan 50, 75 och 100 mm. I en första serie (serie 1) gjöts fyra betongplattor med stålfiberarmerad betong i respektive tjocklek, totalt 12 stycken, och provtrycktes efter ca 28 dagars härdning. I serie 1 studerades enbart vilken inverkan betongens tjocklek har på plattornas bärförmåga och seghet. Plattorna trycktes till 80 mm nedböjning, vid vilken plattorna föll isär.

I en andra serie (serie 2) gjöts på nytt fyra plattor av varje tjocklek, med skillnaden att samtliga plattor försågs med svetsade stål nät på undersidan av plattan. Stålnäten viktes runt kanten på betongplattorna och fästes med fyra expanderbultar på betongplattornas ovarsidor. Stålnäten var av samma typ som installeras i underjordsgruvorna och bestod av svetsade stål nät med tråddiametern 5,5 mm och maskvidden 75 mm. Efter att betongen härdat i ca 28 dagar provtrycktes plattorna med underliggande stål nät till 100 mm nedböjning, vilket var den maximala nedböjningen som testutrustningen klarade av.

Slutligen gjöts en tredje provserie (serie 3) bestående av totalt sex betongplattor med 75 mm tjocklek. Av dessa bestod tre plattor av stål fiber armerad betong medan de övriga tre plattorna bestod av samma betong men utan stål fiber. Alla sex plattor armerades med ingjutna stål nät som var av samma typ som i provserie 2. Även dessa plattor provtrycktes efter ca 28 dagars härdning till 100 mm nedböjning. En sammanfattning av samtliga utförda testserier visas i Tabell 1.

Tabell 1. Utförda testserier.

Table 1. Performed test series

Provserie	Tjocklek (mm)	Armering	Stål nät	Max nedböjning (mm)
1	50, 75, 100	Stålfiber	-	80
2	50, 75, 100	Stålfiber	Underliggande	100
3	75	Stålfiber	Ingjutet	100
3 U F	75	-	Ingjutet	100

3 Resultat

3.1 Serie 1: Betongplattor utan stål nät

Erhållna resultat från provtryckningen av den första serien betongplattor utan stål nät redovisas i Figur 3. Varje platta är numrerad med två siffror, där den första siffran anger turordningen som plattorna testades i för respektive tjocklek, och den andra siffran anger tjockleken i millimeter. Exempelvis anger ”2-75” att det är resultaten för den andra plattan i serien med 75 mm tjocklek som testades.

Som framgår av Figur 3 ökade bärförmågan hos betongplattorna med ökande tjocklek. För plattor med samma tjocklek uppvisades en relativt liten spridning i bärförmåga. Vid en nedböjning större än ca 70 mm uppvisade samtliga betongplattor en likvärdig bärförmåga oavsett tjockleken på plattan. Störningarna vid 10 mm nedböjning för platta 1-100 i Figur 3 härrör från ett tekniskt fel på utrustningen vid teststillfället.

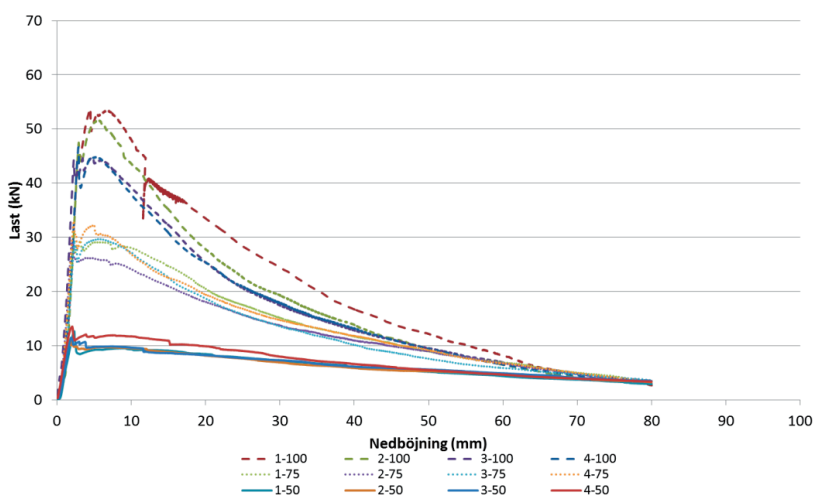
Medelvärdena för betongplattornas seghet för serie 1 visas i Tabell 2. Eftersom de tjockare plattorna hade högre bärförmåga kunde de ta upp mer energi jämfört med de tunnare plattorna. Då bärförmågan hos samtliga plattor minskade allteftersom

nedböjningen ökade så minskade också segheten vid större nedböjningar. Kravet på 650 J absorberad energi uppfylldes inte av de 50 mm tjocka plattorna även vid en total nedböjning av 80 mm.

Tabell 2. Medelvärden för absorberad energi vid 80 mm nedböjning för serie 1 (utan stål nät), från Thyni (2014).

Table 2. Mean values for absorbed energy at 80 mm deflection for test series 1 (without steel mesh), from Thyni (2014).

Provserie	Tjocklek (mm)	Absorberad energi vid 80 mm nedböjning (J)
1	50	520
1	75	1036
1	100	1425

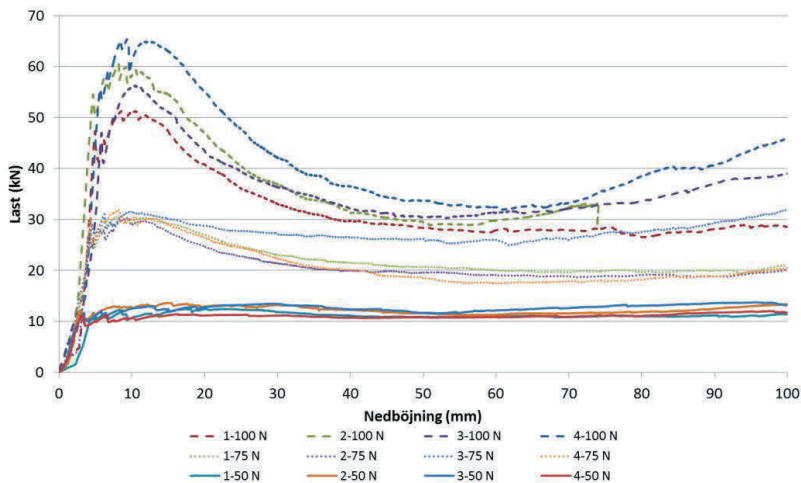


Figur 3. Last- nedböjning för provtryckningen av betongplattorna i serie 1 (utan stål nät), från Thyni (2014).

Figure 3. Load-deflection diagram from the testing of the concrete panels in series 1 (without steel mesh), from Thyni (2014).

3.2 Serie 2: Betongplattor med underliggande stål nät

Figur 4 visar bärförmågan för betongplattorna i den andra provserien där samtliga plattor hade underliggande stål nät. Som framgår av Figur 4 så minskade bärförmågan hos samtliga betongplattor när betongen gick i brott, men när betongen kom i kontakt med det underliggande stål nätet ökade bärförmågan åter och nådde i vissa fall en högre nivå än före brottet i betongen. Avståndet mellan betongplatta och stål nät var i de flesta fallen mellan 0-10 mm på grund av nätens styvhet samt att monteringen av stål näten på betongplattorna skedde manuellt.



Figur 4. Last- nedböjning för provtryckningen av betongplattorna i serie 2 (med underliggande stålnät), från Thyni (2014).

Figure 4. Load-deflection diagram from the testing of the concrete panels in series 2 (with external steel mesh), from Thyni (2014).

Enligt Figur 4 ökade bärförmågan efter betongens uppsprickning mest för de 100 mm tjocka betongplattorna. Efter att högsta bärförmågan uppnåddes hos de tjockaste plattorna sjönk bärförmågan kontinuerligt till cirka 50-60 mm nedböjning, då bärförmågan åter började stiga för flera av de 100 mm tjocka plattorna. Orsaken till varför platta 2-100 redovisar ett plötsligt fall i bärförmåga efter 70 mm nedböjning beror på att plattan fick en ogynnsam uppsprickning med förlorad kontakt med stålnätet varpå testet avbröts. Figur 5 visar en av de 100 mm tjocka plattorna under provtryckning. Notera fästningen av stålnätet på betongplattans ovansida.



Figur 5. Provtryckning av en 100 mm tjock betongplatta med underliggande stålnät, från Thyni (2014).

Figure 5. Testing of a 100 mm thick concrete panel with external steel mesh, from Thyni (2014).

De 75 mm tjocka plattorna uppvisade ett beteende likt de tjockaste plattorna om än i mindre omfattning. Då de 50 mm tjocka plattorna med stålnät provtrycktes genomgick samtliga plattor ett närmast perfekt plastiskt brottförlopp då residualhållfastheten höll sig på en stabil nivå under hela testet. Tabell 3 redovisar medelvärdet för betongplattornas seghet. Värdet är beräknat för 80 mm nedböjning, för att underlätta jämförelse med resultaten från serie 1.

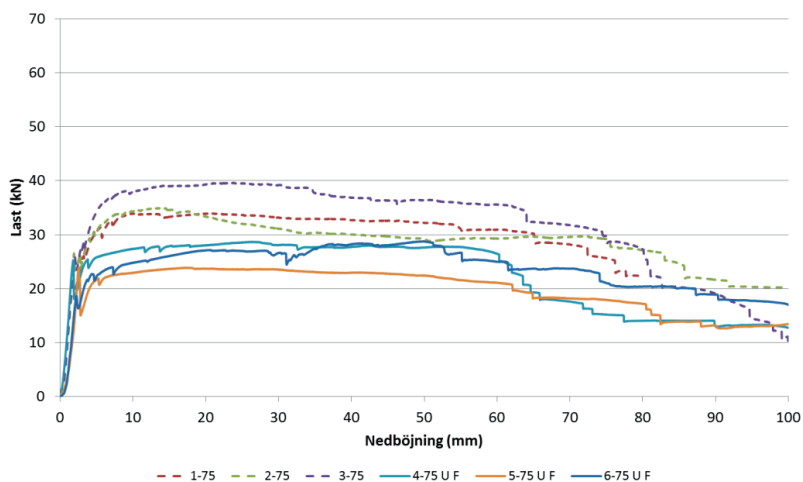
Tabell 3. Medelvärden för absorberad energi vid 80 mm nedböjning för provserie 2 (med underliggande stålnät), från Thyni (2014).

Table 3. Mean values for absorbed energy at 80 mm deflection for test series 2 (with external steel mesh), from Thyni (2014).

Provserie	Tjocklek (mm)	Absorberad energi vid 80 mm nedböjning (J)
2	50	913
2	75	1808
2	100	2862

3.3 Serie 3: Betongplattor med ingjutna stålnät

Bärförmågan hos plattorna med ingjutna stålnät visas i Figur 6, där förkortningen ”U F” efter respektive plattnummer anger att betongplattan gjöts utan stålfibrer. Alla plattorna i den tredje provserien hade god bärförmåga efter att maximal hållfasthet uppnåtts. Som framgår av Figur 6 var bärförmågan störst för de betongplattor som även innehöll stålfibrer. Efter ca 50-60 mm nedböjning av plattorna var stålnäten inuti plattorna så belastade att enskilda trådar i näten gick av. Detta syns som plötsliga förluster av bärförmåga i Figur 6 och ledde till att den totala bärförmågan hos plattorna sjönk kraftigt vid stora nedböjningar. Den beräknade segheten för betongplattorna med ingjutna stålnät redovisas i Tabell 4.



Figur 6. Last- nedböjning för provtryckningen av betongplattorna i serie 3 (med ingjutna stålnät), från Thyni (2014).

Figure 6. Load-deflection diagram from the testing of the concrete panels in series 3 (with embedded steel mesh), from Thyni (2014).

Tabell 4. Medelvärden för absorberad energi vid 80 mm nedböjning för provserie 3 (med ingjutna stålnät), från Thyni (2014).

Table 4. Mean values for absorbed energy at 80 mm deflection for test series 3 (with embedded steel mesh), from Thyni (2014).

Provserie	Tjocklek (mm)	Absorberad energi vid 80 mm nedböjning (J)
3	75	2555
3 U F	75	1889

4 Analys

4.1 Analys av provserien utan stålnät (serie 1)

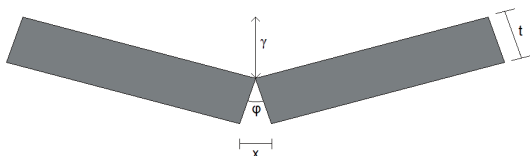
Alla betongplattor i den första provserien uppvisade en bärförmåga på cirka 3 kN vid 80 mm nedböjning, oavsett plattornas tjocklek. Detta var troligtvis resultatet av betongplattornas uppsprickning i underkant. Då betongen sprack upp fördelades all dragspänning till de ingjutna stålfibrerna i betongen, och då nedböjningen av betongplattorna ökade så ökade även spricköppningen i plattornas underkant. Allteftersom spricköppningen ökade så tappade allt fler av de 35 mm långa stålfibrerna kontakten med betongen i bågge ändarna av fibern, varpå den totala bärförmågan hos betongplattorna minskade. En betongplattas nedböjning ger en sprickvinkel enligt

$$\varphi = \sqrt{3(\gamma/r)} \quad (1)$$

där φ är sprickans öppningsvinkel i radianer, γ är plattans nedböjning i millimeter och r är radien för cirkeln som skapas av de tre upplagen under plattan, vilket i dessa tester är $r = 375$ mm (Bernard, 2004). Då betongplattans nedböjning är γ ges måttet på sprickans öppning i plattans nederkant enligt

$$x = 2t * \sin\left(\frac{(\sqrt{3(\gamma/r)})}{2}\right) \quad (2)$$

där x är sprickans öppning i millimeter och t är tjockleken på plattan, se Figur 8. Ekvation 2 ger att sprickans öppning i underkanten av plattan blir större då plattans tjocklek ökar, varpå stålfibrerna i den nedersta delen av plattan dras ut tidigare hos tjocka plattor. Detta leder till att samtliga betongplattor närmar sig samma mängd stålfibrer som tar last vid stora nedböjningar, då det endast är i den övre delen av sprickan som avståndet är tillräckligt litet för att fibrerna ska kunna överbrygga sprickans öppning. Detta ger i sin tur en likvärdig bärförmåga för plattor med olika tjocklek då de uppnår stora nedböjningar.



Figur 8. Schematisk bild över nedböjning av betongplatta samt motsvarande sprickvidd i plattans underkant, från Thyni (2014).

Figure 8. Schematic sketch of a panel being deflected and the corresponding crack opening in the bottom of the panel, from Thyni (2014).

4.2 Analys av provserien med underliggande stålnät

Betongplattorna i provserie 2 uppvisade högre residual bärförmåga än plattorna utan stålnät (serie 1), vilket visar på effekten av de underliggande stålnäten. Trots att samtliga betongplattor i serie 2 hade samma typ av stålnät på undersidan erhöles olika värden på bärförmågan för de olika tjocklekarna, även efter att betongen spruckit upp. Eftersom bärförmågan efter brott i betongen var större hos de tjockare plattorna påvisades ett samband mellan betongplattans tjocklek och stålnätens bärförmåga. Detta kan delvis förklaras med att de tjocka plattorna hade större spricköppning i underkanten vid motsvarande nedböjning jämfört med de tunnare plattorna enligt Figur 8 och Ekvation 2. En större spricköppning innebär att stålnäten utsätts för en större töjning då god kontakt föreligger mellan stålnät och betongplatta. Således belastas stålet i näten i högre utsträckning hos de tjockare betongplattorna varpå stålnäten bidrar med högre bärförmåga. Hos de tunna betongplattorna blir stålnäten inte lika utspända utan tillåter större deformationer redan vid låga laster. Ytterligare en bidragande orsak till den ökade bärförmågan är att stålnäten på plattornas undersida hindrade betongplattorna från att spricka upp, varpå en större del av stålfibrerna fortsatt hade kontakt med betongen i bågge ändarna och kunde bära last.

4.3 Analys av provserien med ingjutna stålnät

Provtryckningen av serie 3 visar att ingjutna stålnät ger den högsta hållfastheten efter uppsprickning av betongen. Betongplattorna hade en stabilt hög residualhållfasthet fram till att brott skedde i stålnäten, då bärförmågan hos plattorna sjönk betydande. Vid en jämförelse mellan plattor med respektive utan stålfibrer uppvisar samtliga plattor liknande beteende, men med skillnaden att de stålfiberförstärkta plattorna genomgående hade högre bärförmåga.

5 Diskussion och slutsatser

Då resultaten från samtliga provtryckningar jämförs kan man konstatera att tjockleken hos sprutbetongen har stor betydelse för bärförmågan, och således även segheten hos bergförstärkningen. Då stålnät placeras utanpå betongen ger en ökad betongtjocklek högre bärförmåga dels genom betongens egna hållfasthet men även i samverkan med stålnätet. Vid stora deformationer verkar stålnätet bli alltmer belastat och bidrar således med en ökande bärförmåga och seghet. Ingjutna stålnät ger en hög initial hållfasthet men är inte lämplig som bergförstärkning i områden då stora deformationer kan förväntas, eftersom ingjutningen begränsar stålnätets förmåga att töja sig.

Således är utanpåliggande stålnät bäst lämpade för bergförstärkning som utsätts för stora deformationer, alternativt kräver hög seghet. I bergutrymmen där höga laster och begränsade deformationer förväntas kan dock ingjutna nät vara ett bättre alternativ. Oavsett vilket utförande som väljs bör man vidta noggranna undersökningar innan man väljer ett tunnare betonglager än ett befintligt, eftersom betonglagrets tjocklek har stor betydelse för den totala bärförmågan och segheten hos bergförstärkningssystemet.

6 Författarens tack

Författaren vill tacka Bengt-Göran Mikko och Benjamin Krutrök på LKAB Berg & Betong för deras hjälp med arbetet att förbereda och genomföra provtryckningarna. Vidare tackas Andreas Eitzenberger vid Luleå tekniska universitet och Jimmy Töyrä på LKAB för deras handledning och noggranna granskning av analysen för provtryckningarna och skrivandet av denna artikel.

7 Referenser

- ASTM International (2012). *Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)*.
- Bernard, E. S. (2004). *Design performance requirements for fibre reinforced shotcrete using ASTM C-1550*. Shotcrete: More Engineering Developments: Proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, October 2004, Cairns, Queensland, Australia.
- Thyni, F. (2014). *Design of Shotcrete for Dynamic Rock Support by Static Testing*. Examensarbete, Institutionen för Samhällsbyggnad och naturresurser, Luleå tekniska universitet.

