

SveBeFo Rapport 8**FÖRORD**

Vid ett seminarium i oktober 1992 samlades en grupp personer ur kretsen av BeFo's huvudmän, representerande de olika leden i branschen; beställare, konsulter, entreprenörer, gruvpersonal, tillverkare och forskare på högskolor med målsättningen att ventilerade branschens olika erfarenheter och synpunkter kring problemet med den inducerade skadezonen ("störda zonen") vid tunneldrivning och dess konsekvenser och att reda ut olika begrepp i samband med skadezonen.

Förhoppningen var att synpunkter och slutsatser från seminariet skulle kunna ligga till grund för ett antal väl avgränsade forskningsprojekt kring skadezonens utbredning och konsekvenser, som ökar kunskandet om uppsprickning i samband med sprängning och tunnelborrning och konsekvenserna därav (stabilitet, vattenläckage m.m.).

Detta seminarium sammanfattas i föreliggande rapport där diskussionerna återges i Appendix 2. Vid utformningen av rapporten valdes att referera diskussionerna i löpande text, dels för att det tillgängliga bildmaterialet var av varierande kvalitet, dels för att underlätta arbetet (detta trots den vanligtvis sanna devisen att en bild säger mer än 1000 ord).

Slutsatserna vid seminariet har använts som underlag vid arbetet med att planera delar av SveBeFos ramprogram för perioden 1993 - 1996 och det är vår förhoppning att materialet skall vara till nytta även för andra grupper och organisationer som har intresse av den framtida utvecklingen inom detta område.

Stockholm i november 1993

Per Andersson

INNEHÅLL

FÖRORD	i
INNEHÅLL	ii
1. INLEDNING.....	1
2. DEFINITIONER.....	2
3. MÄTNING AV DEN STÖRDA ZONEN	6
4. EKONOMISKA ASPEKTER PÅ DEN STÖRDA ZONEN	7
5. DRIVNINGSTEKNIK.....	9
6. SAMMANFATTNING	12
7. SUMMARY	13
APPENDIX 1: Deltagarlista.....	15
APPENDIX 2: Referat av sessionerna	16
<i>Session 1. Definition/ Karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning</i>	<i>16</i>
Erfarenheter av skadezonen, i samband med undermarksarbeten. (Bill Hustrulid):.....	16
Presentation av modell för karakterisering och kvantifiering av skadezonen i samband med bergarbeten (Roland Pusch):.....	16
Erfarenheter av skadezonen, i gruvbranschen. (Norbert Krauland):	19
Diskussion: Definition/ Karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning.....	24
<i>Session 2. Hur mäter man skadezonen</i>	<i>28</i>
Skadezonsprognoser i Äspötunneln med hjälp av vibrationsmätningar (Finn Ouchterlony):	28

Erfarenheter från mätning av skadezonens egenskaper i Äspö och Stripa (Olle Olsson):	31
Diskussion: Hur mäter man skadezonen.....	34
<i>Session 3. Ekonomiska konsekvenser av skadezonen</i>	<i>39</i>
Lönar det sig att spränga skonsamt ? (Lars Söderberg):.....	39
Ekonomiska konsekvenser av skadezonen vid gruvbrytning i LKAB:s gruvor (Ingemar Marklund):	40
Ekonomiska konsekvenserna av skonsam sprängning/ släntstabilitet för Aitik-gruvan (Olavi Siira):.....	42
Vad är beställarkraven - och varför? (Åke Hansson):	44
Diskussion: Ekonomiska konsekvenser av skadezonen	46
<i>Session 4. Olika tekniker och drivningssystem</i>	<i>54</i>
Metoder för kontursprängning (Bengt Niklasson):	54
Presentation av SKB´s koncept (Christer Svemar):.....	57
Upphandling av Hallandsåstunneln (Mats Alestam):	61
Jämförande studie av olika drivningstekniker (borrning/sprängning och "road-header"- teknik) i syfte att minimera andelen överberg (Gunnar Nord):	65
Diskussion: Olika tekniker och drivningssystem	67
<i>Session 5. Sammanfattning av seminariet.....</i>	<i>69</i>
Inledande kommentarer av Håkan Stille.....	69
Övergripande diskussion.....	73
APPENDIX 3: The "Practical" Blast Damage Zone in Drift Driving at the Kiruna Mine: William Hustrulid.....	75

1. INLEDNING

Den "störda zonen" eller skadezonen vid tunneldrivning (borrning/sprängning och fullborrning) är en central fråga för alla aktiva inom gruv- och "bergbyggar"-branschen. Konsulter, entreprenörer och gruvpersonal använder i sitt dagliga arbete olika praktiskt tillämpade rutiner för att optimera uttag av berg (läs indrift) och samtidigt begränsa sprängningsinducerade skador på det kvarstående berget för att på så sätt minimera förstärkningsinsatsen. Beställare ställer i bygghandlingar krav på funktion och kvalitet på aktuell undermarksanläggning ibland på sådant sätt att det får orimliga praktiska och ekonomiska konsekvenser vid utsprängningen av berget.

Det finns fortfarande (även efter betydande nationella och internationella forskningsinsatser) stora brister i vår förmåga att förutsäga uppsprickningen vid sprängning och tunnelborrning och att förklara vilken betydelse den inducerade skadezonen har för stabilitet, vattenläckage och påföljande förstärkningsinsats.

BeFo's programstyrelse har därför ansett det som viktigt att ta ett samlat grepp på problemet med den inducerade skadezonen ("störda zonen") och dess konsekvenser och att BeFo bör verka för att få igång forskning som ökar kunskantern om uppsprickning i samband med sprängning och tunnelborrning och konsekvenserna därav.

Hösten 1992 arrangerades därför ett seminarium med målsättningen att ventileras branschens olika erfarenheter och synpunkter kring detta problem samt att reda ut olika begrepp i samband med skadezonen. Synpunkter och slutsatser från seminariet planeras ligga till grund för ett väl avgränsat forskningsprogram kring skadezonens utbredning och konsekvenser, i BeFo's eller andra organisationers regi. Deltagarna vid seminariet representerade de olika leden i branschen; beställare, konsulter, entreprenörer, gruvpersonal, tillverkare och högskolor samt de olika disciplinerna hydrologi, bergmekanik, geologi, geofysik, sprängteknik och detonik.