BÄRFÖRMÅGA HOS INKLÄDNADSSYSTEM VID STÖTBELASTNING FRÅN FALLANDE BERGBLOCK

Load capacity of inner lining systems due to impact from falling rocks

Andreas Andersson, KTH och Trafikverket

Mattias Roslin, Trafikverket

Arvid Taube, Trafikverket

SAMMANFATTNING

Inklädnadssystem i tunnlar är en metod för att förhindra inläckande vatten och isbildning i trafikutrymmet. En lösning som är vanlig i Norge baseras på att spänna upp ett tätmembran mellan bergstag så att en spalt skapas mot bakomliggande bergförstärkning. Membranet skyddas i sin tur av ett skikt av sprutbetong mot trafikutrymmet. Den bakomliggande bergförstärkningen är tänkt att ta upp laster från berget oberoende av inklädnaden. Ett problem är dock svårigheten att utföra inspektion och tillståndsbedömning av bergförstärkningen, eftersom utrymmet i spalten ofta är liten. Andra frågeställningar är vilka laster inklädnadssystemet ska dimensioneras för. I TRVK Tunnel 11 anges en lokal last från fallande bergblock, motsvarande en massa på 600 kg som antas verka på en yta av 0.2×0.2 m. Vidare ska inklädnaden klara vad som benämns som extrem blocklast, motsvarande en massa på 6 ton verkande på 1×1 m, även i de fall bakomliggande bergförstärkning finns. Liknande inklädnadssystem har använts i t.ex. Norra länken och delar av Citybanan i Stockholm och är tänkt att användas för Förbifart Stockholm.

I föreliggande artikel redovisas resultat från ett forskningsprojekt, med syftet att undersöka verknings sättet hos ovan nämnda typ av inklädnadssystem. En serie representativa betongplattor har provat både till statisk brottlast och dynamiskt med en fallvikt på 600 kg från olika höjd. Samtliga plattor gick sönder i böjbrott och uppvisade en betydande lastkapacitet och deformationsförmåga. För flera av plattorna som provades med fallvikten inträffade utstötning av material på undersidan, som mest motsvarande en massa av 16 kg. Tre av plattorna utfördes även med ett yttre skikt av stålfiberarmerad sprutbetong, ingen av dessa uppvisade någon betydande utstötning, trots en fallhöjd på upp till 2 m.

Ett antal FE-analyser har även utförts, där betongens icke-linjära materialegenskaper beaktas. Resultaten visar god överensstämmelse med utförda experiment, både avseende statisk brottlast, uppsprickning och dynamisk respons. En motsvarande analys utförs därefter av hela inklädnadssystemet. Resultaten visar större lastupptagningsförmåga än plattförsöken, men fortfarande ett relativt lokalt brott.

SUMMARY

Inner lining system in tunnels is a method to prevent water ingress and forming of ice in the traffic area. A solution that is common in Norway is based on stretching a sealing membrane between rock anchorages that forms a gap to the primary rock strengthening. The membrane is in turn protected by a layer of shotcrete towards the traffic area. The rock strengthening is designed to resist all loads from the rock mass independent of the inner lining system. A problem is however how to perform inspections and conditional assessment of the rock strengthening, since the gap is usually small. Other topics are what loads the inner lining system should be designed for. In TRVK Tunnel 11, the load of a local falling rock of 600 kg is stipulated, assuming to act on a surface of 0.2×0.2 m. Furthermore, the inner lining system should be designed to resist what is connoted as an extreme rock load of 6 metric ton, acting on a 1×1 m area, even when a primary rock strengthening is present. Similar inner lining systems have been used in e.g. Norra länken, parts of Citybanan in Stockholm and is planned to be used for the Stockholm Bypass project.

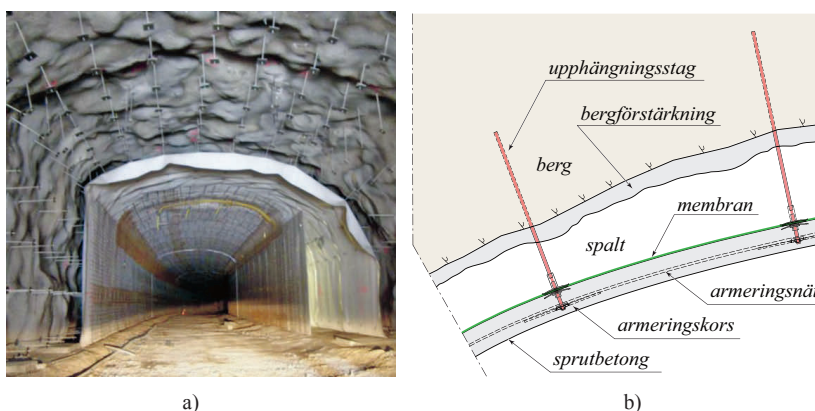
In the present paper, results from a recent research project are presented, aiming at investigating the structural manner of action of the aforementioned inner lining system. A series of concrete slabs have been tested, both until static failure and with a 600 kg drop weight from different heights. All tested slabs resulted in flexural failure and showed a significant ductility. For several of the slabs tested for impact loading, significant spalling from the soffit was obtained, at the most corresponding to a mass of 16 kg. Three of the slabs tested for impact load were manufactured with an outer layer of steel fibre reinforced shotcrete. None of these slabs showed any significant spalling, despite a free fall height up to 2 m.

Several FE-analyses have also been performed, accounting for the nonlinear material properties of concrete. The results showed good agreement with the conducted experiments, both regarding static loading, cracking and impact load. A similar analysis was also done for the whole inner lining system. The results showed a larger load capacity compared to the experiments, but still with a rather localised failure.

1 INLEDNING

Inklädnadssystem i tunnlar är en metod för att förhindra inläckande vatten och isbildning i trafikutrymmet. Metoden är vanligt förekommande i länder med kallt klimat och kombineras ofta med en bakomliggande bergförstärkning. Även om det finns flera etablerade lösningar på inklädnadssystem kvarstår utmaningar att hitta optimala lösningar avseende funktion, underhåll och investeringskostnader. I t.ex. Norge har man de senaste 50 åren tagit fram ett 20-tal olika system för vatten- och frostskydd i tunnlar men har sedan 1990-talet fokuserat på system med en kombination av prefabricerade betongelement och sprutbetong, (Broch et al., 2002). I (Ramoni & Matter, 2013) görs en jämförelse med det norska systemet, där inklädnaden ofta är fribärande med en spalt mot bakomliggande berg eller bergförstärkning, och system med motgjutna inklädnadssystem, som är vanligare i t.ex. Schweiz. Det motgjutna inklädnadssystemet framhävs som mer fördelaktigt avseende tillförlitlighet, tillgänglighet, underhåll, livslängd, säkerhet och kostnad. Om detta är en helt objektiv och allmängiltig slutsats är dock oklart. I Gotthardbastunneln används ett inklädnadskoncept med dubbla skal och mellanliggande tätmembran för att förhindra inläckande vatten och minska grundvattentrycket mot konstruktionen, (Stadelmann et al, 2007).

För Norra länken valdes en för Sverige ny lösning bestående av bultupphängd membraninklädnad med sprutbetong, se Figur 1. Membranet valdes för att man inte ansåg sig klara att uppnå torrt trafikutrymme enbart genom förinjektering. Membranet monterades minst 100 mm från den utsprängda bergkonturen och förseddes med ett 100 mm tjockt sprutbetongskikt för att klara laster av t.ex. tryck- och sug (NVF, 2008).



Figur 1: Inklädnadssystem i Norra länken, a) foto T. Dalmalm, b) principskiss av inklädnadssystemet.

En problemställning är bristen på inspekterbarhet av den bakomliggande bergförstärkningen. I (Fredriksson, 2006) redovisas beräkningar för att baserat på rörelser i upphängningsstagen p.g.a. rörelser i berget kunna identifiera sprickor i inklädnadssystemet. Uppsprickningen anges bero på tjocklek av bakomliggande bergförstärkning, tjocklek av inklädnadssystemet och upphängningsstagens avstånd och längd.

I Citybanan i Stockholm förekommer liknande lösningar med inklädnadssystem. I (Rosengren, 2011a) redovisas liknande beräkningar avseende uppsprickning av inklädnaden p.g.a. rörelse i bakomliggande berg. Rörelsen överförs via upphängningsstagen, vid för hög slankhet riskerar stagen att knäcka innan de hinner överföra erforderlig spricklast till inklädnaden. Vid antagande om 120 mm sprutbetong och stag med 16 mm diameter redovisas en största fria bultlängd på 0.5 m för att uppsprickning ska ske. I (Rosengren, 2011b) kontrolleras även bärformågan av bakomliggande bergförstärkning, belastat med ett tänkt pyramidformat bergblock mellan bergbultar. Det sammanfattas att samverkan med bergets styvhet krävs för att klara denna blocklast med aktuella förutsättningar.

Inklädnadssystemets funktion, inspekterbarhet och möjliga lastscenarion diskuteras även i (Taube & Olsson, 2013). Även här nämns sprickbildning som en tänkbar indikator på händelser i bakomliggande förstärkning, t.ex. rörelser eller blocknedfall. Det visas även på äldre befintliga tunnelloösningar med fribärande valv och där bakomliggande berg kan vara oförstärkt.

Ett liknande inklädnadssystem som används i Norra länken är tänkt att användas för Förbifart Stockholm. En frågeställning är vilka laster inklädnadssystemet ska dimensioneras för, i synnerhet avseende last från bergblock. I TRVK Tunnel 11 anges att en ytförstärkning eller inklädnad ska dimensioneras för ett enstaka lossnande bergblock och att lasten ska antas vara 6 kN verkande på en yta av 0.2×0.2 m om inklädnaden inte är belägen intill

bergytan. Vidare anges att "om en inklädnad som inte ingår i det bärande huvudsystemet i en bergtunnel omöjliggör inspektion av det bärande huvudsystemet ska inklädnaden dimensioneras för lasten av ett extremt block". Extremt block definieras som en last på 60 kN verkan på 1×1 m.

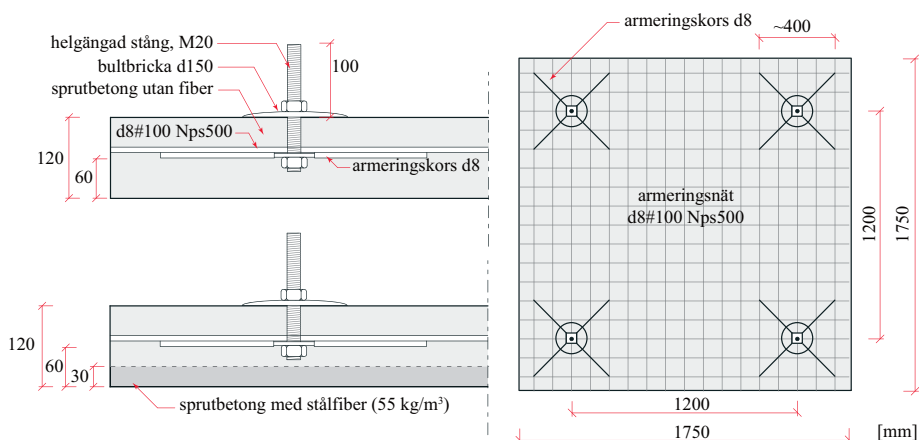
För Norra länken resonerades att last av lossnande bergblock inte var relevant eftersom dessa är insprutade och förankrade i bakomliggande bergförstärkning (Vägverket, 2006). Ett motargument är att denna bergförstärkning inte är inspekterbar.

I syfte att undersöka verknings sättet hos inklädnadssystem vid lokal stötblastning har ett forskningsprojekt utförts, där ett antal representativa betongplattor provats experimentellt. Projektet redovisas i sin helhet i (Andersson, 2014), föreliggande artikel behandlar delar av dessa resultat.

2 TILLVERKNING AV SPRUTBETONGPLATTOR

Plattorna för experimenten utfördes enligt Figur 2. Totalt tillverkades 18 plattor, varav armeringsnät användes i 13 av plattorna. För tre av dessa användes ett yttre skikt med 30 mm fiberarmerad sprutbetong, i syfte att minska risken för utstötning vid dynamisk belastning. Fyra plattor utfördes med enbart fiberarmerad sprutbetong, varav tre provades till statiskt brott och den fjärde användes för utsågning av balkar och kärnor. Ytterligare en platta sprutades utan fiberarmering för utsågning av balkar och kärnor. Stagen består av gängade M20-stänger av kvalitet 8.8, för att säkerställa att brott sker i plattan och inte stagen. Tätmembranet inkluderades inte.

Plattorna sprutades stående vertikalt, se Figur 3. Armeringsnätet placerades centriskt i tvärsnittet och fixerades i stagen via armeringskors. Vid sprutning resulterade dock trycket i att armeringsnätet trycktes inåt mot träformen. Täcksiktstäckningar visade att avståndet i genomsnitt var 35 – 40 mm från ovsidan.



Figur 2: Utformning av betongplattorna, sprutbetong med vct max 0.45.

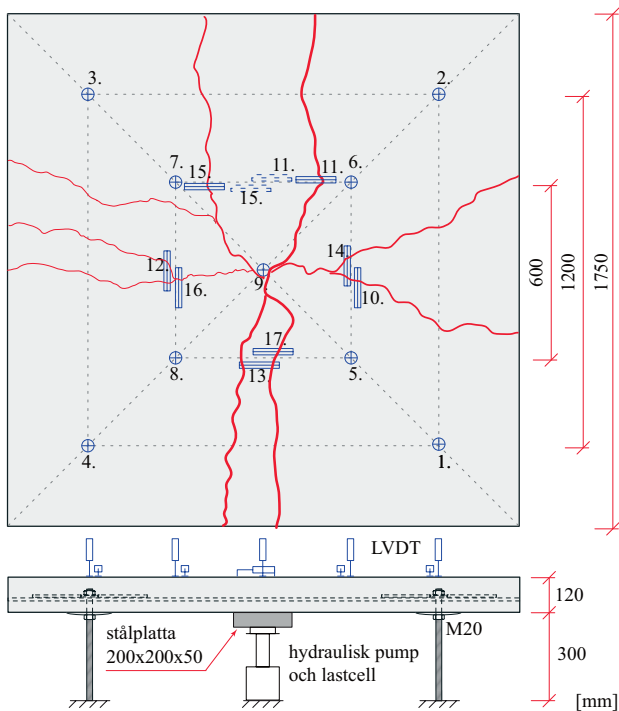


Figur 3: Sprutning av betongplattorna. (foto A. Andersson)

3 STATISK BELASTNING AV BETONGPLATTOR

Tre av plattorna med nätarmering provades statiskt till brott. Syftet var att bekräfta verknings sättet samt att kalibrera de beräkningsmodeller som senare används i de dynamiska analyserna. Även sprickvidder uppmättes, i syfte att undersöka samband mellan last, deformation och sprickvidd. För att underlätta instrumentering och provning monterades plattorna upp och ned, se Figur 4. Stagen spändes fast i befintliga förankringar i ett industrigolv och lasten påfördes med en hydraulcylinder och fördelades via en stålplatta 200×200×50 mm, centriskt på plattan.

Plattorna instrumenterades med totalt 17 förskjutningsgivare (LVDT). Givare 1 – 4 mätte vertikal rörelse vid upplagspunkterna, givare 5 – 8 motsvarande rörelser mellan centrum och upplag och givare 9 i centrum på plattan. Givare 10 – 17 mätte sprickvidder, vissa av dessa givare flyttades om sprickan slog upp vid sidan om ursprunglig placering, se punkt 11 och 15 i Figur 4.

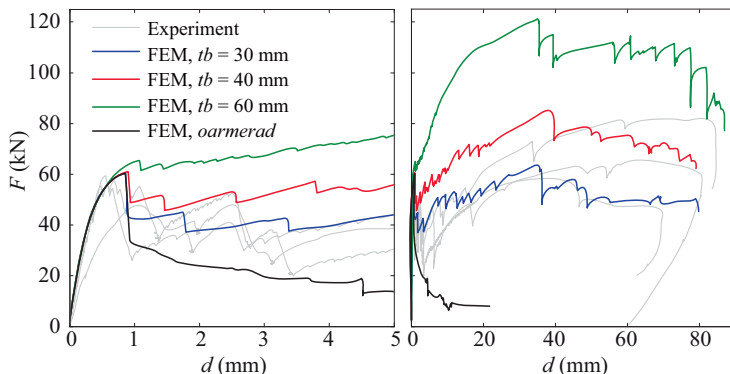


Figur 4: Instrumentering och provning av platta nr. 2, efter statisk belastning till brott.

Samband mellan last och deformation visas i Figur 5. För de tre försöken varierade spricklasten från 47 – 59 kN med en deformation på 0.6 – 1.1 mm, exkluderat upplagens rörelse. Brottlasten varierade mellan 58 – 82 kN med en deformation på 70 – 80 mm. Spridningen i brottlast beror främst på variation av armeringens läge i tvärsnittet. Då armeringen ligger nära den tryckta zonen är skillnaden mellan spricklast och brottlast liten, dock har systemet en betydande duktilitet även efter brottlasten uppnåddes. Inget brott i armeringen påträffades. I samtliga fall gick plattorna sönder i böjbrott i två riktningar där en riktning dominerade. Ytterligare resultat återfinns i (Andersson, 2014).

En av plattorna tillverkades utan armering, ur vilken balkar och kärnor sågats ut för separata materialprovningar. Kärnorna visade på en tryckhållfasthet på 73 MPa och spräckhållfasthet på 5.1 MPa, balkarna visade på en böjdraghållfasthet på 6.4 MPa och en E-modul på 34 GPa, samtliga räknade som medelvärden.

Plattornas verknings sätt har även analyserats med icke-linjära FE-modeller, dessa redovisas i sin helhet i (Andersson, 2014). Resultaten från FE-modellerna visar god överensstämmelse med experimenten, både avseende spricklast och brottlast. Om armeringen placeras mitt i tvärsnittet ökar brottlasten till ca. 120 kN. Samtliga resultat från FE-analyserna baseras på hållfastheternas brottmedelvärden.

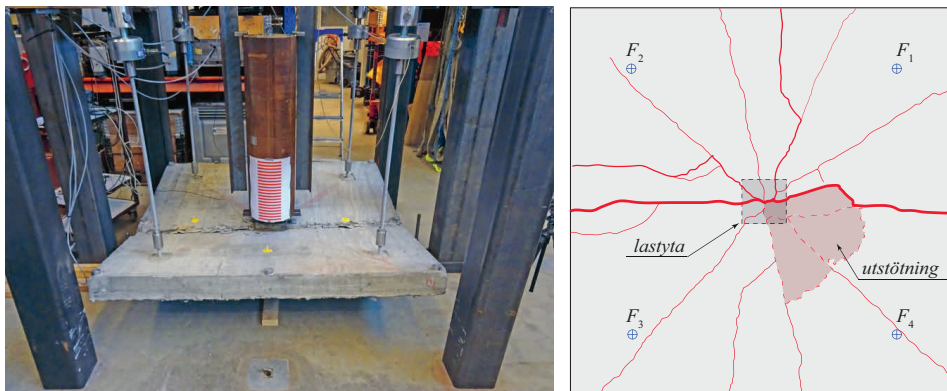


Figur 5: Last – deformation vid statisk belastning, jämförelse mellan experiment och FE-modeller. Täckande betongskikt (tb) avser avstånd från den tryckta sidan, dvs. undersida vid provning.