Seminariet avhölls den 28 - 30 oktober 1992 på Silja Line's båt M/S Silja Symphony till Helsingfors. Seminariet var planerat att avhållas i diskussionsform under fyra sessioner. Dessa sessioner inleddes i sin tur med förberedda diskussionsinlägg där aktuella föredragshållare redovisade personliga erfarenheter och vinklingar på problemet med den störda zonen. Lista över de inbjudna deltagarna presenteras i Appendix 1. Diskussionerna genomfördes enligt följande program:

1 *Definition/ karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning*

- 2 *Hur mäter man skadezonen*
- 3 *Ekonomiska konsekvenser av skadezonen*
- 4 *Olika tekniker och drivningssystem*

Vid planeringen av seminariet stod det snabbt klart att det är svårt (för att inte säga omöjligt) att dela upp frågan om den störda zonen i separata punkter på grund av att de olika aspekterna på problemet är så intimt sammankopplade. Seminariet genomfördes dock på ett koncentrerat sätt enligt de uppställda diskussionspunkterna med en naturlig koppling mellan de olika sessionerna. I Appendix 2 redovisas utdrag dels från de framförda inläggen, dels från de efterföljande diskussionerna.

2. DEFINITIONER

Seminariet började med att reda ut ett antal begrepp som hade betydelse för de fortsatta diskussionerna. De definitioner som man föreslog var:

Skonsam sprängning: Sprängning som ej orsakar skada på kvarstående berg, utanför en angiven zon samt kontursprängning så utförd att skadezonen från alla hål innanför konturraden ej blir större än den skadezon som bildas från konturraden

Störd zon: Den zon runt aktuell tunnel eller bergrum där förhållanden och egenskaper i berget förändras som följd av brytningen

Skadezon: Den zon runt aktuell bergkonstruktion där förhållanden och egenskaper i berget förändras så mycket vid utbrytningen att dess funktion påverkas negativt, i tekniskt/ ekonomisk mening

Resten av denna första session användes till att diskutera fragmenteringsförloppet och sprickgenerering i berg i samband med borrhning och sprängning. Det framkom omgående att kunskapen om vad som händer vid fullborrhning och borrhning/sprängning är otillräcklig idag. Det är fundamentalt viktigt att förstå processerna i fragmenteringsförloppet och att formulera en modell för hur sprickgenerering och losshållning utvecklas i praktiken. När effekterna av den störda zonen diskuterades delades de in i tre kategorier: mekaniska, hydrauliska och kemiska effekter.

Den *mekaniska effekten* vid tunneldrivning kan orsakas direkt genom losshållningen eller genom spänningsomlagringar till följd av berguttaget. De modeller som finns idag för att beskriva fragmenteringsförloppet och att förutsäga sprickutbredning och praktiska skadezoner är idag otillräckliga. Detta bl.a. för att de tillämpliga modellerna inte inkluderar effekten av, det vid sprängningen genererade, gastrycket.

Den modell som ofta används idag, världen över, för att förutsäga sprickutbredning är P-A Perssons och R Holmbergs välkända samband mellan laddningskoncentration, svängningshastighet och skadezonens utbredning. Seminariets allmänna uppfattning var att denna modell är mycket användbar men att den inte alltid stämmer beroende på variationer i bergets egenskaper (densitet, ljudhastighet, E-modul, tryckförhållanden etc.).

Exempel på när Persson/Holmberg's modell kunde tillämpas med gott resultat redovisades från sprängskadeförsöken i tillfartstunneln till SKB's Äspölaboratorium. Där konstaterades att beräkningar av skadezonen från den sprängda tunneln (vid tre olika typer av salvor), baserade på P-A Perssons och Roger Holmbergs modell, stämde relativt bra med den senare uppmätta skadezonen. Exempel på när modellen inte stämde så bra redovisades från LKAB:s Kirunagruva där den förutspådda skadezonen kraftigt avvek från den senare konstaterade skadezonen. Detta kan dels bero på stora avvikelser mellan bergets egenskaper i Kiruna och ett "normalt" svenskt urberg som Persson/Holmberg's modell baserats på, dels skillnad i sprängmedel men också att det mått på skadezon som användes i Kiruna (andel kvarstående hålpipor) är alltför grovt.

Bill Hustrulid (Colorado School of Mines) presenterade en "ny" modell för beräkning av skadezonens utbredning som bl.a. tar hänsyn till variation av bergart, typ av sprängmedel och kopplingsgrad. Bill informerade om att modellen inte är praktiskt tillämpbar än men hävdade att när modellen testats och finslipats genom praktiska försök så kommer den att bli ett komplement till Persson/Holmberg's modell. P-A Persson håller också på med att utveckla en modell som tar hänsyn både till variationer i bergmassans egenskaper och till detonationshastigheten som i sin tur är beroende av borrhålsdiametern.

Befintliga bergspänningar och spänningsomlagring till följd av losshållet berg orsakar också en störd zon kring bergkonstruktionen. Omfattningen av dessa förändringar är beroende på storleken på befintliga bergspänningar samt orientering och utformning av tunneln eller bergrummet. På detta område finns dock etablerad teknik att beräkna spänningsomlagringar och därmed indikera den störda zonens utbredning. Den störda zonen till följd av spänningsomlagring kan vara omfattande. Ett exempel från URL (Underground Research Laboratory,

Manitoba, Kanada) presenterades där en skadezon på 10-15 meter från tunnelväggen konstaterats i form av en reduktion av E-modulen.

En viktig punkt som diskuterades var hur man från sina uppskattningar av den störda zonens utbredning bedömer vad som ger praktiska konsekvenser för den aktuella bergkonstruktionens funktion (stabilitet, vattenföring). *Vad är den "praktiska skadezonen"?*

Ett försök att definiera och klassificera bergets uppsprickning redovisades från Ryssland (Vovk) där man definierat typ av skadezon i berget i närheten av sprängda borrhål. Försöken utfördes i stora utsågade granitblock som undersöktes efter utförd sprängning. Använt sprängmedel vid de ryska försöken var TNT.

- uppkrossat berg (crushed zone) ca 11-14 gånger borrhålsradien
- uppsprucket berg (fractured zone) ca 25 gånger borrhålsradien
- påverkat berg (induced zone) ca 54-69 gånger borrhålsradien

Vid diskussionen framkom att de två första klassificeringarna (uppkrossat och uppsprucket berg) stämmer någorlunda med etablerad praxis och att en praktisk skadezon med konsekvenser för bergkonstruktionens funktion ligger i den första kategorin (uppkrossat berg). Den andra kategorin (uppsprucket berg) kan ha betydelse för inläckningen till tunneln medan den tredje kategorin är intressant för SKB med deras stora krav på täthet i tunnelns närhet, även för långa tidsperspektiv.