4 DYNAMISK BELASTNING AV BETONGPLATTOR

Dynamisk belastning med fallvikt utfördes på 10 av plattorna, varav tre med ett yttre skikt av stålfiberarmering. Plattorna hängdes upp i en ram bestående av längs- och tvärgående stålbalkar och fyra pelare av VKR-profiler, se Figur 6. Pelarna och balkarna spändes fast i förankringspunkter i golvet med dywidag-stag. Hängstagens fria längd var 1.15 m och var enkelsidigt ledade i den övre änden. Lastceller installerades i varje hängstag, strax under leden. Lasten bestod av en stålcyllinder med vikten 600 kg. Denna hissades upp med en travers till föreskriven höjd och frigjordes med en låsanordning. Fallvikten stabiliserades av två vertikala skenor med T-profil. Samma lastplatta som för de statiska försöken användes vid fallviktsprovningarna. Responsen mättes även med två accelerometrar avsedda för stötblastning, den ena instrumenterades vid sidan om lastplattan och den andra på ovasidan av fallvikten.

I Figur 6 visas resultat efter fallförsök från 1.5 m. Brottet domineras av böjning i en riktning men med betydande sekundära sprickor i stjärnmönster. I det aktuella fallet inträffade utstötning av material från plattans undersida, den största delen med en vikt av ca. 16 kg.



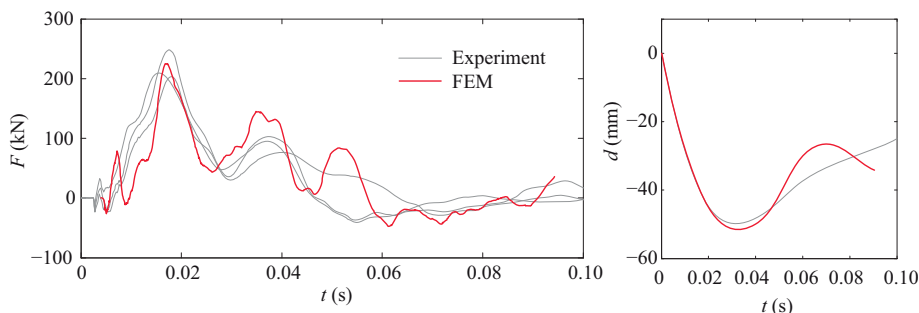
Figur 6: Efter fallförsök med 600 kg från 1.5 m, a) rigg med platta och fallvikt, efter belastning (foto A. Andersson), b) uppsprickning och utstötning på undersida platta.

För övriga plattor varierades fallhöjden upp till 2.0 m med liknande brott men varierande mängd utfall, från 0.2 – 6.6 kg. I samtliga fall hade plattan en tillräcklig återstående hållfasthet för att bära den statiska lasten av fallvikten efter nedslag.

I Figur 7 visas den totala lasten i de fyra hängstagen vid nedslag från 1.0 m. Tre experiment från samma höjd visar likvärdig respons, topplasten varierar mellan 200 – 250 kN. Det kan noteras att reaktionskraften i stagen momentant är ca. 3 – 4 gånger den statiska bärförmågan. Nedböjningen uppskattades genom att tidsintegrera upp-

mätt acceleration två gånger, dessa resultat visar en nedböjning som varierar mellan 45 – 60 mm. Tidsintegration av uppmätta signaler innehåller osäkerheter p.g.a. brus som behöver filtreras. Om frekvensinnehållet i bruset sammanfaller med strukturens respons är den verkliga förskjutningen svår att uppskatta. I föreliggande fall har nedböjningen även uppskattats med höghastighetskamera, vilket gav resultat i samma storleksordning.

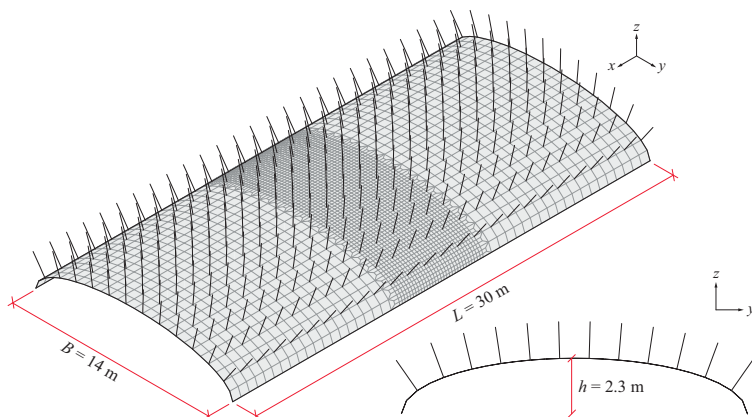
I Figur 7 visas även motsvarande respons från samma FE-modell som användes för de statistiska analyserna. Både last och nedböjning är i samma storleksordning som experimenten. Ingen tydlig korrelation mellan topplast och fallhöjd kunde observeras, däremot ökar impulsmängden med fallhöjden. Från de tre fallförsöken från 1 m höjd varierade impulsmängden från 3.9 – 4.1 kNs, lastens varaktighet räknas tills lasten växlar från drag till tryck, vid ca. 0.05 s. Från två försök med 2 m fallhöjd var impulsmängden 5.0 och 5.4 kNs. Rörelseenergin hos fallvikten är 5.9 kNm från 1 m och det dubbla från 2 m. Vid ökad fallhöjd tas större del av energin upp genom uppsprickning av plattan samtidigt som styvheten minskar och nedböjningen ökar. Från försöken med 2 m fallhöjd uppskattas nedböjningen till ca. 80 mm. Detta är i samma storleksordning som deformationskapaciteten från de statistiska försöken.



Figur 7: Respons i plattan av 600 kg från 1 m fallhöjd, a) total reaktionskraft i hängstagen, b) nedböjning av plattan.

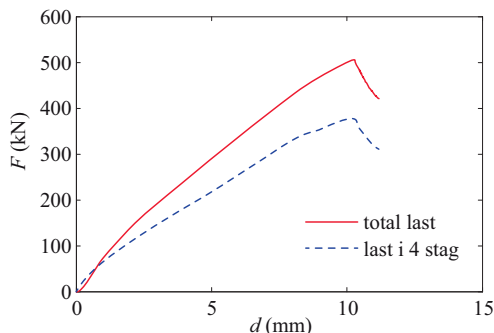
5 STATISK OCH DYNAMISK BELASTNING AV INKLÄDNADSSYSTEMET

Från resultaten ovan visades att FE-modellen uppvisar liknande respons som experimenten, både avseende statisk och dynamisk belastning. Samma beräkningsprincip används därför för att uppskatta motsvarande respons hos hela inklädnadssystemet. En mer utförlig beskrivning av modellen och dess förutsättningar ges i (Andersson, 2014). Modellen omfattar ett segment av inklädnadssystemet som är 30 m långt, se Figur 8. Spännvidden är 14 m och pilhöjden 2.3 m. Valvet antas fritt upplagt samt upphängt i upphängningsstag d16, c/c 1.2 m och längd 1.5 m. Valvet modelleras med ortotropa 4-nodiga skalelement med $2 \times 2 \times 6$ integrationspunkter och som beaktar betongens icke-linjära egenskaper samt armering i två riktningar. Upphängningsstagen modelleras med balk-element och antas inspända i berget. Både plasticering och knäckning av stagen beaktas. Analyserna utförs i FE-programmet SOLVIA03.



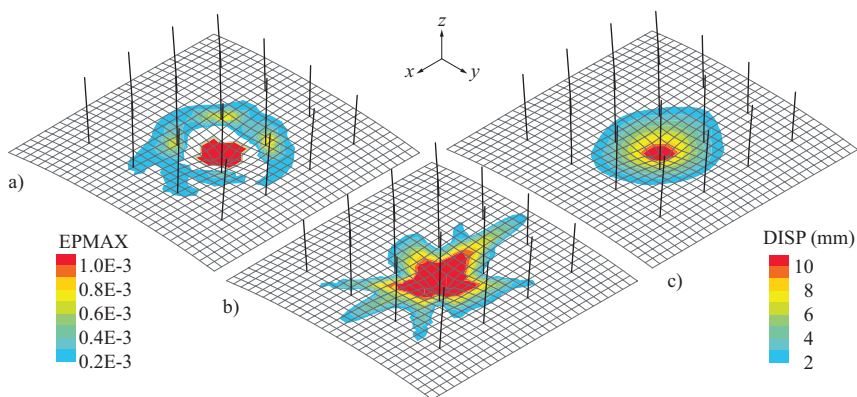
Figur 8: Geometri för FE-modellen av inklädnadssystemet.

För fallet med en lokal belastning på 0,2×0,2 m angripande i hjässan i mitten av valvet erhålls en statisk lastkapacitet på ca. 500 kN vid en nedböjning på 10 mm, se Figur 9. Varje stag har en statisk brottlast på 100 kN, vilket uppnås i de fyra närmaste stagen som totalt upptar ca. 400 kN. Resterande last tas delvis av närliggande stag och delvis direkt ned till anfangen. Resultaten avser modell med armeringen 40 mm från ovasidan.



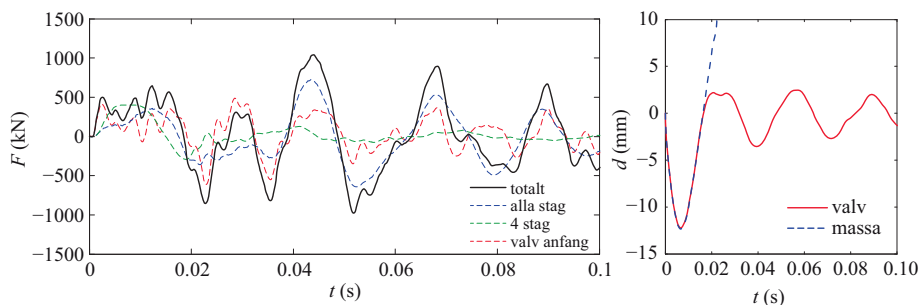
Figur 9: Last – nedböjning vid statisk belastning i hjässan, resultat från FE-analysen, nedböjning avser rörelse i sprutbetongen.

I Figur 10 visas huvuddragnöjningarna i ovan- och undersida av valvet vid brottlast. Modellens upplösning är inte tillräcklig för att särskilja enskilda sprickor, men visar tydligt lokal töjning under lasten samt inom ett område på ca. 2×2 m. Även deformationen är lokaliserad till området kring de närmaste stagen.



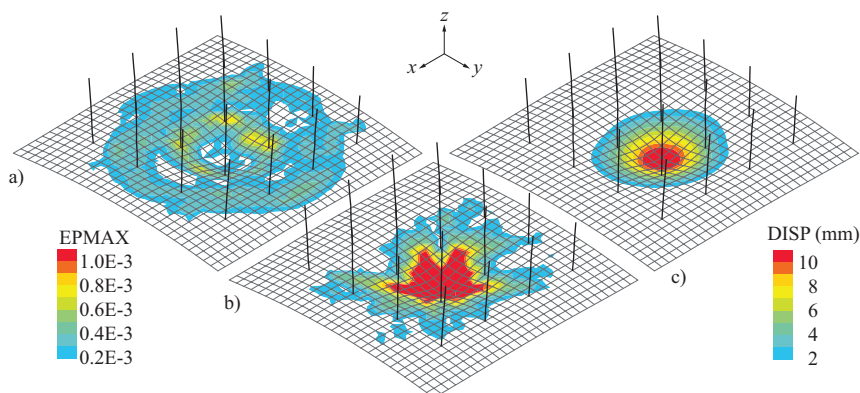
Figur 10: Segment av valvet vid statisk brottlast, a) huvuddragnöjning ovasida, b) huvuddragnöjning undersida, c) nedböjning.

Samma modell används för att analysera responsen från fallande block. I Figur 11 visas lastrespons samt nedböjning av valvet under lasten vid en fallvikt på 600 kg från 1 m. Den momentana reaktionskraften är ca. 500 kN, motsvarande den statiska brottlasten. I den första svängningen plasticerar de fyra närmaste stagen och i första återsvängningen ger de delvis vika i knäckning, varvid lasten omfördelas till närliggande stag. Den största utböjningen är 12 mm och inträffar efter 7 ms. Efter 16 ms har massan tappat kontakt med valvet och rör sig uppåt. Den största reaktionskraften i systemet är ca. 1000 kN och uppnås efter att massan har tappat kontakt med valvet. Impulsmängden beräknas till 6,0 kNs baserat på en lastvaraktighet av 16 ms.



Figur 11: Respons i inklädnadssystemet av ett block på 600 kg från 1 m fallhöjd, a) total reaktionskraft i hängstagen, b) nedböjning av valvet, resultat från FE-analysen.

Huvuddragtöjningarna i ovan- och undersida visas i Figur 12 vid maximal nedböjning av valvet, dvs. 7 ms efter anslag. Resultaten liknar motsvarande resultat från de statiska analyserna, med skillnaden att uppsprickningen på ovasidan är mer utbredd och att nedböjningen är något större. Modellen är inte tillräckligt noggrann för att simulera ev. utstötning på valvets undersida eller genomstansning.



Figur 12: Segment av valvet vid max nedböjning, a) huvuddragtöjning ovasida, b) huvuddragtöjning undersida, c) nedböjning.

6 SLUTSATSER

Ökad kännedom om det statiska och dynamiska verknings sättet hos inklädnadssystem har erhållits genom nedskalade experiment och simuleringar. De kalibrerade beräkningsmodellerna har sedan använts för att simulera responsen hos ett helt inklädnadssystem.

Från de statiska experimenten av plattorna erhöles en spricklast på ca. 5 – 6 ton och en mittnedböjning på ca. 0.6 – 1.0 mm. Ytterligare nedböjning krävdes innan en spricka kunde identifieras okulärt. Brottlasten var ca. 6 – 8 ton och plattorna uppvisade stor deformationskapacitet, ca. 70 – 80 mm mittnedböjning av plattan. Armeringen i de provade plattorna var placerad ca. 35 – 40 mm från den tryckta sidan, beräkningar visar en betydande ökning i brottlast om armeringen placeras centriskt eller närmare den dragda sidan. Samtliga plattor från de statiska försöken uppvisade böjbrott i två riktningar, där en riktning dominerade. Brott i armeringen påträffades inte, men kan bero på att armeringen var placerad nära den tryckta zonen. Detta kan även vara en bidragande orsak till den stora deformationskapaciteten.

Samtliga av försöken med fallvikt, 600 kg från 1 – 2 m, uppvisade böjbrott i en riktning samt uppsprickning i stjärnmönster. För flera av plattorna förekom utstötning på plattans undersida, som störst 16 kg. En bidragande orsak till det stora utfallet är att armeringen låg nära plattans ovasida, resulterande i att en stor andel av tvärsnittet inte hölls ihop av armeringsnätet. För tre av plattorna bestod det yttre skiktet på undersidan av stålfiberarmerad sprutbetong, ingen av dessa plattor uppvisade utstötning, trots fallhöjder upp till 2 m. Största totala reaktionskraft i hängstagen var momentant ca. 25 ton, ca. 3 – 4 gånger större än den statiska bärförmågan.

Mer relevant för stötblastningar är dock att jämföra impulsmängden, som vid 1 m fallhöjd beräknas till 4 kNs och vid 2 m till 5 kNs.

Den icke-linjära FE-modellen visades ge god överensstämmelse med experimenten, både avseende statisk och dynamisk belastning. Samma beräkningsprincip användes därför för att uppskatta responsen hos hela inklädnads-systemet. Simuleringarna visade en statisk brottlast på ca. 50 ton, varav ca. 40 ton togs i de 4 närmaste stagen. Ett block på 600 kg fallande från 1 m resulterade i en största momentan reaktionskraft i systemet på ca. 100 ton. Vid den första nedböjningen plasticerades de fyra närmaste stagen, vid återsvängningen gav dessa delvis vika genom knäckning varvid lasten omfördelades, dels till närliggande stag, dels direkt i valvet ner till anfangen. Modellen uppvisade ett liknande böjbrott i valvet som från plattförsöken, dock med något större utbredning. Nedböjningen vid brottlast var även mindre för hela valvet, dels beroende på att det belastade området kan betraktas som delvis inspänt, dels för att lasten fördelades på ett större område och på fler stag. Med nuvarande modell går det inte att uppskatta mängden nedfall från valvet, men det är inte osannolikt att den kan vara i samma storleksordning som uppvisats vid plattförsöken. Det bör även noteras att samtliga redovisade resultat avser brottmedelvärden, vid dimensionering används vanligen karakteristiska värden, även för olycksfall.

TILLKÄNNAGIVANDEN

Arbetet i föreliggande artikel har utförts på uppdrag av Trafikverket, nr. TRV2014/9989 och är samfinansierat via Transeuropeiska transportnätet (TEN-T).

Plattorna av sprutbetong tillverkades av Byggs Sprutbetong AB.

De experimentella provningarna har utförts av den första författaren tillsammans med *Claes Kullberg*, avdelning för Betongbyggnad samt *Stefan Trillkott*, avdelning för Bro- och stålbyggnad, samtliga vid KTH. Rigen för fallförsöken utformades i huvudsak av *Claes Kullberg*. Vid provning av balkar och kärnor användes utrustning vid Cement och Betonginstitutet (CBI).



Samfinansierat av EU
Transeuropeiska transportnätet (TEN-T)

*Projekt Förbifart Stockholm, studie avseende säkerhet i tunnlar,
är samfinansierat av EU Transeuropeiska transportnätet (TEN-T).*

*Upphovsmannen ansvarar för publikationens innehåll.
Europeiska unionen tar inget ansvar för hur innehållet används.*

REFERENSER

- Andersson, A., 2014. Impact loading on concrete slabs. *KTH Brobyggnad, TRITA-BKN-rapport 153*.
- Broch, E., Grøv, E., Davik, K-I., 2002. The inner lining system in Norwegian traffic tunnels. *Tunneling and Underground Space Technology 12*, pp. 305-314.
- Fredriksson, A., 2006. Norra länken, Analys av inklädnader med avseende på rörelser i bakomliggande bergmassa. *Golder Associates*.
- NVF, 2008. Kledningar i tunnel. *NVF Rapport 06/2008 Utvalg 32: Broer og tunneler, undergruppe tunneler*.
- Ramoni, M., Matter, J., 2013. Inner lining in traffic tunnels. *Strait Crossings 2013, 16 – 19 June, Bergen, Norway*.
- Rosengren, L., 2011a. Dimensioneringsrapport inklädnadssystem med plastmembran. *Bygghandling, Citybanan i Stockholm, dokumentnummer 9523-13-025-025*.
- Rosengren, L., 2011b. Dimensioneringsrapport bärförmåga hos bergförstärkande sprutbetong bakom inklädnads-system med plastmembran. *Bygghandling, Citybanan i Stockholm, dokumentnummer 9523-13-025-026*.
- SOLVIA, 2006. SOLVIA® Finite Element System Version 03, SOLVIA-PRE for stress analysis. *Report SE 03-1, User Manual, SOLVIA Engineering AB*.
- Stadelmann, R., Pfeffer, A., Wei, Z.Q., 2007. Design of the inner lining at the Gotthard Base Tunnel, approach for the evaluation of loads, the different types of lining. *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises, Taylor & Francis Group, London*.
- Taube, A., Olsson, L., 2013. Förstudie, Inspektion av systemet innertak – berg. *Trafikverket*.
- Trafikverket, 2011. TRVK Tunnel 11, Trafikverkets tekniska krav Tunnel. *TRV publ nr 2011:087*.
- Vägverket, 2006. Norra länken, Teknisk beskrivning Inklädnad och kulvertvägg. *Handling 7.2, förslagshandling*.