Vid diskussionen efterlystes hur man skall sätta sina krav och mål för den störda zonen för att optimera olika bergkonstruktioners funktion. Norbert Krauland (Boliden Mineral) redovisade en uppställning av allmänna funktionskrav, konsekvenser av den störda zonen och erforderlig mätinformation för olika typer av gruvor, enligt:

	Dagbrott/slänter	Rum & Pellar-gruva	Igensättningsgruva
Funktionskrav	Pallgeometri	Bärförmåga	Geometri & Bärförmåga
Konsekvenser av störda zonen	Flackare slänter alternativt Osäkrare brytning	Ökad pelaravsättning = ökad malmförlust	Gråbergsinblandning Ökad skrotning Ökad förstärkning

Erforderlig mätparameter	Geometri & Bärförmåga	Bärförmåga	Geometri & Erforderlig förstärkning
--------------------------	-----------------------	------------	-------------------------------------

Övriga frågor som inte kunde besvaras men som får anses som viktiga att försöka ge svar på i framtiden, för alla inblandade, var *Hur formuleras krav på tunnelytan med hänsyn till framtida funktion? Hur bestäms "tillåten skadezon" med hänsyn till geologi och funktionella krav? Hur ser sambandet skadezon - förstärkningsinsats ut?*

Frågan om de *hydrauliska effekterna* vid tunneldrivning är speciellt intressanta i dagens läge med en gällande vattenlag där kontrollen över grundvattenförhållandena skärpts kombinerat med kravet på miljökonsekvensbeskrivning av planerade projekt. För de senare större tunnelprojekten i tätbebyggelse har också mycket stränga täthetskrav ställts från beställare. För utjämningsmagasinet "Ormen" under de centrala delarna av Stockholm och vägtunneln "Fjellinjen" i Oslo var täthetskraven 2 liter/ minut per 100 meter tunnel. För de två tunnlarne genom Hallandsåsen är kravet 12 liter/minut per 100 meter (m.a.o. 6 liter/minut per 100 meter för respektive tunnel).

Vid diskussionerna framkom att den faktiska betydelsen av den störda zonen vad gäller de hydrologiska effekterna inte är helt klarlagd. Med hydrologisk effekt menas förändringar i vattenflödet kring (och till) en bergkonstruktion i jämförelse med vad det skulle ha varit utan "störning" (sprickviddsändringar och två-fasflöde).

En förekommande uppfattning är att man beräkningsmässigt kan betrakta berget som ett homogent poröst medium och därmed approximera flödet in till bergkonstruktionen med enkla hydrauliska samband med utgångspunkt från ökningen i "effektiv area" på grund av uppsprickningen. Man kan då visa att ökningen av inläckage som följd av den störda zonen är relativt liten. Som exempel nämndes att ökningen i inflöde från en uppskattad skadezon (baserad på redovisade skadeeffekter av olika sprängmedel) för en 7 m² tunnel uppgick till 20% vid oförsiktig sprängning och endast till ca 5% vid försiktig sprängning (Gurit). Motsvarande ökning i inläckage för en 50 m² tunnel var 10% respektive 2.5%. Det framkom dock vid diskussionerna att det finns avvikande uppfattningar om man kan betrakta berget som ett homogent medium och därmed approximera inflödet med utgångspunkt från ökningen i effektiv area. Det hävdades att det är de befintliga strukturerna i berget som styr inflödet och att man då inte kan beskriva och beräkna en ökning i inflödet till följd av den störda zonen enligt ovanstående approximation.

Exempel på uppföljningar av de hydrauliska effekterna vid undermarksbyggande presenterades från försök i Stripa och Äspö. Dessa exempel visade också på problemen med att förstå och förutsäga tunnelaktivitetens inverkan på vattenflödet i berget och till tunneln. I ett tätningsförsök i Stripa, där ett tunnelavsnitt återfylldes med bentonit, observerades ett ökat vattenflöde parallellt med tunneln. I tunnelns närzon (2-3 dm) observerades en ökning i vattenflödet parallellt med tunneln med en faktor 100-1000 gånger (från en låg medelkonduktivitet på ca 10^{-10} m/s till ca 10^{-7} - 10^{-8} m/s). I en zon tre meter ut från tunneln observerades en ökning i vattenflödet parallellt med tunneln med en faktor 10. Nivån på det observerade flödet parallellt med tunneln är dock så låg att det inte medför några praktiska konsekvenser vid konventionellt undermarksarbete. Samtidigt observerade man att det radiella inflödet till tunneln minskade till 1/4 av bergets medelflöde troligen beroende på att spänningsomlagringen i berget, till följd av tunneln, sluter de radiella sprickorna i tunnelns närhet.

Vid ett annat försök i Stripa jämfördes vattenflödet till en bergvolym före och efter det att en ort drevs genom berget. Före drivningen mättes flödet i sex borrhål (5 st i perimetern och 1 st i centrum på den kommande orten med 2.4 meters diameter). Den cirkulära orten drevs sedan 50 meter med skonsam sprängning. Vid mätningarna innan ortdrivningen konstaterades ett inflöde till borrhålen på ca 1 liter/minut varav ca 85% av inflödet uppmättes i en befintlig sprickzon. Efter ortdrivningen uppmättes inflödet till orten till ca 0.1 liter/minut varav allt vatten kom genom den befintliga sprickzonen. *Konsekvensen av att spränga ut den befintliga orten blev alltså att man "tätade" den aktuella bergvolymen.* En trolig orsak till det minskade flödet kan vara att ortdrivningen orsakat ett två-fasflöde (man observerade gas i vattnet) som minskar inflödet. Andra möjliga orsaker som bedömts som mindre troliga i detta fall är effekter av spänningsomlagring och att sprängningen omvandlar sprickfyllning till tät lera.

Kemiska effekter av den störda zonen i form av förändringar i grundvattenkemin, exempelvis på grund av blandning, kan leda till utfällning eller upplösning av mineral. Den kemiska effekten bedömdes dock som oväsentlig i konventionella sammanhang som gruvdrift och tunneldrivning.

3. MÄTNING AV DEN STÖRDA ZONEN

Varför mäter man skadezonen? var en provokativ fråga som inledde diskussionen. Oavsett vilken metod som används så mäter man effekterna av loss hållning för att kontrollera sin process och för att konstatera vad man åstadkommit. Detta, i sin tur, för att testa/verifiera/förkasta den eller de modeller som använts för att förutsäga utbredning och omfattning av den störda zonen.

Det finns idag ett antal metoder för att mäta effekterna av utförd sprängning. De kan indelas i två grupper, en grupp som observerar geometri och beskaffenhet på den frilagda bergytan men som inte ger information om utbredning och omfattning av den eventuella störda zonen i det kvarstående berget (andel kvarstående hålpipor, mängd överberg, profilmätning samt andel skrotat berg). Den andra gruppen mätmetoder indikerar sprickutbredningen inne i berget, mestadels i borrhål borrade från tunneln eller bergrummet (elektrisk och akustisk borrhålsmätning, observation med borrhålskikare eller borrhåls-TV, vibrationsmätning samt kartering av borrhärnor).

Vid sprängskadeförsöket i Äspö användes de mätmetoder som indikerar sprickutbredningen inne i berget, enligt ovan. Resultaten från de olika metoderna var relativt samstämmiga och visade att en kombination av dessa metoder kunde användas för att bestämma utbredning och omfattning på den störda zonen på ett tillfredsställande sätt.

Det är dock funktionskraven på den aktuella anläggningen i kombination med ekonomin som avgör vad och hur man mäter. Med de krav på funktion och ekonomi som ställs på konventionella undermarksanläggningar som gruvor och tunnelbyggen, kommer det troligen att dröja innan de mer sofistikerade metoderna kommer till en bredare användning. Detta dels för att de mer sofistikerade metoderna är dyrare, dels för att de metoder som används idag vid gruvor och tunnelbyggen (hålpipor, profilmätning, andel skrotat berg och överberg) bedöms ge tillräcklig information för produktionen. Det är idag dessutom svårt att omsätta mätresultaten även från de mer sofistikerade metoderna till en kvantifierad konsekvens för anläggningens funktion.

Som en direkt följd av efterlysningen i det föregående stycket av hur man skall sätta sina krav och mål på den störda zonen, efterlystes metoder som direkt eller indirekt kan kvantifiera de skador som påverkar bergrummets funktion, exempelvis stabilitet och bärförmåga.

4. EKONOMISKA ASPEKTER PÅ DEN STÖRDA ZONEN

Att de ekonomiska konsekvenserna av den störda zonen vid de flesta berganläggningar är uppenbara, och i många fall stora, framkom tydligt vid diskussionen. Det är dock inte helt enkelt att specificera extra insatser i form av kostnader, andel av loss hållningen etc. Vid seminariet presenterades dock ett antal beräkningsexempel.

Den ekonomiska potentialen i att skapa en brantare slänt i dagbrottsgruvan i Aitik är mycket stor. En ökning av släntvinkeln med en (1 !) grad runt hela dagbrottet resulterar i 22 miljoner ton mindre gråbergsinblandning ned till 300 meters brytningsdjup och ca 40 miljoner ton mindre gråberg ned till 400 meters brytningsdjup, vilket i pengar betyder en besparing på 20-25 Mkr per grad. Brytningen i Aitik utförs idag med en släntvinkel på 37 grader med ett mål att nå 46 grader.

I rum & pelargruvan i Laisvall medför de sprängningsinducerade skadorna på kvarstående berg att bärförmågan i de kvarstående pelarna minskar vilket medför att antalet pelare måste ökas. Antar man att den störda zonen minskar bärförmågan med 50% i ett intervall av ca 1.5 meter in i de kvarstående pelarna innebär detta att bärförmågan på de 10*10 meters pelarna minskar från 20 MPa till ca 15 MPa och att pelaravsättningen måste ökas från 20% till 27%. För malmkroppen Nadok (i Laisvall) på 10 Mton skulle det innebära en "extra" förlust på 700 000 ton malm i form av "extra" pelaravsättning.

Att direkt redovisa de ekonomiska konsekvenserna av den störda zonen i form av extra skrotning, förstärkning och driftstörningar är mycket svårare. Banverket kalkylerade kostnaderna för den generella förstärkningen vid planeringen av Grödingebanan till ca 10-12% av losshållningskostnaden. Men det verkliga utfallet visar att upp till 35% av losshållningskostnaderna beror på insatser i samband med förstärkningsarbeten. Det bör dock poängteras att förstärkningsinsatsen vid Grödingebanan är en kombination av effekter från tunneldrivningen och det ytliga, dåliga berget (ett ytligt berg är som regel mer uppsprucket än ett djupt liggande berg).

I LKAB:s gruvor har bergförstärkningskostnaden under en fyraårsperiod stigit från ca 1000 kr/ortmeter till ca 3000 kr/ortmeter. Detta beror delvis på att ortarean har ökat från 20 m² till 30 m² under denna period men detta kan inte helt förklara den konstaterade kostnadsökningen. Det finns de inom LKAB som hävdar att huvudskälet till de ökade kostnaderna är att ortdrivningsvolymen har minskats till hälften men att förstärkningsorganisationen bibehållits. Och är det så då hjälper det inte att man försöker att optimera den störda zonen. Ingemar Marklund (LKAB) ansåg att de kan spara ca 1500 kr/ortmeter (20% besparing på bergförstärkning och skrotning/ rensning, 10% besparing på mängden överberg och en 5%-ig besparing på produktionsbörningen) genom en extra insats, till en kostnad i storleksordningen 500 kr/ortmeter (elektroniska sprängkapslar, bättre borrhållningsprecision med bättre borrhållningsaggregat) vilket ger en nettobesparing av 1000 kr/ortmeter.

Hur mycket kan man spara genom att minimera/optimera den störda zonen? var en fråga som ingen kunde ge ett svar på vid seminariet. Vad som diskuterades var om dagens tunnlar är så mycket bättre än de tunnlar som byggdes på 60-talet? Vid en 95 m² tunnel som drivs idag borras det 25% mer borrhål än motsvarande tunnel 1960 (150 borrhål respektive 120 borrhål). På den här punkten gick åsikterna isär, ett flertal av deltagarna hävdade att funktionen hos dagens tunnlar är bättre än hos dem som byggdes på 1960-talet. Vägverket menar dock att de drog på sig ett stort underhållsproblem för "sina" vägskärningar i och med att de övergick till grövre borrhålsdimensioner under 1960-talet. De vägskärningar som sprängdes med de klenare borrhålen står bra än idag utan något större underhåll medan de som sprängdes med de grövre borrhålen kräver ett ständigt underhåll. Detta konstaterande har nu lett till att Vägverket i den nya BYA-92 bl.a. föreskriver en maximal borrhålsdiameter av 51 mm. Stockholms Gatukontor har sedan tidigare föreskrivit maximalt 45 mm borrhål (51 mm för rörladdningar).