UNDERSÖKNING AV SPRÄNGINDUCERADE SPRICKOR FRÅN STRÄNGEMULSION I BERGTUNNEL

Investigation of blast induced fractures from string emulsion in tunnel

Henrik Ittner, Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB)

Anders Bouvin, Forcit Sweden AB

Magnus Fogdeby, Forcit Sweden AB

Rickard Karlzén, Uppländska Bergborrnings AB

Sammanfattning

SKBs krav på bergschakt, som tillämpades i utbyggnadsprojektet på Äspö, är relaterade till KBS-3 metoden för deponering av använt kärnbränsle. Metoden innebär deponering av använt kärnbränsle i kopparkapslar, 500 m under mark i ett system av deponeringstunnlar som sedan återfylls med bentonitlera.

Under 2012 byggdes Äspölaboratoriet ut för att tillgodose behovet av utrymmen för experimentplatser. Nya tunnlar byggdes på -410 och -450 m nivån. Tunnlarna drevs med emulsionssprängämne (Kemitti 810) och laddning utfördes med en laddutrustning modell Forcit laddenhet 201 med slangdragare för strängladdade håltyper. Omfattande dokumentation av bergarbetena har gjorts under projektet så att mängden emulsionssprängämne per hål är spårbart i kontur, sula och hjälpare.

För att studera spränginducerade sprickor i vägg och sula har 5 slitsar sågats ut i två av de nya experimenttunnlarna på -410 m nivån i Äspölaboratoriet. Slitsarna karterades med avseende på både spränginducerade och geologiska sprickor. Kontur- och sulhål i de aktuella tunnlar laddades med 0,35 respektive 0,5 kg/m. Resultatet från karteringen av spränginducerade sprickor visar på en längsta radiell spricklängd om 24,5 cm för laddningskoncentrationen 0,35 kg/m och 24,1 cm för laddningskoncentrationen 0,5 kg/m. Generellt visar resultatet stor spridning med få sprickor längre än 20 cm.

Summary

SKBs requirements on excavation works, applied in the expansion of Äspö Hard Rock Laboratory, are related to the KBS-3 method for deposition of spent nuclear fuel. The method includes deposition of spent nuclear fuel in copper canisters, 500 m below ground in a system of deposition tunnels, which will be backfilled with bentonite clay.

During 2012 the Äspö HRL was expanded in order to satisfy the need for new tunnels for experimental sites. New tunnels were constructed on the -410 and -450 m level. The tunnels were excavated with emulsion explosives (Kemitti 810) and charging was conducted with a Forciti charging unit model 201 equipped with a hose feeder for the string charged hole types. Extensive documentation of the excavation works have been conducted during the project so the amount of charged emulsion explosives per hole is traceable in contour, bottom and helpers.

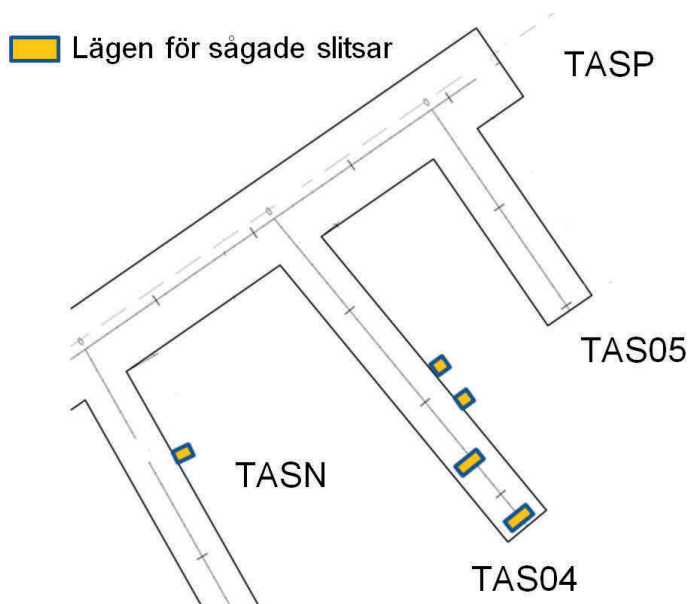
Five slots have been cut out in the tunnel wall and floor of two new experimental tunnels in order to study blast induced fractures. Both blast induced and geological fractures have been mapped in the slots. Contour holes were charged with 0,35 kg/m and the charge concentration in the floor holes was 0,5 kg/m. The results from mapping shows a longest blast induced fracture of 24,5 cm for the 0,35 kg/m charge and 24,1 cm for the 0,5 kg/m charged holes. Generally there is a large spread in the results with few fractures longer than 20 cm.

Inledning

SKBs berglaboratorium på Äspö, beläget utanför Oskarshamn, byggdes i början av 1990-talet ned till nivån -450 meter. I anläggningen bedrivs forskning och utveckling med realistiska förutsättningar som en förberedelse inför byggandet av ett slutförvar för använt kärnbränsle. Anläggningen används också för viss forskning och teknikutveckling inom programmet för låg och medelaktivt avfall, Loma-programmet.

Under 2012 byggdes Äspölaboratoriet ut för att tillgodose behovet av utrymmen för framtida experimentplatser. Nya tunnlar byggdes på -410 och -450 m nivån. De nya tunnarna drevs med emulsions-sprängämne (Kemitti 810) och laddning utfördes med en laddutrustning modell Forciti laddenhet 201 med slangdragare för strängladdade håltyper. Mycket tid och resurser lades på uppföljning och styrning av utförandet, bland annat genom utförandekrav (t.ex. borrhål och laddningstoleranser), kontrollprogram och dokumentation av arbetet. Dokumentation av sprängarbetena omfattade uppföljning av borrhålsprecision och laddningskoncentrationer per hål med hjälp av loggerdata och fältobservationer.

Det väldokumenterade utbyggnadsområdet lämpar sig väl för att studera sprängskador från strängemulsion och ett samarbetsprojektet mellan SKB och Forciti Sweden AB initierades. Projektet delfinansierades av BeFo. Under november 2014 sågades 5 rektangulära snitt, fördelade på vägg och sula, i två av de nya experimenttunnlarna TASN och TAS04. Figur 1 visar en skiss av snittens lägen. Syftet var att studera spränginducerade sprickor orsakade av emulsions-sprängämne och att korrelera resultaten mot laddningsdata från utbyggnadsprojektet. Snitten lokaliserades genom kontroll av data från sprängning, GPR-reflektorer samt synliga borrhål och snittytorna karterades med avseende på spränginducerade sprickor och geologi. Syftet med den här artikeln är att ge läsaren en första presentation av resultaten från projektet.



Figur 1 Lägen för sågade slitsar i experimenttunnlarna TASN och TAS04 på nivån -410 m (ej i skala). Dessa två tunnlar har en geometri som motsvarar den för deponeringstunnlar i det planerade slutförvaret för använt kärnbränsle. *Locations for the slots in the experimental tunnels TASN and TAS04. The tunnels have the same theoretical section as the deposition tunnels in the planned repository for spent nuclear fuel.*

Krav och toleranser

SKBs krav på bergschakt för deponeringstunnlarna i det planerade slutförvaret omfattar bland annat geometri och begränsning av sprängskadezon. Kravet på sprängskador är formulerad så att transmissiviteten i tunnelgolvet i medeltal skall understiga $10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ på en sträcka av 20 till 30 meter (SKB, 2013). Geometrikravet är relaterat till återfyllningen, där målet är att få en jämn densitet och att minimera materialanvändning. Till detta kommer krav på spårbarhet och dokumentation relaterat till arbete i en kärnteknisk anläggning.

Krav för bergschakt under utbyggnadsprojektet omfattade:

- Stickning < 25 cm (reviderades under projektet till 30 cm).
- Maximalt 30 % överberg.
- Inget underberg.

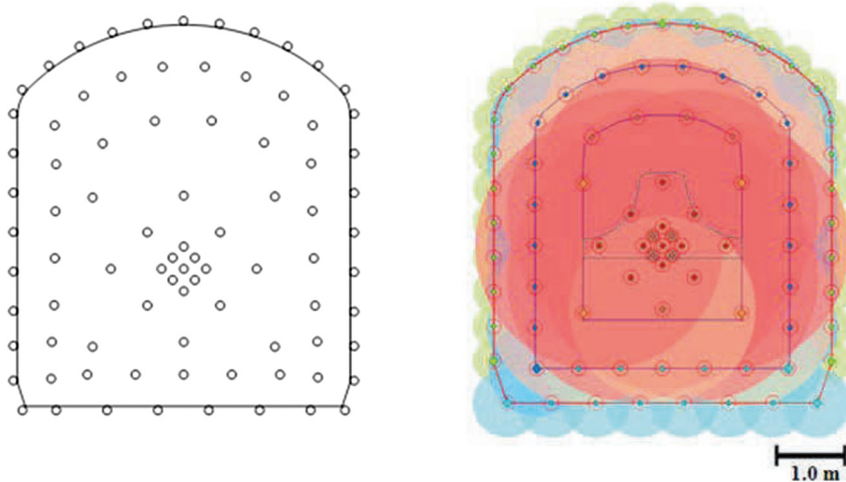
Till detta ansattes följande utförandekrav:

- Tillåten radiell avvikelse från teoretiskt påhugg i kontur och hjälpare: $\pm 7 \text{ cm}$
- Tillåten radiell avvikelse från teoretisk slutpunkt i kontur och hjälpare: $\pm 20 \text{ cm}$
- Laddningstoleranser enligt Tabell 1. Laddningstoleranserna definierades efter vad laddutrustningen klarat vid kalibrering.

Sprängdesign

Sprängdesignen som användes i projektet baserades på tidigare arbeten med skonsam sprängning på Äspö (Karlzén och Johansson, 2010) och (Olsson et al. 2004). Figur 2 visar hålsättning och teoretisk utbredning av sprängskador enligt Ouchterlony et al. 2010 för experimenttunnlarna TASN och TAS04. Tabell 1 visar teoretisk pipladdning och bottenladdning (K 810). Specifik laddning enligt laddplanen var $2,63 \text{ kg/m}^3$ och teoretisk, specifik borrning uppgick till $3,62 \text{ m/m}^3$ för 81 salv- och 4 grovhål ($\text{Ø}48$ och $\text{Ø}102$ mm).

Teoretisk salvlängd uppgick till 4,5 m. I praktiken nåddes en indrift av knappt 4 m per salva i dessa två tunnlar. Skadezonsteori tillämpades som ett designkriterium vid utformningen av borr-, ladd- och tändplaner och modifikationer i utförandet kontrollerades av beställaren innan tillämpning i entreprenaden. Upptändning gjordes med elektroniska sprängkapslar i konturen och pyrotekniska i övriga delen av salvan. I salva 3 i TASN initierades konturen innan resten av salvan tändes, så kallad förspräckning.



Figur 2 Hålsättning (till vänster) och teoretisk utbredning av spränginducerade sprickor enligt Ouchterlony et al. 2010 (till höger) för experimenttunnlarna TASN och TAS04. Cirklarnas olika färger representerar olika håltyper och radien representerar teoretisk utbredning av den längsta spränginducerade sprickan. *Theoretical drill plan (left) and visualization of theoretical extension of blast damage (right) after Ouchterlony et al. 2010.*

Tabell 1 Teoretisk pipladdning och bottenladdning (uppmätt i fält) för olika håltyper. Pentex 25F har använts som primer. *Theoretical column and bottom charge.*

Håltyp	Pipladdning [kg/m]	Bottenladdning [kg]	Toleranser
Konturhål	0,35	0,4	$\pm 0,05 \text{ kg/m}$
Hjälp- och sulhål	0,5	0,5	$\pm 0,05 \text{ kg/m}$
Strosshål i TAS04/TASN	1,2	-	$\pm 0,10 \text{ kg/m}$
Kil/strosshål	1,8*	-	$\pm 0,10 \text{ kg/m}$

*Fulladdat hål utan slangdragning.

Laddning, kalibrering och sprängämnets egenskaper

Forcit Laddenhet 201 (Figur 3) med slangdragare användes för strängladdning. Emulsion (K810) tillsammans med gasningsmedel (K9) användes som sprängämne i salvorna. F-rörladdning Ø17 har använts till konturhål i tak och vägg vid omskjutningar eller vid funktionsproblem med slangdragare. i-Kon VS användes som elektronisk tändare och Nonel LP som pyroteknisk tändare.



Figur 3 Forcit Laddenhet 201 och laddning med slangdragare i TASJ. *Charging unit Forcit Laddenhet 201 and hose feeder in TASJ.*

Laddutrustningen kalibrerades av Forcits personal 1 gång/månad. Kalibreringsdata analyserades och därefter gjordes eventuella justeringar. Funktionen verifierades sedan genom ett antal mängd- och densitetsprov. Laddning i transparenta plexiglasrör tillämpades för kontroll av bottenladdning, laddkoncentration i pipladdning samt avladdning utfördes också. Laddenheten kalibrerades för att ge sprängämnet en medeldensitet så nära $1,0 \text{ kg/dm}^3$ som möjligt. De densitetsvärden som uppmättes under projektet är följande presenteras i Tabell 2.

Tabell 2 Medeldensitet för K810 från kalibrering under projektet. *Mean density for K810 from calibration.*

Datum	08-feb	13-mar	10-apr	15-maj	14-jun	08-aug	06-sep	11-okt	15-nov
Densitet [kg/dm^3]	1,02	0,98	1,05	0,99	0,98	1,01	0,95	0,99	1,02

Emulsionssprängämnet Forcit K810 är speciellt framtaget för mekaniserad underjordsladdning. Underjordsladdning innebär ofta högt ställda krav på ingående råvaror samt laddutrustningens förmåga att vid varje enskilt tillfälle producera högkvalitativt sprängämne. De höga kraven beror på förhållandevis små borrhålsdiametrar och låg laddkoncentration (kg/m). De råvaror som transporteras till arbetsplatsen är okänsligjörd emulsion (ADR 5.1) samt gasningsmedel, N9. Dessa råvaror fylls på laddenheten inför laddning. När salvan laddas blandas emulsionen och gasningsmedlet i laddenheten, samtidigt

som blandad produkt doseras i borrhålet. De båda råvarorna, K810 och N9, reagerar tillsammans varvid gasbubblor bildas i emulsionen och förändrar emulsionens startdensitet från ca 1,4 kg/dm³ till önskat värde kring 0,8-1,2 kg/dm³. Densitetsförändringen innebär att emulsionen går från oxiderande vara till explosiv vara i borrhålet.

Emulsionsprängämnets slutliga densitet, laddkoncentration (kg/m) och borrhålsdiameter påverkar detonationshastigheten, VOD. Eftersom alla hål laddats med kontrollerad laddning och emulsionen därmed tillåts expandera radiellt i borrhålet kommer egenskaper som gasvolym, viktstyrka och energi i teorin alltid vara de samma. Dock skall det noteras att när volym och VOD varierar så varierar också trycket i borrhålet vilket har direkt koppling till påverkan på berget. Egenskaper för sprängämnet som användes under utbyggnadsprojektet presenteras i Tabell 3.

Tabell 3 Egenskaper för F-rör och K810 vid givna densiteter. Se Tabell 2 för en jämförelse med uppmätt densitet för K810 under utbyggnadsprojektet. Värdena gäller för K810 i borrhål Ø41 mm – 51 mm. *Parameters for the used emulsion K810 for boreholes Ø41 mm – 51 mm.*

Sprängämne	Densitet [kg/dm ³]	Energi [MJ/kg]	VOD [m/s]	Viktstyrka (ANFO 1,0)	Gasvolym [l/kg]	Strängens diameter [mm]
F-rör 17x500	1,10	2,4	2200	0,58	406	-
K810 0,35 kg/m	0,99	2,9	2100	0,78	1020	20
K810 0,4 kg/m	0,99	2,9	2300	0,78	1020	
K810 0,5 kg/m	0,99	2,9	3500	0,78	1020	25

Sågning och kartering av slitsar

Totalt 5 slitsar sågades ut i experimenttunnlarna TASN och TAS04, se Figur 1. Sågningen gjordes med en startklinga som sedan kombinerades med klingor om Ø 1200 mm och Ø 1600 mm för att nå ett maximalt teoretiskt slitsdjup om ca 70 cm. Efter att snittets yttre kanter sågats, sågades ett antal längsgående snitt som sedan kunde tas ut för att blottlägga två karterbara ytor. Tabell 4 redovisar slitsarnas placering, djup och antalet synliga borripipor. Figur 4 visar arbetsplatsen vid sågning av slits i sulan, TAS04 sektion 34 m.



Figur 4 Pågående arbete med uttag av slits i sulan, sektion 34 m i TAS04. *Ongoing sawing work in the floor of TAS04, section 34 m.*

Tabell 4 Slitsarnas placering, djup och antalet synliga borrpipor. *Location, depth and the number of visible half pipes for the slots.*

Tunnel	Sektion [m]	Placering	Djup	Antal synliga borrpipor i snitten (ut och in relativt tunnelriktningen)	
				Ut	In
TAS04	18	Vänster Vägg	50 cm	3	2
TAS04	22	Vänster Vägg	50 cm	3	4
TAS04	25,5	Sula	70 cm	1	-
TAS04	34	Sula	70 cm	2	-
TASN	12	Vänster vägg	70 cm	3	4

Två separata karteringar gjordes, en där spränginducerade sprickor karterades och en geologisk kartering för att klassificera övriga sprickor. Spränginducerade sprickor definierades som de sprickor som utgår radiellt från kvarstående borrpipor i snitten. Bergguttag kan påverka det befintliga spricksystemet och återöppna läkta eller fyllda naturliga sprickor. Figur 5 visar kartering av spränginducerade sprickor. Penetrantvätska påfördes på slitsarnas ytor för att underlätta arbetet.