Diskussionen visade hur svårt det är att bedöma och redovisa de ekonomiska konsekvenserna av den utförda sprängningen (den störda zonen). Här efterlystes mer forskning och resultat från ett större antal uppföljningar för att öka kunskapen. Det är av största vikt att man, i framtiden, kan presentera en rimlig ekonomisk redovisning av de konsekvenser som är en direkt följd av den aktuella tunneldrivningen. Speciellt som underlag för att motivera föreslagna insatser i form av skonsam sprängning. Vad kan man "vinna" i form av minskad mängd överberg, skrotning, förstärkning, driftstörningar med en skonsam sprängning och hur kan sprängningen varieras för att optimera anläggningens funktion?

Avslutningsvis redovisade Olavi Siira en känslighetsanalys från Aitikgruvan där det framgick att det finns stora risker med att laborera alltför mycket med sprängtekniken. Om sprängningen vid ett sprängförsök av någon anledning går fel med utfall och stora uppröjnings- och återfyllningskostnader så innebär det snabbt stora kostnader. Skulle Aitikgruvan "stå stilla" i tre veckor kostar det 5 Mkr i hantering, 15 Mkr i fasta kostnader och ett produktionsbortfall av ytterligare knappt 20 Mkr, dvs totalt 35-40 Mkr. Slutsatsen blir alltså att alla försök att optimera effekterna från sprängning och tunneldrivning måste vara så välplanerade och välmotiverade att de inte orsakar större problem än de ursprungliga.

5. DRIVNINGSTEKNIK

Vid diskussionerna framkom att det pågår en kontinuerlig forskning och utveckling för att optimera fragmentering, indrift samt skador på kvarstående berg

genom effektivare maskiner, sprängmedel och bättre rutiner och ny tillämpning av befintlig teknik. Detta till trots så kvarstår ett stort antal av de ställda önskemålen som ouppfyllda.

Det grundläggande för all typ av sprängning är att borrarboringen utförs enligt de ställda specifikationerna så att hålen inte avviker oacceptabelt mycket. *"En tunnel eller slänt blir aldrig bättre än den är borrarbörd"*. Skadezonen i det kvarstående berget är starkt beroende av hålriktning och hålavvikelse. Generellt betyder borrarboring av grövre hål att hålen blir rakare men inte nödvändigtvis att skadezonen blir mindre. Utveckling av nya borrarboringar, borrarboringstål och borrarboringaggregat med möjlighet att borrarbörja med valfri håldiameter och datorstyrda riktinstrument för hålsättning i kombination med förbättrad bakrikt har definitivt förbättrat tekniken att borrarbörja rakare och bättre borrarbhål. Ett exempel gavs från Grödingebanan där uppföljningen av tunneldrivningen konstaterade bättre borrarboringprecision med jämnare konturer när den använda "datorriggen" utnyttjades fullt ut än vid "konventionell" borrarboring. Men kvaliteten på borrarboringen är inte bara en teknikfråga; möjlighet till tillfredsställande utsättning samt kompetens och motivation hos personal påverkar också slutresultatet.

På sprängämnessidan har nya sprängmedel och tändsystem utvecklats för att öka säkerhet, effektivitet och flexibilitet. Speciellt nämndes utvecklingen av den elektroniska sprängkapseln för ett exakt detonationsförlopp (minskade vibrationer och möjlighet att styra losshållning och skadezon). Här efterlystes dock mer praktiska fältförsök med den elektroniska sprängkapseln för att få kunskap och erfarenhet hur man bäst använder möjligheten att sätta exakta tidsintervaller vid sprängningen. Övriga önskemål, som framkom vid seminariet, var att få tillgång till sprängmedel med variabel styrka.

Vid diskussionen framfördes viss kritik att den tekniska utvecklingen inte är bättre samordnad. Borrarboringstillverkarna går upp i allt grövre dimensioner medan sprängmedelstillverkarna ligger kvar med gamla dimensioner som inte alltid stämmer med de nya håldimensionerna.

Andra åtgärder som kan vidareutvecklas och införas i framtiden är användande av slitsteknik vid borrarboring (speciellt "tallriksslits" i botten av hålen) för att skapa sprickanvisning och rikta sprängverkan och därigenom styra sprängresultatet och minska laddningskoncentrationen. Resultaten från "Sofia-projektet" i LKAB:s Kirunagruva visade att det går att borrarbörja och spränga långa salvor (upp till 7 meter) på ett tillfredsställande sätt. Drivningen med sju meters salvor gav mindre skador på det kvarstående berget, mest beroende på att antalet bottenladdningar minskade jämfört med konventionella salvor.

Sedan några år tillbaka finns myndighetskrav på att all skrotning av väggar och tak skall utföras på mekaniserad väg. Erfarenheterna visar att en mekaniserad skrotning *alltid* river ned mer berg än den tidigare handhållna skrotningen vilket medfört ökade kostnader. Den allmänna uppfattningen vid seminariet var att skrotningen utförs alltför hårt och att förstärkning ofta utförs utan någon större planering. Det kvarstående berget måste hanteras försiktigare, "skonsam skrotning". Här krävs dock en betydande FoU-insats framöver. Eventuellt kan vattenskrotning (sprutning med högtrycksvatten) vara en användbar metod. Metoden har tidigare testats med mindre lyckade resultat, men kan troligen tillämpas med gott resultat i vissa situationer.

Vad gäller uppgifter om skador på kvarstående berg och den störda zonens utbredning vid fullborrning i hårt kristallint berg, finns få resultat presenterade. Det innebär att det är svårt att argumentera för och emot vad gäller skadezonens utbredning och dess konsekvenser vid jämförelser mellan fullborrning och borrning/sprängning. Som en konsekvens av detta blev en av slutsatserna från seminariet att det är av största vikt att grundläggande forskning och uppföljning inriktas på att studera skadezonens utbredning och konsekvenser vid fullborrning.

Vid drivningen av den kommande tunneln genom Hallandsåsen bedöms förstärkningsinsatsen på vissa avsnitt bli betydande på grund av de rådande förhållandena (dåligt och vattenförande berg). Ett av de tyngre argumenten för entreprenörens val av fullborrningsteknik var bedömningen att fullborrningen inte slår upp läkta och förinjekterade sprickor. Andra argument som medverkat till valet av fullortsteknik var att entreprenören bedömt att fullborrningstekniken erbjuder en industriell produktionsmiljö även för förstärkning samt att tekniken ger hög kvalitet på tunneln med liten förstärkningsinsats.

Vid seminariet redovisades resultat från en jämförande studie mellan två olika drivningstekniker, fräsande drivning (dock inte fullborrning) och borrning/sprängning. Vid ett tunnelprojekt i Sydney, Australien var det av stort intresse att minimera andelen överberg, beroende på kontraktets utformning (beställaren betalade bara för en given mängd losshållet berg). Projektet startades med användande av en s.k. "road-header" men på grund av dålig framdrift i det relativt hårda berget testades borrning/sprängning i vissa avsnitt. De sprängda salvorna drevs med 2 meters salvdjup och borrades med 32 mm helstångsborr med skärkrona. Resultaten från de två teknikerna var förvånansvärt överensstämmande. Vid drivning med fräsning observerades ett medelvärde på mängden överberg till $0.65 \text{ m}^3/\text{meter tunnel}$ (= en faktisk tunnelkontur 5 centimeter utanför den föreskrivna). Att jämföras med det observerade medelvärdet på mängden överberg, vid borrning/sprängning, $0.74 \text{ m}^3/\text{meter tunnel}$ (= en faktisk tunnelkontur 6 centimeter utanför den föreskrivna).

En allmän slutsats vid seminariet var att varje drivningsteknik har sina fördelar (och nackdelar) och att de kompletterar varandra mer än de konkurrerar med varandra. Man fullbörar när det är bäst och borrar/spränger när det är bäst. Men det gäller att titta specifikt på varje projekt och att objektivt värdera olika alternativa lösningar.

Avslutningsvis konstaterades att frågan om att optimera skadorna på kvarstående berg också är en informations- och motivationsfråga. Det finns ofta ett allmänt motstånd bland personalen eller entreprenören att pröva ny teknik och nya rutiner. Man har ofta betalt per kubik eller motsvarande och använder därför den teknik som man vet fungerar. För att bevara sin yrkesstolthet vill inte riskera att skjuta bom och kanske få dåligt rykte i kåren. Alltså kan det bli en konflikt mellan å ena sidan beställarens krav på skonsam sprängning och å andra sidan sprängarens benägenhet att använda beprövade teknik.

En viktig slutsats blev då att personalen under mark skall ha den bästa informationen så att de är införstådda med varför man gör så eller så. Dessutom bör man se över kontraktsformen så att den inte dämpar motivationen utan hellre stimulerar till medverkan vid utveckling av ny teknik.

6. SAMMANFATTNING

Vid seminariet "skadezon vid tunneldrivning" den 28-30 oktober 1992 diskuterades frågan om skadezonens omfattning och utbredning och konsekvenser därav. Seminariet genomfördes enligt följande uppdelning; Definition/ karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning, Hur mäter man skadezonen, Ekonomiska konsekvenser av skadezonen samt Olika tekniker och drivningssystem.

Vid seminariet framkom ett antal behov och önskemål om framtida forskning och utveckling inom området "skadezon vid tunneldrivning". De viktigaste av dessa redovisas nedan i punktform.

- Framtagande av en modell som (bättre än idag) kan beskriva sprängnings- och fragmenteringsförloppet och (grovt) kan förutsäga resultatet. Vi måste bli bättre på att förutsäga och planera vilken skadezon vi får.
- Sprickgenerering; Hur ser sprickorna ut och hur uthålliga är sprickorna som bildas vid sprängning (och vid fullbörning). Fortsatta försök enligt "Vånga-projektet" med större antal salvor och olika sprängmedel. Utöka försöken till

att även omfatta sprängning i flera närliggande borrhål i ett antal täkter med varierande geologi samt att studera bergspänningarnas inverkan på uppsprickningen.

- Insatser för att testa hur generell P-A Perssons och Roger Holmbergs modell för sambandet vibrationshastighet och skadezonens utbredning är. Den bör eventuellt modifieras i vissa fall.
- Vidareutveckla befintliga mätmetoder (ev. utveckla ny teknik) som kan mäta skadezonen och kontrollera de modeller som används för att förutsäga dess omfattning och utbredning.
- Vi måste kunna kvantifiera skadezonen som underlag för kalkyler för att motivera skonsam sprängning eller andra åtgärder för att minimera skadezonen. (kopplat till punkterna ovan)
- Skadezonens betydelse för vatteninläckning. Testa/ verifiera de enkla hydrologiska sambanden med utgångspunkt i ökningen av "effektiv" tunnelarea, för inläckning i isotropt media. Enligt dessa samband ökar en "normal skadezon" måttligt vatteninläckningen till anläggningen.
- Jämförande studier på den inducerande skadezonen vid borrar/sprängning och vid fullbarring. Hur ser skadezonen från en TBM ut.
- Bättre funktionskontroll över sprängningsförloppet.
- Utveckling av borrar-tekniken så att man kan klara större krav på raka hål.
- Fortsatta försök med slitsteknik (speciellt "tallriksslits" i botten av hålen) vid borrar/sprängning.
- Sprängmedel med variabel styrka.
- Ytterligare praktiska fältförsök med tändsystem (elektroniska sprängkapseln) för att styra detonationsförloppet (minska vibrationer och styra utfallet).
- "Skonsam skrotning". Studera effekterna av mekaniserad skrotning och utveckla tekniken så att den minskar förstärkningskostnaderna och inte, som idag, ökar dessa.

- Information/motivation. Det är av yttersta vikt att personalen under mark skall vara väl informerad och motiverad för att minimera sprängskador. Kontraktsformen får inte heller motverka detta syfte.

7. SUMMARY

The seminar "excavation disturbed zone in tunnelling" was held October 28-30 1992. During the seminar the extension of the excavation zone in the remaining rock and its practical and economical consequences was discussed. The seminar was divided into four sessions, namely: Definition of the excavation disturbed zone, Measurement of the excavation disturbed zone, Economical consequences of the excavation disturbed zone and The effects on the Excavation disturbed zone from different tunnelling techniques.