Figur 5 Kartering av spränginducerade sprickor. TAS04, sektion 34 till vänster och sektion 12 i TASN till höger. *Mapping of blast induced fractures in TAS04 and TASN.*

De sågade slitsarna domineras av Äspödiorit med undantag för TAS04 25,5 m som domineras av fin- till medelkornig granit. Tunna ådror av fin- till medelkornig granit påträffades också i TAS04 18 m och TAS04 22 m. Definitionen av mekaniskt öppnade sprickor är att ingen sprickfyllnad påträffats och sprickan därför kan ha öppnats på grund av bergguttaget. Ingen tydligt koppling mellan borrpipor och sprickor definierade som mekaniskt öppnade kunde ses under kartering. Tabell 5 visar en sammanställning av den geologiska sprickkarteringen.

Tabell 5 Sammanställning av den geologiska sprickkarteringen. *Summary of the geological fracture mapping.*

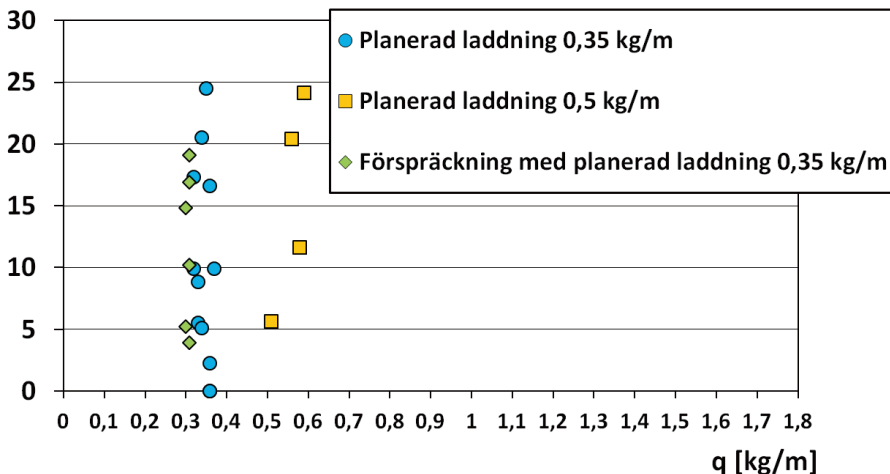
Tunnel/Sektion	Totalt	Slutna	Delvis öppna	Återöppnade	Mekaniskt öppnade
TASN 12 m	34	10	0	17	7
TAS04 18 m	16	8	0	4	4
TAS04 22 m	15	5	0	6	4
TAS04 25,5 m	41	17	5	13	6
TAS04 34 m	31	5	0	19	7

Resultat

Laddenheten registrerade löpnummer, håltyp, och vikt i en laddlogg. Vikt för en enskild loggning kunde inte direkt kopplas till ett specifikt hål i borrplanen. För att möjliggöra spårbarhet av respektive laddningsvikt per hål kopplat till borrplanen dokumenterades laddföljden som tillämpats för respektive salva. Laddningsmängden per hål kunde sedan spåras till borrloggens registrering av hållängd och därefter kunde laddkoncentrationen beräknas. En styrd laddsekvens krävdes för att kunna utvärdera utförande mot laddlogg. Karteringsdata har sedan kopplats till laddningskoncentrationer för enskilda hål.

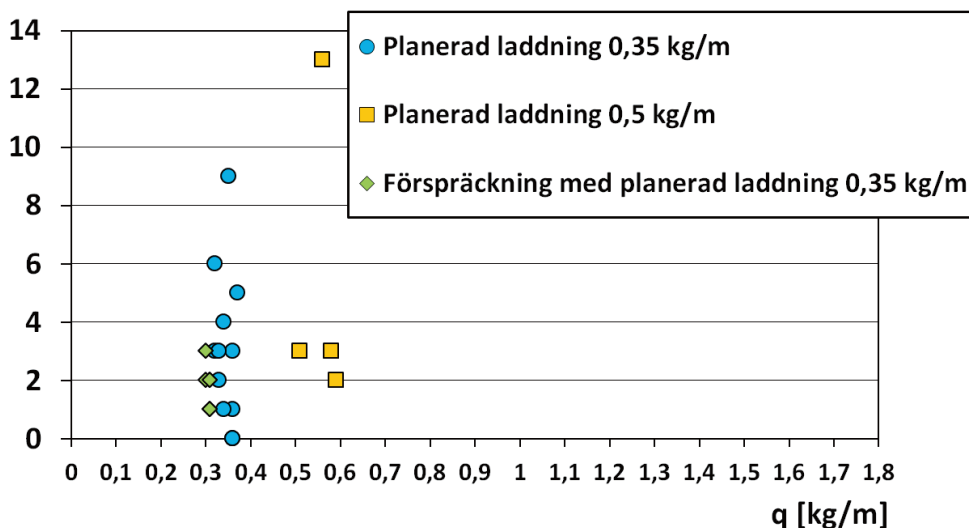
Figur 6 till 8 visar sammanställning av data för den längsta spränginducerade sprickan, antalet sprickor och ett medelvärde för spricklängd för ett enskilt salvhål. Tillsammans med karteringsdata visas sprängämnets koncentration (kg/m) för motsvarande kontur- och bottenhål. Medellängd för de längsta sprickorna var 10 cm för $q=0,35\text{kg/m}$, 15,4 cm för $q=0,5\text{ kg/m}$ och 10,7 cm för förspräckning med $q=0,35\text{kg/m}$.

Längsta spränginducerade sprickan [cm]



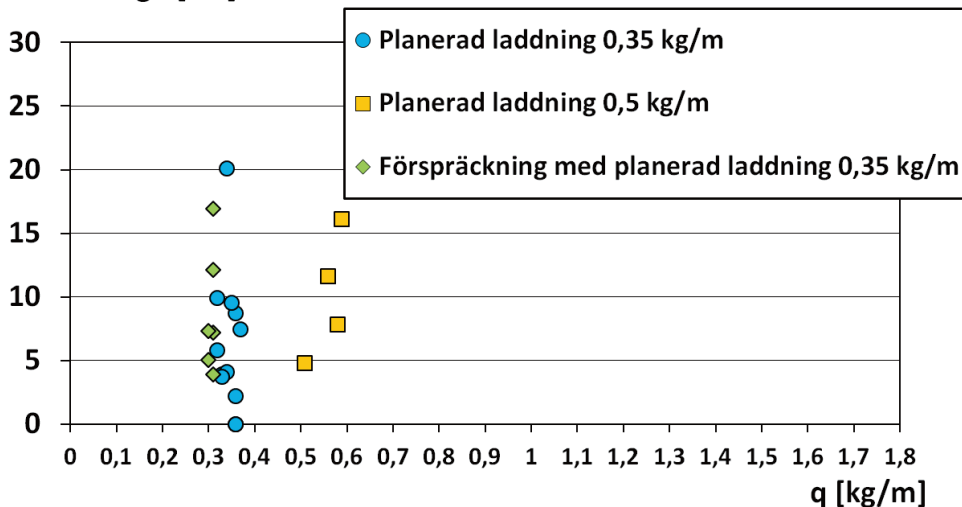
Figur 6 Längsta spränginducerade sprickan samt laddkoncentration, q , för enskilda kontur- och bottenhål. Teoretisk frikopplingsgrad var 0,42 för $q=0,35\text{ kg/m}$ och 0,52 för $q=0,5\text{ kg/m}$. *The longest blast induced fracture [cm] plotted against the charge concentration, q .*

Antal sprickor



Figur 7 Antalet spränginducerade sprickor samt laddkoncentration, q , för enskilda kontur- och bottenhål. Teoretisk frikopplingsgrad var 0,42 för $q=0,35$ kg/m och 0,52 för $q=0,5$ kg/m. *Number of blast induced fracture for each hole plotted against the charge concentration, q .*

Medellängd [cm]



Figur 8 Medelvärde för spricklängd samt laddkoncentration, q , för enskilda kontur- och bottenhål. Teoretisk frikopplingsgrad var 0,42 för $q=0,35$ kg/m och 0,52 för $q=0,5$ kg/m. *Mean length of the longest blast induced fractures [cm] for each hole plotted against the charge concentration, q .*

Diskussion

Den längsta spränginducerade sprickan som karterades för laddningarna 0,35 kg/m och 0,5 kg/m var 24,5 cm respektive 24,1 cm lång. Resultaten ligger i linje med teoretiskt beräknade värden för $q = 0,35$ kg/m (25 cm) men under teoretiskt värde för $q=0,5$ kg/m (0,5 m) enligt Ouchterlony et al. 2010. För $q=0,5$ kg/m beror det lägre värdet sannorlikt på ett för litet statistiskt underlag. Resultaten från den förspräckta salvan i TASN skiljer sig inte nämnvärt från övriga data för $q=0,35$ kg/m.

Generellt visar resultatet stor spridning med få sprickor längre än 20 cm för samtliga laddningskoncentrationer. Medellängd för de längsta sprickorna var 10 cm för $q=0,35$ kg/m, 15,4 cm för $q=0,5$ kg/m och 10,7 cm för förspräckning med $q=0,35$ kg/m.

Spränginducerade sprickor är ofta orienterade mot närliggande borrhålor, varför karterad spricklängd inte är direkt synonym med djupet av sprängskada i berget. Begreppet ger en konservativ uppskattning om möjligt sprängskadedjup.

Är den längsta karterade sprickan en bra definition för utbredning av sprängskador? Ett större statistiskt urval ger eventuellt en längre längsta spricka och därmed en större utbredning av sprängskador för ett sprängämne i en viss bergart enligt denna definition.

Referenser

Karlzén R., Johansson E., 2010. Slutrapport från drivningen av TASS-tunneln. SKB R-10-31, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Olsson M., Niklasson B., Wilsson L. Andersson C., Christiansson R., 2004. Experiences of blasting of the TASQ tunnel. SKB R-04-73, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Ouchterlony, F., Olsson, M., Svärd, J., 2010. Crack length or blast damage from string emulsion and electronic detonators. Rock fragmentation by blasting-Sanchidrián (ed.) Taylor and Francis Group, London.

SKB, 2011. Long-term safety for the final repository for spent nuclear fuel at Forsmark. Main report of the SR-Site project. Technical Report TR-11-01. Svensk Kärnbränslehantering AB. Uppdaterad 2012-12. Stockholm.

SKB, 2013. Design, RD&D Programme 2013, Programme for research, development and demonstration of methods for the management and disposal of nuclear waste. SKB TR-13-18, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Tack

Författarna vill tacka Bommelins Bygg & Industrihålltagning AB som genomfört sågningen, Mats Olsson (EDZ Consulting AB) och Oskar Sigurdsson (Geological Consulting AB) som karterat slitsarna samt personalen på Äspölaboratoriet som bistått arbetet på olika sätt. Ett varmt tack riktas också till BeFo som delfinansierat projektet.

MICROMECHANICAL MODELLING OF FIRE-INDUCED THERMAL DAMAGE IN A LABORATORY MODEL TUNNEL

Mikromekanisk analys av värmeinducerade skador orsakade av en simulerad tunnelbrand i laboratorieskala

Ping Zhang, Luleå University of Technology

Erling Nordlund, Luleå University of Technology

Summary

A series of laboratory fire tests have been conducted on small scale model tunnels in two igneous rock types (granite and gabbro). The tested rocks presented different behaviour during fire. The granite suffered explosive spalling under confined conditions. In contrast, for the gabbro, only non-progressive surface pitting was observed. The objective of this study was to investigate the mechanisms causing thermal damage (spalling and fracturing) observed in the laboratory tests by using numerical analysis.

A micromechanical model was developed to simulate the microstructure of the two igneous rocks. It takes into account the grain-scale heterogeneity by considering the variation of thermal and mechanical behaviour of different minerals and their stochastic distribution. The temperature-dependent thermal properties of the constituting minerals were also considered. The modelling approach was evaluated by comparing thermal fracture distribution and temperature distribution with laboratory test results. The grain-scale numerical simulations illustrate how the differences in mineral properties and mineral compositions combined with variations in thermal and mechanical loading conditions influence thermal damage at the grain scale.

Sammanfattning

En serie laborietester har utförts där en småskalig fysisk modell av en tunnel har exponerats för brand (gaslåga). De två undersökta bergarterna, granit och gabbro, uppvisade olika beteenden när de utsattes för brand. Explosiv spjälkning var karakteriserande för brottutvecklingen i granitproven medan endast yttlig småskalig gropbildning (i mycket liten skala) observerades i gabbbron. Brottutvecklingen i gabbbron var till skillnad från i graniten icke-progressiv. Målet med det rapporterade projektet var att studera dessa brottmekanismer med hjälp av numerisk analys.

Mikromekaniska numeriska modeller utvecklades för att simulera bergarternas beteende i kornskala. Modellerna genererades genom att tilldela kornen egenskaper som representerar de olika mineralen och mineralinnehållet med hjälp av statistiska metoder. Modelleringsansatsen utvärderades genom att jämföra de numeriska

resultaten med observationer från laborietester. Modellerna visar hur skillnader i mineralens egenskaper och bergarternas mineralinnehåll tillsammans med olika termiska och mekaniska belastningsförhållanden påverkar den värmeinducerade brottutvecklingen i kornskala.

1 Introduction

The phenomenon of thermal spalling has been observed for certain rock types exposed to high temperatures (e.g. Soles & Geller, 1964; Hettema, 1996) and considerable risks of fallouts during and after tunnel fires have also been pointed out (Beard & Carvel, 2005). This risk would be especially high for Swedish tunnels, since, according to some statistics (Larsson, 2006), 6% of Swedish railroad tunnels do not have any reinforcement at all, while 38% have selective reinforcement (with spot bolting and shotcrete in a few places). When the shotcrete lining is thin or non-existent, the rock will quickly be exposed to the high temperatures caused by a tunnel fire (Boström, 2009). Rock with thicker shotcrete lining may also be exposed if spalling occurs in the shotcrete.

Thermal spalling of rock heated to high temperatures has been reported by numerous researchers. However, only a few tests aimed at studying the behaviour of rocks during a fire on the basis of the so-called temperature-time curve in “standard” fires have been reported in the literature (e.g. Smith & Pells, 2008). In order to improve the understanding of the impact of fire on the stability in hard rock tunnels in Sweden, Luleå University of Technology conducted a series of tests on oven-dried and water stored igneous and metamorphic rock (granite, gabbro and schist) blocks heated by following ISO 834/hydrocarbon fire curves (Zhang et al., 2010, 2011). Recently, a series of laboratory fire tests were conducted on small scale model tunnels of two igneous rock types (granite and gabbro) (Taleghani et al., 2013). The tested rock types displayed different behaviour during fire. The granite suffered explosive spalling under confined conditions while only non-progressive surface pitting was observed for the gabbro samples.

Even though the underlying mechanisms controlling thermal spalling of rock have been summarized by Hettema (1996), the ability to model this behaviour still remains either largely empirical or rather simplified in theory. One of the main limitations of previous models is that the microstructure heterogeneity of rock is ignored, even though heterogeneity has been proved by laboratory tests to be crucial for the thermal response of rocks. Furthermore, they are less suited to extrapolate outside of the range to which they are fitted or to derive new insight into how mechanisms at smaller-scales influence thermal spalling (Walsh & Lomov, 2013).

The objective of this paper is to investigate the mechanisms causing thermal damage (spalling and fracturing) observed in laboratory tests by using numerical analysis. A micromechanical model was developed to simulate the microstructure of the two igneous rocks and the thermal damage caused by fire. Due to limited space, only the tests on oven-dried granite and gabbro rocks are presented and simulated by using the micromechanical model in this paper.

2 Small scale model tunnel tests

2.1 Description

The tested granite and gabbro blocks were 600 mm × 500 mm × 300 mm in size. A 75 mm borehole was drilled through the centre of each rock block to represent a tunnel. A 500 kN load was applied on the top and side surfaces of the blocks to simulate initial confinement, which created stresses equivalent to in-situ stresses of 2.8 MPa in the horizontal and 3.3 MPa in the vertical direction respectively. The test set-up is shown in Figure 1 (a).

A propane burner apparatus placed in front of the tunnel provided an axi-symmetric coflow flame simulating a real fire. The temperature around the tunnel boundary was measured by three AWG20 shielded type K thermocouples attached to the tunnel boundary at distances of 50, 150, and 250 mm from the front free surface of the block. The fire tests were designed to follow the temperature-time curve used in previous tests which lies between ISO 834 and hydrocarbon (HC) fire curve, see Figure 1 (b). The temperatures inside the tested rock blocks were also measured by eight type K thermocouples in three drilled holes. The holes had an average diameter of 10 mm and were drilled perpendicular to the tunnel axis along the horizontal A-A section at different positions from the front surface of the block. The holes were completely filled with cement after the thermocouples were installed at 20, 40, 60, and 80 mm from the heated tunnel boundary, see Figure 1 (a). Based on the previous tests (Zhang et al., 2011), the heating duration was limited to 25 minutes. A detailed description of the laboratory tests can be found in Taleghani et al. (2013).

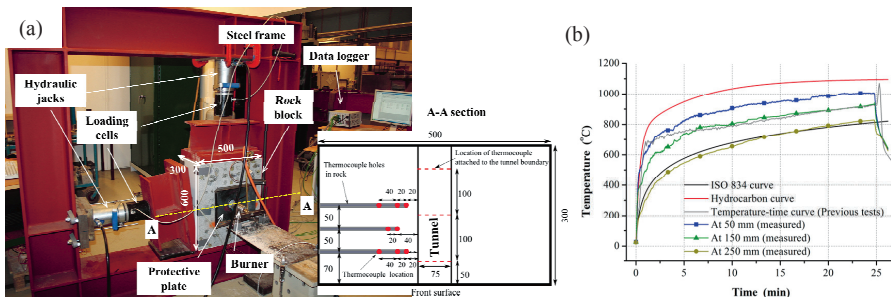


Figure 1 Test set-up and temperature-time curves. (a) Layout of test set-up with details of thermocouple locations (unit: mm); (b) Measured temperature-time curves at different locations on tunnel boundary.

2.2 Results

Granite blocks: The oven-dried confined granite block (G7) started to spall after 4 minutes of heating and pieces of spall material were ejected from the tunnel boundary. The first thermal fracture on the surface was observed after 11 minutes of heating. Increasing temperature generated many flat chips of various sizes inside the tunnel, some of which were ejected from the tunnel by the air flow caused by the flame.

Likewise, thermal fractures appeared on the front and back free surfaces of the block and most of them propagated from points relatively distant to the tunnel boundary, see Figure 2 (a). After heating, the profile of the tunnel boundary no longer corresponded to the initial profile as large amounts of rock material had been ejected during the test (Figure 3 (a)). To investigate the effect of confinement, one granite block with free (unconfined) boundary condition was tested. The oven-dried unconfined granite block (G8) showed a somewhat different behaviour during testing, see Figure 3 (b). Unlike during the tests of the confined granite blocks, only small chips were detached from the tunnel boundary. The first thermal fracture appeared on the back surface after only 2 minutes of heating. After 4 minutes of heating, part of the block was split off and moved about 20 mm relative to the remaining block due to the initiation and quick propagation of thermal fractures (sudden energy release), see Figure 3 (a). Snapping sounds were heard frequently during the test.