The seminar resulted in a number of requirements and proposals for future research and development projects to be performed in the field of excavation disturbed zone due to tunnelling activities. The most important of these requirements and proposals of future research and development projects were:

- Develop new models (or improve current models) that can describe the blasting- and fragmentation process (better than today) and to predict the results. We must improve the knowledge on how to predict and minimise the disturbed zone.
- Study crack extension and character from blasting (and fullface boring). Continuously perform field-tests according to the "Vånga-project" where blasting were performed and blocks were excavated around the boreholes, cut perpendicular to the hole and sprayed with penetrants in order to measure the crack lengths. The oncoming tests should be performed with a larger number of blast rounds with different explosives and in different geological environments.
- Develop available measuring techniques (maybe develop new techniques) that are currently being used to detect the disturbed zone due to tunneling.
- Determine the influence from the disturbed zone on water conductivity in the vicinity of rock caverns (water leakage).
- Comparative studies of the disturbed zone from tunneling with drill and blast techniques to that from fullface boring.

- Develop drilling techniques so that higher demands on straight boreholes can be fulfilled.
- Continuously perform field-tests with abrasive (water) slot techniques in boreholes (especially radial slots in the bottom of the boreholes) in connection with drill and blast operations, to determine the possibilities to direct the explosive energy and thus minimising the disturbed zone on remaining rock.
- "Careful scaling". Study the effects of mechanised scaling and develop the technique in such a way that the overall costs for reinforcements are reduced.

APPENDIX 1: DELTAGARLISTA

Norbert Krauland	Boliden
Bill Hustrulid	LKAB/ Colorado School of Mines
Ingemar Marklund	LKAB
Olof Eklund	Boliden
Olavi Siira	Boliden
Håkan Stille	KTH
Agne Rustan	LuTH
Finn Ouchterlony	SveDeFo
Bengt Niklasson	SveDeFo
Christer Svemar	SKB (Svensk kärnbränslehantering AB)
Olle Olsson	Conterra AB
Jan Kristiansen	NGI (Norges geotekniska institutt)
Nick Barton	NGI
Roland Pusch	Clay Technology AB
Kai Palmqvist	BERGAB
Ingemar Magnusson	Nitro Nobel AB
Ingvar Bergqvist	Nitro Nobel AB
Björn Åkre	Atlas Copco
Gunnar Nord	SKANSKA
Leif Tollerup	Siab
Gunnar Ekman	Kraftbyggarna Entreprenad AB
Åke Forsgärde	NCC
Gunnar Harryson	NCC
Lars Söderberg	Vattenfall Hydropower
Mats Alestam	Sydkraft
Conny Sjöberg	Nitro Consult
Ragnar Carlson	Nitro Consult
Nils-Erik Bruce	Stockholms Gatukontor
Åke Hansson	Banverket
S-O Båvik	Vägverket
Öivind Toverud	SKI
Tomas Franzén	BeFo

Per Andersson

BeFo

APPENDIX 2: REFERAT AV SESSIONERNA

Session 1. Definition/ Karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning

Diskussionsledare: Tomas Franzén.

Erfarenheter av skadezonen, i samband med undermarksarbeten. (Bill Hustrulid):

Mitt namn är Bill Hustrulid och jag kommer egentligen från Colorado School of Mines men har varit vid LKAB i Kiruna januari till juni 1992 och har studerat ortdrivningskostnaderna som har stigit de senaste åren.....

*Bill Hustrulids föredrag presenteras i den följande artikeln **The "Practical" Blast Damage Zone in Drift Driving at the Kiruna Mine** (se Appendix 3).*

Presentation av modell för karakterisering och kvantifiering av skadezonen i samband med bergarbeten (Roland Pusch):

Jag kommer att hålla mig till en del fundamentala erfarenheter från fältförsök i Stripa.

I Stripaprojektet gjordes försök att bestämma hur högkompakterad bentonit fungerar som återfyllning i ett slutförvar för använt kärnbränsle. Ett slutförvar av använt kärnbränsle skall ha en effektiv isolering av kapslarna med det radioaktiva avfallet samt en återfyllning av deponeringshål och angränsande tunnlar som, i princip, skall vara tätare än vad bergets medelkonduktivitet är.

Vid detta specifika projekt simulerades värmeproduktionen, samt diverse termomekaniska och fysikalisk-kemiska processer, ifrån kapslar med högaktivt radioaktivt avfall. Vid projektarbetet användes sex stycken kapslar (utan radioaktivt material) i hål som var kärnborrade ner till ungefär 3 meters djup. Den aktuella orten återfylldes på konventionellt sätt, lagervis som man brukar göra i väg- och dammbyggnadssammanhang med vibroplatta, med en blandning av bentonit och sand. I den understa 2/3 av orten så var det ungefär 90 procent ballastmaterial och 10 procent bentonit och i den översta tredjedelen så sprutade vi in en blandning av 20 procent bentonit och 80 procent ballastmaterial vilket medförde att densiteten då blev olika. Detta har senare lett till att man måste söka sig fram till andra vägar för att effektivt täta överdelen i den återfyllda orten.

Efter återfyllningen mätte vi förändringar bl.a. med ett stort antal porttrycksmätare som satt i det ytliga berget och inne i fyllningen. Vi hade totaltrycksmätare så att vi kunde separera effektivtrycket, alltså svällningstrycket, från totaltrycket.

Och vi hade förväntat oss - och det här är då nyckeln till alltsammans - att när vattenupptagningen i återfyllningen hade gått tillräckligt långt skulle vattentryck byggas upp i gränsytan mellan berget och återfyllningen. Detta för att vattentrycket på bara några få meters avstånd var ungefär 1 1/2 MPa, alltså 150 meter vattenpelare. Men här kom den stora överraskningen: det uppmätta vattentrycket i omgivningen av backfillen, tre år efter återfyllningen, med en vattenmättnadsgrad på i alla fall minst 85 procent (dvs höggradig vattenmättnad) översteg inte 10 kPa, vilket motsvarar ett tryck från en meters vattenpelare. Man kunde dock se att det fanns en gradient, det fanns en tryckskillnad från inre och yttre delen. Samtidigt observerades också att det transporterades mer vatten i tunneln och att det kom fram vid ytterändan utanför den tillslutande väggen.

Dessa resultat ledde oss till att förstå att här måste vi ha ändrat bergets konduktivitet, vi måste alltså ha förhöjt konduktiviteten hos berget ganska avsevärt så att det vatten som borde ha fyllt upp sprickorna och byggt upp ett tryck istället transporterades i axiell led utåt förbi den tillslutande gaveln. Dessa resultat var också incitament till ett av de sista större projekten som utfördes i Stripa för att kunna kvantifiera konduktiviteten hos den störda zonen.