Gabbro blocks: Surface pitting initiated for the oven-dried confined gabbro block (A8) after 6 minutes of heating. However, the chips were not detached from the tunnel boundary, see Figure 3 (c). Thermal fractures appeared on both front and back free surfaces after 13 minutes of heating and propagated radially (Figure 2 (c)).

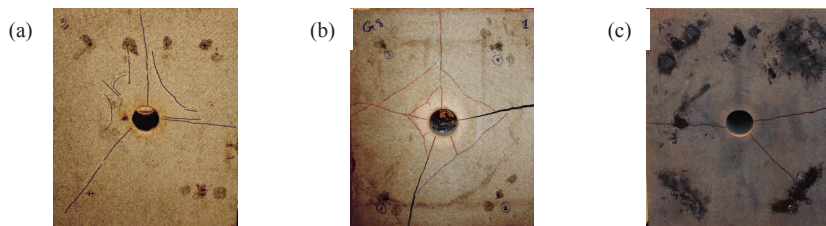


Figure 2 Thermal fractures on the surface after heating. (a) Granite G7 (Confined); (b) Granite G8 (Unconfined); and (c) Gabbro A8 (Confined).

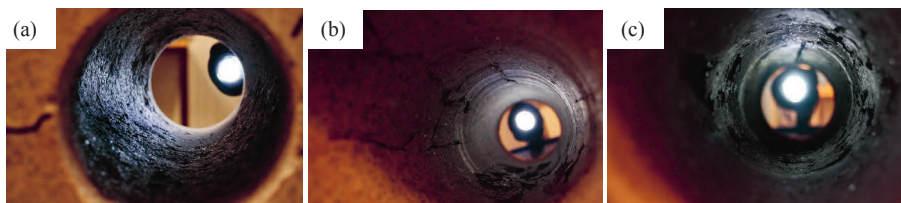


Figure 3 Tunnel boundary after heating. (a) Granite G7 (Confined); (b) Granite G8 (Unconfined); and (c) Gabbro A8 (Confined).

3 Numerical modelling

3.1 UDEC model

The numerical model was built using a 2D discontinuum code, *UDEC* (5.0). The Voronoi tessellation generator was employed to create randomly sized polygonal blocks (grains), and hence the fracture propagation between grains can be simulated when the

joint strength between Voronoi blocks is exceeded (Itasca, 2013). This modelling capability is necessary, as spalls are disk-like in shape; often one or more grain diameters in extent with thicknesses around a single grain diameter. The average size of the Voronoi block used to simulate rock-forming grain in the model was 3 mm.

Only $\frac{1}{4}$ of the physical model tunnel was simulated in the numerical model due to the symmetry of the model geometry and loading condition, see Figure 4 (a). On the tunnel surface, the convective heat transfer coefficient of air was set as $30 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ to simulate the forced convection as the fire was ignited by using gas with certain blow-off air speed. On the upper and right sides of the model, the convective heat transfer coefficient of air was set as $10 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ to simulate free convection.

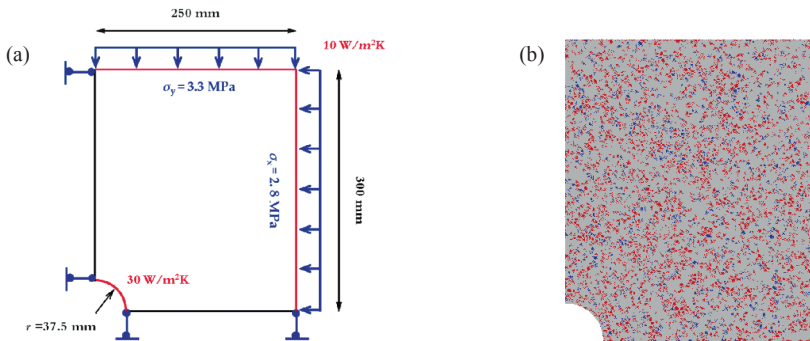


Figure 4 Numerical model. (a) Model geometry and boundary conditions. Blue lines indicate the displacement and stress boundary conditions; red lines indicate the convective heat transfer boundary conditions; (b) Mineral distribution.

3.2 Parameters

A petrographic modal analysis for the rocks has been conducted by Saiang (2011). By analysing the mechanical and thermal properties of each mineral, some minerals with similar properties were merged in order to simplify the model and highlight the difference between rock types. The modified mineral compositions are presented in Table 1. As can be seen from Table 1, each rock type only contains three main mineral groups. Mechanical parameters for the individual minerals were collected from Mavko et al. (2003), while the temperature dependent thermal properties (thermal conductivities, specific heat capacities and thermal expansion coefficients) were based on values reported in Robertson (1988) and Ahrens (1995). The mechanical and thermal properties of different minerals at room temperature are listed in Table 2 and the thermal properties as a function of temperature are plotted in Figure 5. Due to the similarities in mechanical properties of the tested granite when compared to Lac du Bonnet granite and Äspö diorite (Lan et al., 2010; Saiang, 2011), the contact/interface properties were chosen by referring to Lan et al. (2010) and some trials, see Table 3. The same contact/interface properties were also applied for gabbro in this simulation to

investigate only how the various mechanical and thermal properties of the constituting minerals affect thermal damage.

The embedded FISH programming in *UDEC* enables the users to define new variables and functions. By using a user-defined FISH function, minerals were randomly assigned in the model, see Figure 4 (b). The random number was sampled from a uniform distribution between 0.0 and 1.0. Each grain was assigned distinct material properties.

Table 1 Mineral compositions of rocks (modified from Saiang (2011)).

Rock type	Quartz	Feldspar (plagioclase)	Pyroxene+Olivine	Mica+others
Gabbro	-	55.8	27.6+8.1	5.5+3.0
Granite	32.0	59.4	-	7.2+1.4

Table 2 Mechanical and thermal properties of different minerals at room temperature.

Items	Quartz	Feldspar (plagioclase)	Pyroxene	Mica
Density (kg/m ³)	2.65	2.63	3.26	2.79
Bulk modulus (GPa)	37.0	75.6	94.1	42.9
Shear modulus (GPa)	44.0	25.6	57.0	22.2
Thermal conductivity (W/m·K)	7.78	1.70	4.46	2.28
Specific heat (J/kg·K)	750	794	755	800
Linear thermal expansion coefficient (10 ⁻⁶ /K)	8.1	3.5	9.3	11.8

Table 3 Interface/contact properties for granite and gabbro.

Normal stiffness (Pa/m)	Shear stiffness (Pa/m)	Cohesion (MPa)	Friction angle (°)	Tensile strength (MPa)
8.0×10^{13}	4.0×10^{13}	45	32	30

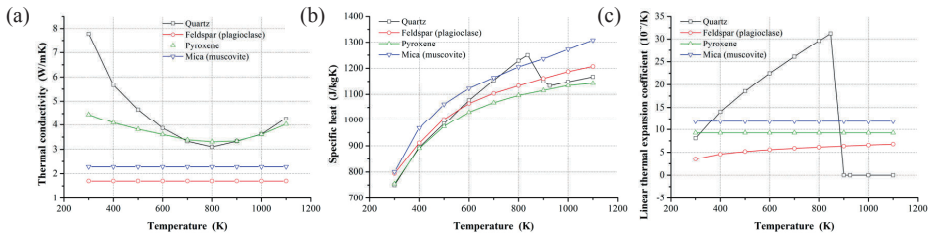


Figure 5 Thermal properties of different minerals as a function of temperature. (a) Thermal conductivity; (b) Specific heat; and (c) Linear thermal expansion coefficient.

3.3 Modelling procedure

The thermal calculation was combined with the mechanical calculation to perform a thermal-mechanical coupling analysis in *UDEC*. The coupling occurs in one direction only — i.e., the temperature may result in stress changes, but mechanical changes in the body resulting from force application do not result in temperature change (Itasca, 2013). The numerical model was first run to equilibrium after application of external loads. To

study the progressive thermal damage of the rock blocks, the initial thermal time was set as a small value and a small thermal time increment was applied. After each thermal time increment, the temperature in the air close to the tunnel boundary was changed by following the measured temperature-time curve. Simultaneously the thermal properties of the different minerals/blocks were adjusted according to the temperature calculated from the previous thermal time. Afterwards, the model was run until the desired thermal time was reached. The thermal expansion coefficients of different minerals according to their temperature were adjusted and then the model was cycled mechanically to assigned steps.

3.4 Numerical results

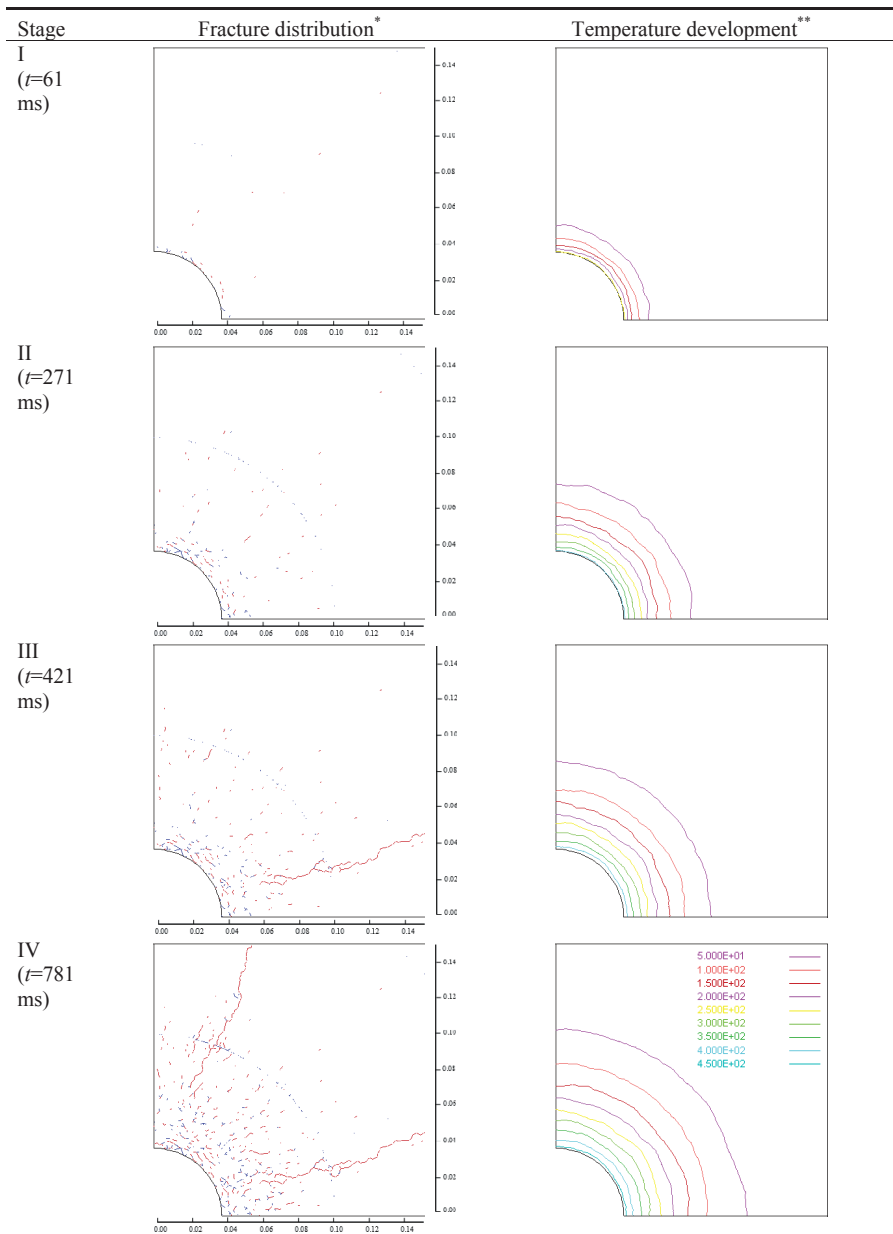
3.4.1 Progressive damage process

The grain-based micromechanical model is capable of simulating the development of thermal induced fracturing by tracking the tensile and shear failure that occur along the Voronoi block interfaces. The quantitative analyses of the micro-scale (grain scale) fracturing within the model provide insights into the thermal-induced damage process. This damage process is illustrated with an oven-dried gabbro block under confined conditions. Table 4 shows the development of the temperature distribution and fracture propagation with respect to time. The sequence of plots shows the evolution from a fracture free pattern to extension fracturing along a tangential direction of the tunnel surface and subsequent development of remote radial tensile fracturing. The progressive damage process was divided into four stages.

Stage I: This stage shows the distribution of grain-scale fractures which occurred near the tunnel surface within a narrow region. The fractures initiate sparsely where thermally induced compressive stress along tangential direction of the tunnel boundary is high and the corresponding radial tensile stress is higher than the interface strength between grains. Since each grain represents a mineral and minerals with different moduli are randomly distributed in the model, this material heterogeneity results in heterogeneous stresses in the model during heating. Near the tunnel boundary, the temperature and temperature gradient is higher, which induces higher stresses and further extension fracturing.

Stage II: As the thermal time increases, the maximum temperature and temperature gradient increase around the tunnel boundary. New grain-scale fractures initiate and some of them start to coalesce with previously created fractures to form a large fractured zone. Dilation of these small scale fractures results in the formation of partially detached thin chips that are typically as thick as the grain size. The fractured zone associated with the formation of these thin chips becomes increasingly de-stressed by the transfer of stresses into grains farther from the boundary. Meanwhile, some remote fractures along the radial direction appear relatively distant to the tunnel boundary due to thermal-induced tensile stresses.

Table 4 Temperature and fracture distribution at different thermal time.



* Red lines indicate tensile fracturing; blue lines indicate shear fracturing. The unit of the axes is meter.

** The unit in the legend is degree Celsius.

Stage III: This stage is characterised by a high density of tensile and shear fractures. The fracture interaction becomes stronger due to increased temperature and further increased stress magnitude. The high density of fractures in the process zone leads to an increase in the formation of thicker and longer slabs. Also, one of the remote sub-horizontal tensile fractures becomes longer and propagates radially towards the model boundary.

Stage IV: During this stage, the development of fractures is very slow. Although the temperature still increases, the rise of the temperature gradient has slowed down. As shown in Figure 1 (b), after 5 minutes of heating, the heating rate of the fire curves reduces significantly. It means that the temperature increment along the tunnel boundary has reduced and hence it affects the temperature distribution within the numerical model. Furthermore, as the temperature increases, the thermal conductivity of the minerals becomes lower and the specific heat of the minerals rises, which means that there is less heat transfer from the heating boundary to the material inside due to the formation of a fractured zone. The fracture distribution near the tunnel boundary becomes stable and the remote fracture along approximate the horizontal direction has reached the model boundary. It is also noted that after the sub-horizontal fracture has reached the model boundary, some other remote tensile fractures propagate quickly to the model boundary, in particular the sub-vertical fractures.

3.4.2 Effect of boundary condition

Figure 6 shows the numerical results of granite blocks both from unconfined (free) and confined boundary conditions. It is clear from the comparison that the formation of remote tensile fractures have been prohibited under confined boundary conditions and the fractures are mainly concentrated near the tunnel boundary which has promoted more spalling events. These results help to explain the difference observed from oven-dried granite blocks in the laboratory tests, see Figures 2 and 3. The unconfined granite block (G8) showed only small chips detaching from the tunnel boundary and simultaneously less spalling material than the confined granite block (G7).

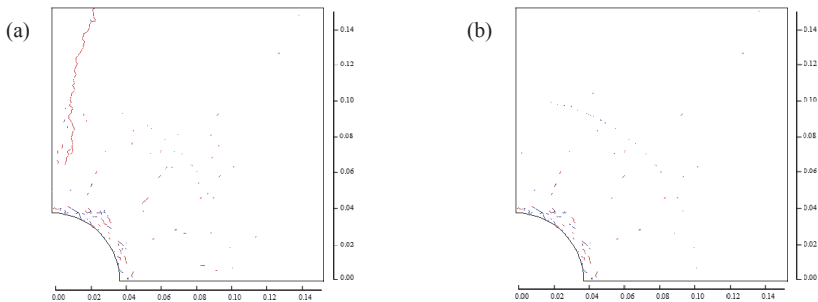


Figure 6 Fracture distribution after 271 ms heating. (a) Unconfined; (b) Confined boundary conditions for oven-dried granite blocks.

4 Discussion

In order to illustrate the strengths and shortcomings of the micromechanical model, the fracture distribution at the last stage (stage IV) in Table 4 is compared with the observations in the model tunnel test (gabbro A8, oven-dried and confined). As can be seen in Figures 2 and 3 from the laboratory test, there are fractures near the tunnel boundary which produced a few chips or spalling material as well as remote tensile fractures propagating along diagonal and sub-horizontal directions. The fracture patterns near the tunnel surface and on the front surface of the gabbro block from the laboratory test are quite similar as the results from the numerical model in Table 4 (stage IV). In the numerical model, there are densely distributed fractures near the tunnel boundary that are not fully connected which can explain the observed sparse spalling material. In addition, the sub-horizontal tensile fractures can represent the ones observed in the laboratory test. However, the diagonal tensile fracture appearing on the front surface near the tunnel surface of the gabbro block from the laboratory test is not found in the numerical model. Instead, there are tensile fractures preferentially propagated towards the approximate vertical direction at the tunnel roof of the numerical model. This difference could be attributed to several factors. Firstly, it is due to the different fire load between the laboratory test and numerical model. According to the test plan, the fire load (or thermal flux) should be uniformly applied along the tunnel boundary, which is the case in the numerical model. During physical testing, the fire flame spreads unevenly on the tunnel boundary due to the effect of blowing air. This is confirmed in the laboratory tests, in which there was more spalling observed on the sidewalls and roof for the granite block, see detailed measurement in Taleghani (2013). Secondly, during heating, the spalling material detaches from the tunnel boundary, which causes a change in the thermal boundary condition near the tunnel boundary and further stress distribution. However, the dynamic variation of the thermal boundary condition is not well considered in the numerical modelling which might lead to the differences in fracture distribution between the laboratory tests and numerical modelling. Thirdly, the tested rocks contain different minerals randomly distributed in the rocks and the minerals have different thermal and mechanical properties which may create tensile fractures at random locations wherever the stress exceeds the local strength. In this case, the confinement might play a minor role, since the difference of applied stress (confinement) between x direction (2.8 MPa) and y direction (3.3 MPa) is small compared to the thermally induced stress which could be hundreds of MPa. Even though the numerical model has the capacity to consider the heterogeneity of rock-forming minerals and random distribution of the minerals, the results presented only represent one realization (solution). In this case, the random distribution of material behaviour is not fully reflected.

As it is shown in Figure 3 from the laboratory test, the granite and gabbro presented different behaviour with respect to spalling. However, there is little difference between simulated granite and gabbro by comparing the fracture distribution around tunnel boundary in Table 4 (stage II) and Figure 6 (b) when the thermal time is 271 ms. The main reason for this is the use of the same contact/interface properties for granite and gabbro during simulation. According to the results on rock core samples from Brazilian

tests (Saiang, 2011), the tensile strength of gabbro is 26% higher at room temperature and 42% higher at 400 °C than that of granite. It suggests that there would be fewer fractures in gabbro than granite if the higher tensile strength of the contact/interface has been used.

The results of the grain-scale simulations highlight the importance of microstructural effects in determining the mechanical response of granite and gabbro under thermal spallation conditions. Such high resolution models, while not practical for tunnel scale simulations, are vital in understanding the small-scale processes that drive larger scale phenomena. The main shortcomings of the current micromechanical modelling are that, i) it cannot simulate the dynamic variation of the thermal boundary when thermal spalling occurs and material detaches from the block; and ii) it has used the same properties for all inter-minerals' contacts/interfaces for both granite and gabbro. It seems that it is still necessary to consider the various contacts/interfaces properties based on this simulation even though calibrating the input may involve considerable challenges. In summary, there is still space to improve the model in order to overcome the shortcomings. Although drawbacks exist, the agreement with laboratory tests illustrates that the modelling approach is able to reveal complex fracturing processes and failure mechanisms.

5 Conclusions

Based on the numerical modelling results, the following conclusions can be drawn.

- The micro-mechanical model has the capacity to simulate the thermal response of different minerals at grain scale and can be used to investigate the mechanisms of fire-induced thermal damage on rocks.
- The grain-scale numerical simulations illustrate how the differences in mineral properties and mineral compositions combined with variations in thermal and mechanical loading conditions influence thermal damage at the grain scale.
- Thermal spalling is caused by compressive stresses concentration on the tunnel boundary and thermal fracturing (remote fractures) is caused by thermal-induced tensile stresses somewhere outside of the compressive stress concentration zone. Thermal spalling is favoured by the confinement but thermal fracturing is prohibited.
- The results presented in this paper also suggest that the effect of grain-scale heterogeneity on thermal damage need be further studied by considering various properties of grain interfaces and the dynamic variation of the thermal boundary need be considered too when spalling occurs.

Acknowledgement

This work was financially supported by Banverket, Vattenfall, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB), Formas and BeFo as well as Centre of Advanced Mining & Metallurgy at LTU (CAMM) which are gratefully acknowledged.

Language corrections by Associate Professor David Saiang and Mr Mikael Svartsjaern are greatly appreciated.

References

- Ahrens T. J. 1995. *Mineral physics and crystallography handbook of physical constants*. AGU Reference Shelf, Vol. 2, American Geophysical Union, 45–63.
- Beard A. and Carvel R. 2005. *The handbook of tunnel fire safety*. London: Thomas Telford Publishing, 514 p.
- Boström L. 2009. *Fire test on steel fibre reinforced shotcrete with granite*. SP Technical Research Institute of Sweden: Borås, Personal Communication.
- Hettema M. H. H. 1996. *The thermo-mechanical behaviour of sedimentary rock: an experimental study*. Ph.D thesis: Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 319 p.
- Itasca Consulting Group. 2013. *UDEC-Universal Distinct Element Code, Version 5.0*. User Manual, Minnesota, USA.
- Lan H., Martin C. D. and Hu B. 2010. *Effect of heterogeneity of brittle rock on micromechanical extensile behavior during compression loading*. Journal of Geophysical Research, 115: B01202. doi:10.1029/2009JB006496.
- Larsson K. 2006. *Fires in tunnels and their effect on rock - A review*. Research Report 2006:10. Luleå University of Technology, Sweden, 56 p.
- Mavko G., Mukerji T. and Dvorkin J. 2003. *The rock physics handbook: Tools for seismic analysis of porous media*. Cambridge University Press, New York, 329 p.
- Robertson E. C. 1988. *Thermal properties of rocks*. United States Department of the Interior Geological Survey. Open-File Report 88-441, 106 p.
- Saiang C. 2011. *Influence of heat on the physical and mechanical properties of selected rock types*. Licentiate thesis: Luleå University of Technology, Sweden, 115 p.
- Smith A. G. and Pells P. J. N. 2008. *Impact of fire on tunnels in Hawkesbury sandstone*. Tunnelling and Underground Space Technology, 23: 65–74.
- Soles J. A. and Geller L. B. 1964. *Experimental studies relating mineralogical and petrographic features to the thermal piercing of rocks*. Technical Bulletin / Mines Branch, Department of Mines and Technical Surveys, Canada, 13 p.
- Taleghani P., Zhang P. and Nordlund E. 2013. *Thermal spalling and fracturing around cylindrical opening in rock under biaxial loading condition - observations and analysis*. The Second Nordic Rock Mechanics Symposium. Stockholm: Stiftelsen bergteknisk forskning - Befo, November 13-14, 107–120.
- Walsh S. D.C. and Lomov I. N. 2013. *Micromechanical modelling of thermal spallation in granitic rock*. International Journal of Heat and Mass Transfer, 65: 366-373.
- Zhang P., Nordlund E., Mainali G., et al. 2010. *Experimental study of thermal spalling of rock blocks exposed to fire*. In: Li C.C. (Ed). Rock mechanics in the Nordic countries 2010: Kongsberg, Norway, 9-12. June, 294-305.
- Zhang P., Nordlund E., Mainali G., et al. 2011. *Experimental study of thermal spalling on rock blocks exposed to different fire/heating conditions*. Bergmekanikdag 2011, 53–63.

DEVELOPMENT OF A METHODOLOGY FOR IN-SITU DYNAMIC TESTING OF GROUND SUPPORT

Utveckling av en metod för dynamisk testning av bergförstärkningssystem i fält

Shahin Shirzadegan, Luleå University of Technology

Erling Nordlund, Luleå University of Technology

Ping Zhang, Luleå University of Technology

Summary

A series of seven large scale dynamic tests were conducted at LKAB Kiruna mine using explosives in the vicinity of cross-cuts to generate dynamic load on the support system. The aim was to develop an in-situ testing method for rock support, i.e., to determine the dynamic load that causes failure to the test wall and/or support system. The methodology used to design Tests 1 to 7 is discussed in this paper and the level of damage to the test wall and support system in each test is described. Comparison of results in different test designs indicated that increasing burden and number of blasthole at the same time, increases the possibilities of obtaining more planar waves and decreases the destructive effect of detonation gases.

Sammanfattning

En serie bestående av sju storskaliga dynamiska tester har utförts i LKABs Kiirunavaaragruva där detonation av sprängämnen använts för att generera dynamiska laster på bergförstärkningssystemet. Målet med försökupställningen var att utveckla en fältmetod för utvärdering av förstärkningssystemet, d.v.s. att bedöma de dynamiska lasterna som orsakar skador och brott i testväggen och/eller bergförstärkningssystemet. I denna artikel presenteras och diskuteras metoderna som användes vid utformningen av test 1 till 7 tillsammans med en beskrivning av de uppkomna skadorna på testväggen och förstärkningssystemet vid varje test. Jämförelse av resultaten från de olika testerna indikerar att en samtidig ökning av antalet språnghål och använd försättning ökar möjligheterna att producera en plan vågfront samtidigt som de skadliga effekterna från gasexpansion minskar.

1 Introduction

The conventional design approach of rock support essentially consists of (i) the identification of potential failure modes and (ii) a comparison of the available capacity with the driving force/demand (including dynamic components). By calculating the factor of safety or the probability of failure, the demand on the rock support can be estimated. Unfortunately, it has been concluded that it is impossible to design support systems under seismic loading conditions by using this approach, since neither the

demand on a support system nor the capacity of a support system can be satisfactorily defined (Stacey 2012).

In order to quantify the performance of the rock support systems suitable for dynamic loading conditions, four main types of dynamic tests are considered including simulated large scale experiments by means of blasting, drop test facilities that apply an impact load on the reinforcement, laboratory tests applying dynamic loads on core samples, and passive monitoring and back analysis of case studies (Hadjigeorgiou and Potvin 2008).

Within the framework of a research program focused on deep mining problems at Luleå University of Technology, Division of Mining and Geotechnical Engineering, in-situ dynamic tests of rock support using blasting as the seismic source were conducted in the Kiirunavaara underground mine, owned and operated by Luossavaara Kiirunavaara Aktiebolag (LKAB). The main purpose of the tests was to develop an in-situ testing method for rock support and to obtain quantitative data for modelling.

Similar large scale simulations have been performed in other parts of the world in order to assess the capacity of ground support systems (Andrieux et al. 2005; Ansell 2004; Archibald et al. 2003; Espley et al. 2002; Hagan et al. 2001; Heal and Potvin 2007; Ortlepp 1992; Tannant et al. 1994; Tannant et al. 1995). Different blast layouts (e.g. blasthole angle and burden) were used by the different researchers based on the objective of their tests. Different levels of success in obtaining the desired amount of damage to the rock support /rock mass were observed. In the tests conducted at LKAB Kiirunavaara mine, the crucial issue for success was the design of the blast in order to generate waves which in some way imitated the characteristics of the waves from a real seismic event. Another issue was to reduce the destructive effects of expanding gases generated by the blast.

2 Test site

Adjacent pillars between the cross-cuts in the completed production block 9 on the 741 m level were chosen for the tests. All of the tests were planned to be conducted at the chosen site because of (i) No mining activity was taking place at that level, (ii) The pillars were only supported with plain shotcrete and sporadic Kiruna bolts which can be assumed to have limited supporting effect when exposed to seismic loading, (iii) Many cross-cuts with similar rock mass conditions were available for further tests and (iv) Comprehensive geological investigations had been done in the area.

The rock types in the test area have traditionally been referred to as syenite porphyries, including a nodular variety (Geijer 1910), mainly consisting of trachytes to trachyandesites (Ekström and Ekström 1997) of variable character and degree of alteration. The rock mass in the test area was very blocky and the geological strength index (GSI) values were estimated to lie mostly within the range of 40 – 50, with joint quality from good to acceptable (Andersson 2010).

3 Design: Tests 1 - 5

The blast in Test 1 was designed to mimic a seismic event with magnitude +3 (Richter scale) located 15 m from the drift. This resembles the largest seismic events that have occurred in the Kiirunavaara mine (Malmgren 2010) which caused serious damage to the rock mass and the rock support. The Peak Particle Velocity (PPV) was chosen as the quantity characterizing the seismic event. The maximum PPV was calculated using a PPV – magnitude – distance relationship by Kaiser et al. (1996). This resulted in PPVs which were in a range of 1.5 m/s to 3.5 m/s. The initial estimation of the amount of explosive, blasthole diameter, and burden for the first trial was based on experience from earlier studies in the Kiirunavaara mine (Olsson et al. 2009) which resulted in a theoretical burden of 3.5 m. Burden in Tests 2, 4 and 5 was kept constant, but the amount of used explosives in later tests was designed based on the results observed in the previous tests. Test 3 is not described in this paper since the initial condition of the burden and type of explosive in this test was different from that in other tests.

The tests were conducted either in the left or the right hand sidewall of the cross-cuts (Fig. 1). The blasthole, with an approximate length of 15 m, was drilled parallel to the cross-cut from an adjacent footwall drift. The burden varied along the tested sidewall due to the deviation of the blasthole orientation combined with an irregular profile of the tested wall surface. Therefore, only the average or effective burden is illustrated in Fig. 1. Two different charge diameters, each with a length of around 5 m, were used in Tests 1, 2 and 5 to reduce the number of tests. The first 5 m of the blasthole were not charged nor stemmed to vent the gas and reduce the gas pressure. The next 5 m + 5 m of the blasthole were charged with two different charge densities in Tests 1, 2 and 5. Only one charge density was used in Test 4. The area of the cross-cut wall in front of the higher charge diameter is denoted “high charge segment” and the area in front of the lower charge diameter is denoted “low charge segment” in this paper. The blasthole, and charge characteristics and the effective burden in each test are summarized in Table 1.

The explosive selected for the tests in the Kiirunavaara mine was a military type, NSP711, with a measured velocity of detonation (VOD) of 7931 m/s and a density of 1500 kg/m³. The reason for selecting this type of explosive was the lower amount of gas production compared to commercial explosives, high VOD and a blasthole pressure resulting in more wave energy than gas expansion, a better control over the amount of explosives, and the well-known Jones-Wilkins-Lee (JWL equation of state) parameters for numerical analysis (Helte et al. 2006). In all of the tests, the tested rock support was consisting of 100 mm steel fibre reinforced shotcrete (40 kg/m³ steel fibre), 75 mm × 75 mm weld mesh with 5.5 mm diameter, and Swellex rockbolts with a length of 3 m and 1 m spacing.

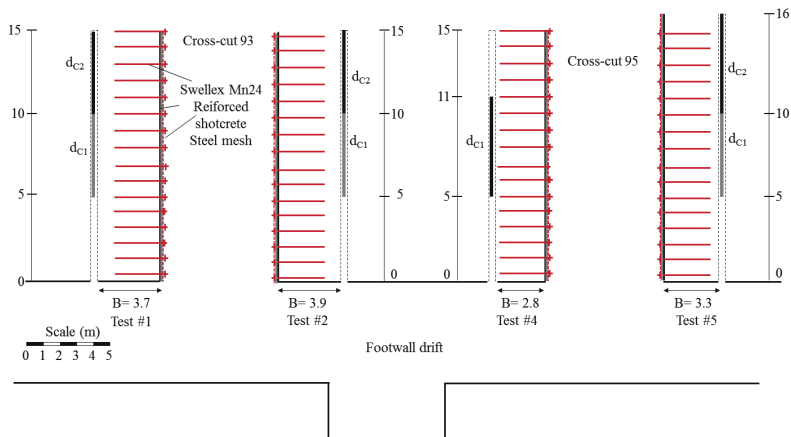


Fig. 1 Blast design in Tests1 to 5. In this figure, d_c is the diameter of the concentrated explosive material

Table 1 Summary of burden, blasthole and charge dimension in Tests1 - 5

Test	Average burden (m)		Diameter (mm)	Length (m)	Decoupling ratio (%)	Charge (kg/m)	concentration
1	3.7	blasthole	115	15	
		d_{c1}	76	5	66	6.8	
		d_{c2}	45	5	40	2.4	
2	3.9	blasthole	152	15	
		d_{c1}	76	5	50	6.7	
		d_{c2}	98	5	66	10.9	
4	2.8	blasthole	152	15	
		d_{c1}	120	6	79	16.4	
5	3.3	blasthole	152	16	
		d_{c1}	94	5	62	10.3	
		d_{c2}	83	6	55	8.5	

4 Field tests results: Tests 1 - 5

Post-blast observations of the tested support system in Test 1 showed that cracks with a width of up to 5 mm and a length of 2 m to 3 m were created on the surface of the reinforced shotcrete mainly within the high charge segment ($d_{c1} = 76$ mm) (Fig. 2 (a)).

No obvious damage to the rockbolts or the mesh was observed. The event magnitude of the test recorded by the mine seismic system was $M_L = 0.7$ on the local magnitude scale.

Observations in Test 2 showed that cracks with widths of up to 15 mm and 2 m to 3 m in length were formed within the high and low charge segments ($d_{C2} = 98$ mm and $d_{C1} = 76$ mm, respectively), see Fig. 2 (b). No obvious damage to the rockbolts or the mesh was observed and a local event magnitude of $M_L = 1$ for the test was recorded by the local seismic system.

Completely different results were observed in Tests 4 and 5 compared to those in Tests 1 and 2. In Tests 4 and 5 the burdens were completely destroyed (Fig. 2 (c) and Fig. 2 (d)). The ejected rock material in Test 4 was broken into rather small pieces as a result of a high charge concentration ($d_{C1} = 120$ mm) (note that only one charge segment was used in this test), while in Test 5, the burden was broken into large blocks of rock at both charge segments. The mesh and the rockbolts had totally lost their functionality in both of these tests. Failure mapping of the rockbolts in Test 4 was performed and the results indicated that most of the rockbolts were cut into pieces of 1 – 2 m of length. In 95% of the cases the face plates were detached. The local event magnitudes for Test 4 and Test 5 were $M_L = 0.8$ and $M_L = 0.9$, respectively.

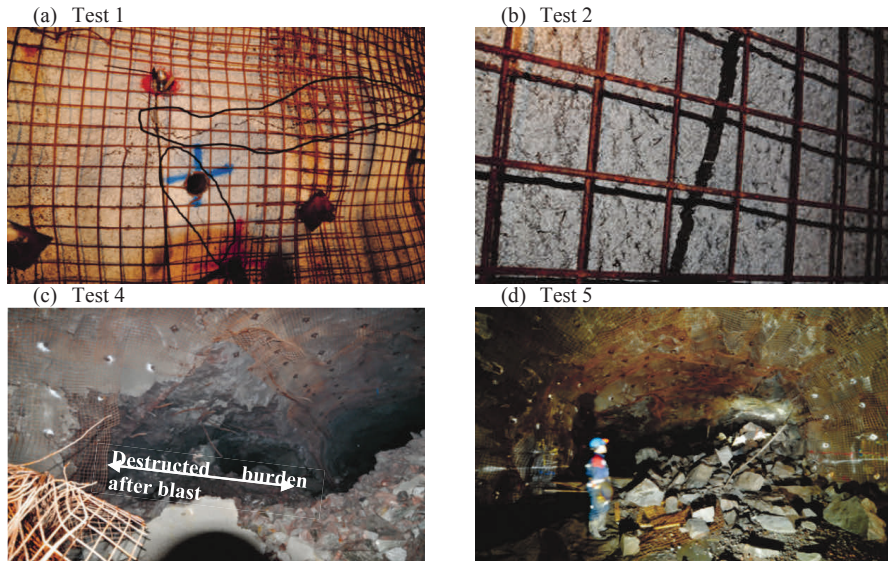


Fig. 2 Level of damage in (a) Test 1, (b) Test 2, (c) Test 4 and (d) Test 5

5 Design: Tests 6 and 7

Tests 2 and 5 were numerically analysed by Zhang et al. (2013). The simulation of the tests resulted in the expected fractures parallel to the tested wall near the free face and a large number of radial fractures propagating from the crushed zone created around the

blasthole, forming a large cone-shaped volume (Fig. 3). The conically shaped rock mass moved towards the cross-cut, with extensive yielding occurring along and within this volume. The results from the numerical analysis of Test 5 were quite representative of the conditions after Test 5 in which the test wall and part of the pillar were completely destroyed.

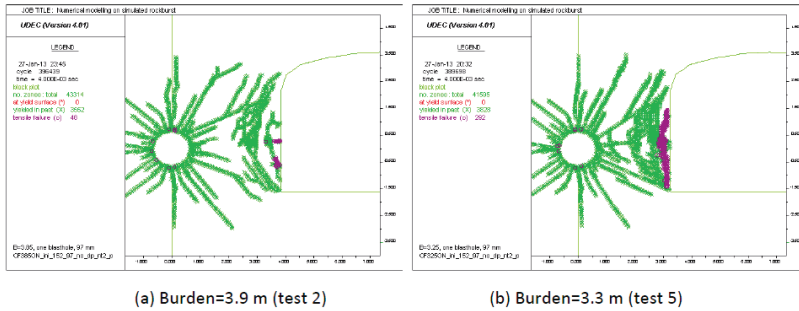


Fig. 3 Numerical analysis of Tests 2 and 5 (Zhang et al. 2013)

Numerical simulations with burdens of 5 m and 8.5 m (larger than in Tests 1 – 5), and two blastholes with diameters similar to that in Test 2 were also conducted by Zhang et al. (2013) (Fig. 4). This was done to determine how to avoid the creation of radial cracks and the conical failure volume and to induce dominantly wall-parallel fractures mimicking the damage caused by a planar seismic wave. The results from the numerical analyses of both 5 m and 8.5 m burden indicated that the fractures parallel or sub-parallel to the wall surface were created without forming any cone-shaped volume. This will also affect the propagation of the detonation gases as the radial fractures were providing access to the near surface rock mass. The absence of radial fractures will therefore make the rock mass less conductive to gas transport. Therefore two blast holes with zero delay and a designed burden larger than 5 m was proposed in order to generate a sub-planar wave and reduce the negative effect of radial fracturing.

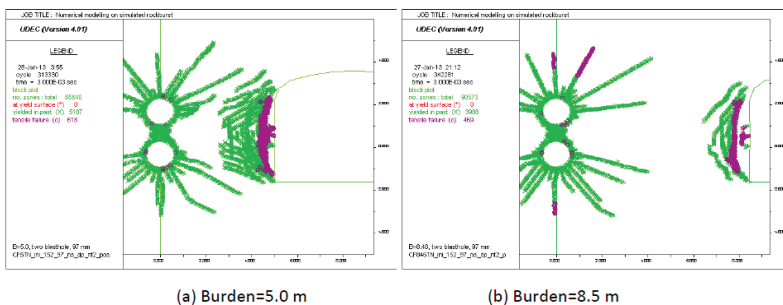


Fig. 4 Numerical analysis of Test 2 with burdens of 5 m and 8.5 m (Zhang et al. 2013)

Based on the results from the numerical analysis, it was decided to use two blastholes in Test 6. These holes (diameter 152 mm) were drilled in the middle of the pillar between cross-cuts 100 and 103, and charged with NSP711 (diameter 120 mm) (Fig. 5). No stemming material was used to allow venting and reduce the effect of detonation gases. The burden varied along the tested sidewall due to the deviation of the blasthole combined with the irregular profile of the tested panel, therefore, only the average or effective burden, B_{ave} , is shown in cross-section A-A in Fig. 6.

In cross-cut 100, the test wall was supported by 100 mm fibre reinforced shotcrete (40 kg/m³ steel fibre), 75 mm × 75 mm weld mesh with 5.5 mm diameter and Swellex Mn24 rock bolts in a 1 m × 1 m pattern, while the wall in cross-cut 103, was only supported by the plain shotcrete (the existing support when the tests started). This provided the opportunity to compare the reaction of fully supported (Swellex + shotcrete + mesh) and shotcrete supported surfaces under the same dynamic loading condition. The length of the supported wall was 20 m.

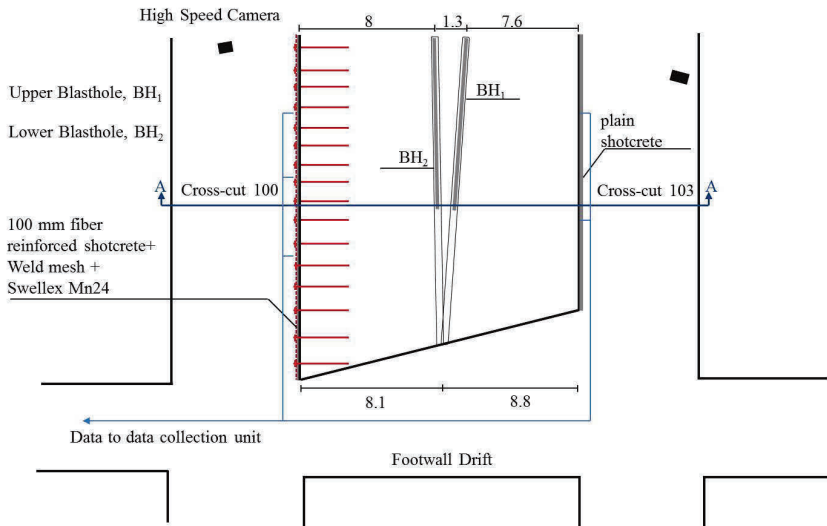


Fig. 5 Location of blasthole with respect to the test wall in Test 6 [Unit: m]

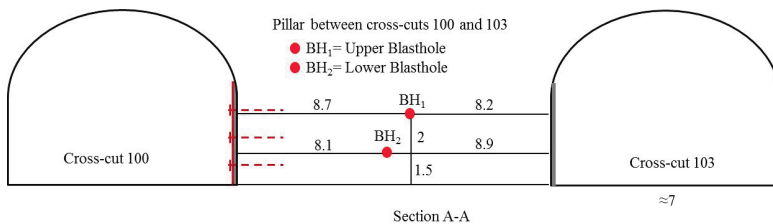


Fig. 6 Effective burden in tests 6 and 7 [Unit: m]

6 Field test results: Tests 6 and 7

6.1 Test 6: cross-cut 100

In Test 6, only the upper blasthole (BH₁) detonated. No major damage to the rockbolts and mesh was observed in cross-cut 100, after the blast. The shotcrete, however, showed a few new and very fine cracks (Fig. 7). Clearly evident damage to the surface support, i.e., debonding of the shotcrete from the rock over an area of roughly 1 m x 1 m was observed at the end of the test panel (farthest from the footwall drift). However, the damaged material was kept in position by the mesh. Farther into the cross-cut, in the areas not covered with the rock support system installed for the test, the wall showed signs of ejection of material with a depth of up to 30 cm (Fig. 8).

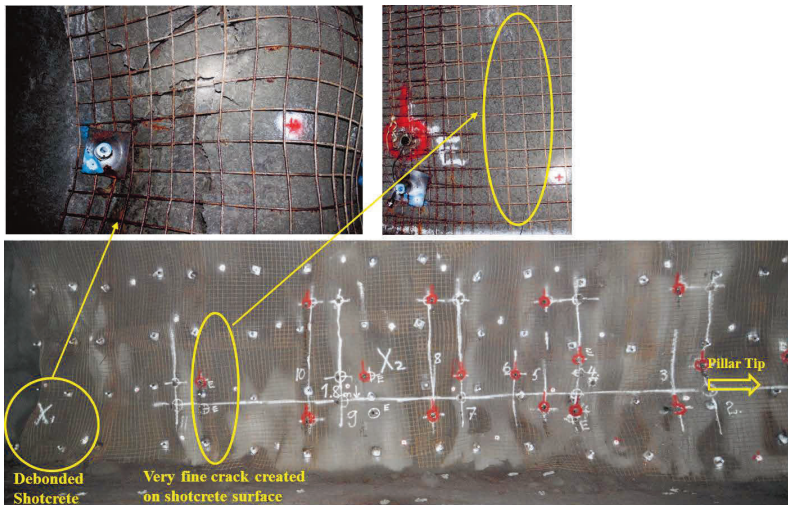


Fig. 7 Test wall in cross-cut 100. The location of damages are highlighted

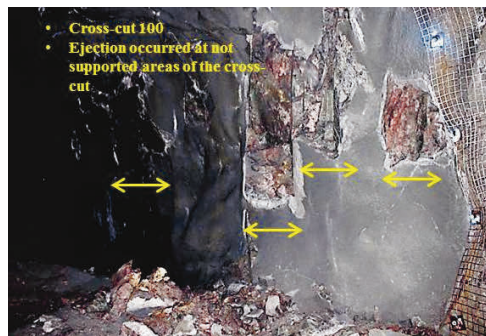
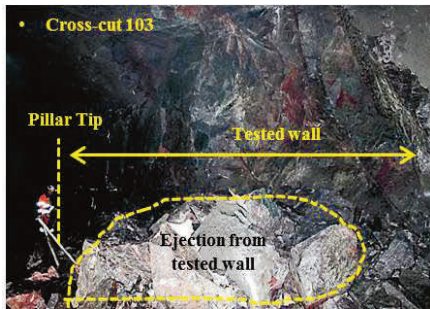


Fig. 8 Unsupported areas of the wall of the cross-cut 100

6.2 Test 6: cross-cut 103

In cross-cut 103 the wall failed to be functional and blocks of rock were ejected from the wall. Fig. 9a shows the damage associated with rock ejection during the simulated seismic event. The large pieces of rock and shotcrete lying in the middle of the cross-cut were ejected from a location 1.5 to 2 m above the floor and travelled a horizontal distance of about 2 m. Fig. 9b shows the state of the cross-cut after removal of the rock piles. The thickness of the ejected rock was measured by direct observations after removal of the rock piles from the cross-cut. This indicated a thickness of 0.2 to 0.8 m of ejected rock from the tested wall in this cross-cut.

(a) After the blast



(b) After removal of the rock piles

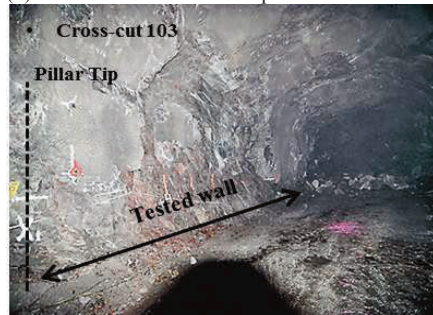


Fig. 9 Ejection of the rock mass in shotcrete supported cross-cut 103

6.3 Test 7: Cross-cut 100

Since the lower blasthole did not detonate in Test 6 it was decided to recharge the upper blasthole and blast both holes a second time. Post blast observations indicated that the number of cracks on the surface of the shotcrete increased. The area at the end of the installed support, farthest from the footwall drift, which showed damage to the shotcrete after Test 6 (debonding over a 1 m x 1 m area) was further damaged by Test 7 (Fig. 10a). No significant damage to the rockbolts and weld mesh was observed. The parts of the wall of the cross-cut (outside the supported test wall) showed larger areas of ejection compared to Test 6 (Fig. 10b).

(a)



(b)

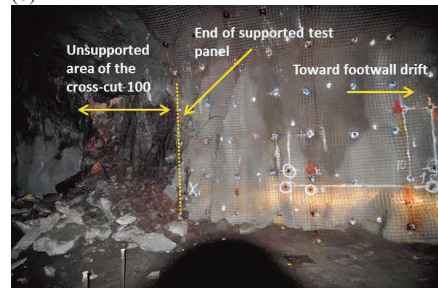


Fig. 10(a) Damage to the rock and shotcrete after blast in Test 7 (b) Unsupported areas of the wall of the cross-cut 100 showed rock ejection

7 Discussion of results

In Tests 1, 2, 4, and 5 the charge concentration was increased in a step by step order to determine the critical charge density resulting in damage to the support system. However, the results indicated that this was not a successful method. The increase of charge concentration in Tests 2, 4 and 5 was decided based on the results and the level of damage observed in the previous test. The increased charge concentration in Test 4 resulted in a complete destruction of the burden. In Test 5, the charge concentration was in between that of Tests 2 and 4. Also in this test complete destruction of the burden was obtained. This can be attributed to the effect of the burden. In Tests 1 – 5 the primary aim was to obtain a burden of around 3.5 m. However, due to practical drilling issues there was a variation in burden in the range 2.8 – 3.9 m. This effect was observed in the results obtained in Tests 1 and 2 with burden in the range of 3.7 – 3.9 m and lower charge concentration resulting in minor damage to the support system compared to that in Tests 4 and 5. In Tests 4 and 5 the burden was in the range of 2.8 – 3.3 m burden and the charge concentration was higher which resulted in the destruction of the burden. One possible explanation for the complete destruction of the burden in Tests 4 and 5 was addressed by Zhang et al. (2013) who carried out numerical back analysis of Test 5. The analysis revealed that using high amount of explosives and a burden of 2.5 m to 3.5 m resulted in tangential stresses exceeding the tensile strength and a reduction of the radial stresses close to the wall of the cross-cut , i.e., a more conical wave.

The idea behind increasing the burden and number of blastholes in Test 6 (compared to that used in Tests 1 to 5) was to (i) generate waves which were sub-parallel to the surface of the cross-cut sidewalls and (ii) avoid wave-induced tangential stresses which exceeds the tensile strength of the rock mass (resulting in tangential fractures) close to the boundaries of the cross-cut. If this objective is reached no conical-shaped damaged rock mass volume will be formed thus avoiding complete destruction of the burden and the tested wall as was observed in Tests 4 and 5. The lack of tangential fractures also reduces the effect of the gas expansion to reach the tested wall. This means that the destructive effect of the gas expansion in both of the cross-cuts 100 and 103 was limited. Furthermore, the new blast design also generates a wave front which is more similar to that from a real seismic event, i.e., a sub-planar wave front.

The post blast investigation in Test 6 (and also in Test7), revealed that the part of the test wall farthest from the footwall drift had been damaged by the dynamic loading over an area of 1 x 1 m. One explanation for this difference in behaviour between the part of the panel farthest from the footwall drift and the rest of the panel can be the fact that the damaged part of the wall is in a transition zone. The supported tested panel ends close to the damage.

8 Conclusion

The conclusions from the large scale tests reported in this paper can be summarized as follows:

- The results indicated that the burden is crucial when designing in-situ dynamic tests of rock support and that the burden should be larger than 5.0 m.
- The type of damage obtained in cross-cuts 100 and 103 indicated that the new blast design was successful in generating sub-planar waves with tangential tensile stress levels lower than the tensile strength of the rock mass. Thus it can be concluded that, the radial cracks extending to the vicinity of the tested wall surfaces were not created and the effects of the blast gases were also kept at a low level.
- By comparing the results in cross-cuts 100 and 103 it can be concluded that, part of the energy carried by the incident wave will be:
 - absorbed by the installed support (during the fracturing of the shotcrete, sliding of the rockbolt and yielding the mesh),
 - absorbed during the fracturing of the rock mass,
 - and, part of the incident wave energy will be reflected back to the surrounding rock mass.
- The results of the tests (Test 1 – 7) provided a testing method for assessment of the performance of a support system in a scale similar to that in a real mining situation. The method also provides important calibration input data for numerical analyses of the behaviour of rock support systems. The calibration data provided in Tests 6 and 7 can be used specifically to gain more insight into the question of the created highly affected zone of the test wall.

9 References

- Andersson, U.B. 2010. Geology and Structures for Level Z741 Blocks 9 and 12. Internal Report, LKAB, Kiruna, Sweden.
- Andrieux, P.P., Turichshev, A., O'Connor, C.P., and Brummer, R.K. 2005. Dynamic Testing With Explosive Charges of Rockburst-Resistant Ground Support Systems at the Fraser Nickel Mine. Report to Falconbridge Limited Mine Technical Services, Final Version, September 2005, Itasca Consulting Company Inc., Sudbury, Canada.
- Ansell, A. 2004. In situ testing of young shotcrete subjected to vibrations from blasting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19(6):587-96. doi: 10.1016/j.tust.2004.01.059.

- Archibald, J.F., Baidoe, J.P., and Katsabanis, P.T. 2003. Rockburst damage mitigation benefits deriving from use of spray-on rock lining. In Proceeding of third international seminar on surface support liners: Thin spray-on liners, shotcrete and mesh, Quebec City, Canada, August 2003. Universite' Laval, Section 19.
- Ekström, M., and Ekström, T. 1997. Petrografisk beskrivning av sidoberget i Kiirunavaara. Ekström Mineral Ab, Stockholm.
- Espley, S.J., Heilig, J., and Moreau, L.H. 2002. Assessment of the dynamic capacity of liners for application in highly-stressed mining environments at INCO Limited. In Proceedings of the international seminar on surface support liners, Johannesburg, South Africa, 29-31 July 2002.
- Geijer, P. 1910. Igneous rocks and iron ores of Kiirunavaara and Tuolluvaara: Scientific and practical researches in Lapland. Luossavaara-Kiirunavaara Aktiebolag, Stockholm.
- Hadjigeorgiou, J., and Potvin, Y. 2008. Overview of Dynamic testing of Ground Support. In Proceeding of the 4th international seminar on 'Deep and high stress mining, Perth, Australia, Australian center for Geomechanics, PP. 349-371.
- Hagan, T.O., Milev, A.M., Spottiswoode, S.M., Hildyard, M.W., Grodner, M., Rorke, A.J., Finnie, G.J., Reddy, N., Haile, A.T., and Le Bron, K.B. 2001. Simulated rockburst experiment-an overview. Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy, 101(5):217-22.
- Heal, D., and Potvin, Y. 2007. In-situ Dynamic Testing of Ground Support Using Simulated Rockburst. In Proceeding of fourth international seminar on 'deep and high stress mining', Perth, Australia, Australian Centre for Geomechanics, PP. 373-394.
- Helte, A., Lundgren, J., Örnhed, H., and Norrefeldt, M. 2006. Prestandabestämning av svensk sprängdeg m/46. Report nr FOI-R--2051--SE, Stockholm.
- Kaiser, P.K., and MacCreath, D.R., and Tannant, D.D. 1996. Canadian rockburst support handbook. Geomechanics Research Centre, Sudbury
- Malmgren, L. 2010. Ductile rock bolt for rock burst applications. Report nr LF110076, LKAB, Kiruna, Sweden.
- Olsson, M., Nyberg, U., and Fjelborg, S. 2009. Controlled fragmentation in sublevel caving - first tests. Report 2009:2, Swebrec, Stockholm.
- Ortlepp, W.D. 1992. Implosive-load testing of tunnel support. In Rock support in mining and underground construction, Rotterdam, Balkema, PP. 675-682.
- Stacey, T. 2012. A philosophical view on the testing of rock support for rockburst conditions. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 112(8):01-8.

Tannant, D.D., McDowell, G.M., and McCreath, D.R. 1994. Shotcrete performance during simulated rockbursts. In IVth south american congress on rock mechanics, workshop on applied rockburst research, Santiago, (SOCHIGE), PP. 241-248.

Tannant, D., Brummer, R., and Yi, X. 1995. Rockbolt behaviour under dynamic loading: field tests and modelling. 32(6):537-50.

Zhang, P., Yi, C.P., Nordlund, E., Shirzadegan, S., Nyberg, U., Malmgren, L., and Nordqvist, A. 2013. Numerical back analysis of simulated rockburst field tests by using coupled numerical technique. In Proceeding of seventh international symposium on ground support in mining and underground construction, Australian centre for Geomechanics, PP. 565-585.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

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

ISSN 0281-4714