Det arrangemang som vi använde oss av för att mäta det här var följande: Gallerier med ett mycket stort antal borrhål (76 stycken, 76 mm) borrades runt inre och yttre änden av den aktuella tunneln med 20 centimeters avstånd vid tunnelväggen och cirka 95 cm vid borrhålens ytterändor. Det var alltså en ganska tät borrhållning och det var två verkliga skärmar vi åstadkom. Genom att trycksätta inre galleriet och mäta tryck och flöde utmed tunneln, kunde vi mäta hur mycket vatten som verkligen strömmade förbi. Inne i tunneln placerades en vattenfylld gummiblåsa på 100 m³ omgiven med bentonitslurry som låg runtomkring för att hindra vatten att strömma in i orten, eftersom det hade gjort försöket meningslöst.

Slutsatserna vid detta försök var följande; vi fann att vattenflödet genom närfältet i tunnelns närmaste omgivning kunde beskrivas med hjälp av en teoretisk modell där man betraktar berget som ett poröst medium. Det här är någonting som vi diskuterat väldigt mycket om man verkligen kan beskriva berg som ett ekvivalent poröst medium eller om man måste ta hänsyn till alla diskreta sprickor. Erfarenheterna från våra försök i Stripa visar dock att man kan ha den ganska enkla bilden av berget som ett poröst medium om det är tillräckligt stora bergvolymer.

Andra slutsatser från flödesmätningarna var att det vatten som strömmade närmast tunnelperiferin strömmade genom det omgivande berget väsentligen i axiell led, längs med tunneln. Det var en ökning från den ursprungliga medelkondukti-

viteten hos berget (som var bestämt i en tidigare serie experiment gjort av Lawrence Laboratory i USA). Då kunde vi dra slutsatsen att den mest ytliga zonen hade en hydraulisk konduktivitet av cirka 10^{-7} - 10^{-8} m/s vilket är en ökning med 100 till 1000 ggr den initiella konduktiviteten. Den initiella konduktiviteten, i Stripa-graniten, är av storleksordningen 10^{-10} till $5 \cdot 10^{-11}$ m/s, vilket är representativt för ett väldigt tätt berg.

Vi kom fram till slutsatsen att upp till ett avstånd av ungefär 3 meter från tunneln (dvs utanför den sprängstörda zonen med den kraftigt förhöjda konduktiviteten) kunde vi påvisa en ökning av den axiella konduktiviteten motsvarande 10 gånger den jungfruliga konduktiviteten hos berget. I radiell led kunde vi konstatera en minskning av konduktiviteten till en fjärdedel, vilket är logiskt därför att ett hålrum ger en tendens hos bergmassan att röra sig mot hålrummet med en minskning av vissa sprickor. De radiellt orienterade sprickorna tenderar att slutas och det bör leda till en minskad konduktivitet medan däremot sprickor som är mer eller mindre parallella med tunneln, de bör tendera att öka och därmed öka den axiella konduktiviteten. Det där var alltså huvudkonklusionerna och när jag då säger att den axiella konduktiviteten hos den sprängstörda zonen är 100 eller 1000 gånger större än medelkonduktiviteten, så är det ett medelvärde räknat på en teoretisk vidd av en meter ifrån periferin. I praktiken får man naturligtvis se det så att sprängstörningen var störst i tunnelgolvet, och där kanske den nådde ner till 1.5 meter medan motsvarande störning utmed väggar och tak kan ha varit betydligt mindre.

I borrhörarna från spränghålen kunde vi, efter sprängning, observera radiella sprickor som gick ut i berget. Vid efterföljande kärnbörningar kunde utsträckningen på dessa sprickor bestämmas till 2-3 dm. Vid bottenladdningen så hade vi, av naturliga skäl, en mer omfattande uppsprickning. Och här kan man då se om man gör en uppskattning på den hydrauliska aperturen (vidden på sprickorna) och "antaga" att störningen från bottenladdningen ger en högre konduktivitet, att det blir en störningseffekt, runt tunneln, som förklarar varför vi konstaterade den där 100 till 1000 ggr högre axiella konduktiviteten. Så det kan alltså vara det allra ytligaste berget (närmast tunneln), 2-3 dm, som sprängskadas och som är ansvarigt för den här väsentligt förhöjda axiella konduktiviteten. Vi genomförde ett stort antal kärnbörningar i Stripa ifrån tunnelväggar, tunnelgolv och tunneltak där vi kunde observera genererade sprickor. Vi kunde påvisa att det ackumulerade antalet sprickor ifrån fria ytan, tunnelperiferin, i medeltal var 3-5 sprickor på de första tre decimetrarna. Det var alltså 5-10 cm mellan sprickor orsakade av sprängningen för att vid längre avstånd från tunneln uppnå det regelbundna antal sprickor som är karakteristiskt för Stripa-granit i allmänhet.

En viktig slutsats är att tunnelriktningen till stor del påverkar hur utbredningen av den störda zonen blir (en gammal sanning). Vi kunde observera att en orientering av tunneln parallellt med någon av huvudsprickgrupperna gav den starkaste effekten både genom sprängning och genom spänningsomlagring.

Vid en normal tunnelprofil så får man alltså en sprängstörd zon som sträcker sig några få decimeter från periferin och den kan i bästa fall kanske ge upphov till en väldigt liten praktiskt betydelsefull störning i tak och väggar men den är svår att komma ifrån i golvet. Skadezonen till följd av sprängningen sträcker sig som sagt var några få decimeter från periferin och utanför den har man då en spänningspåverkad zon där sprickor som från början inte har någon högre grad av samverkan de kan aktiveras och orsaka en förhöjd axiell konduktivitet kring tunneln.

Om man spränger utan försiktig sprängning så får man en skadezon som går en ganska bra bit ut så att den färdiga tunnelprofilen inte överensstämmer med den planerade profilen. Om man använder sig av försiktig sprängning så får man också en viss störning, men den kan man, enligt Reijo Riekkolas (Finland) sammanställning från Stripa, minimeras till ett par tre decimeter.

Erfarenheter av skadezonen, i gruvbranschen. (Norbert Krauland):

Som bergmekaniker i Boliden har jag kommit i kontakt också med sprängskadeproblemet. Och jag tänker redovisa mina funderingar kring sprängskador i allmänhet. Jag tänkte redovisa tre tillämpade exempel, nämligen; sprängskador i dagbrott (Aitik), sprängskador vid rum- och pelarbrytning (Laisvall) och sprängskador vid igensättningsbrytning (Kristineberg). När jag fick inbjudan att prata här så började jag fundera vad sprängskador egentligen är ur praktisk driftsynpunkt. Det finns massor av sprängstörningar men alla är inte skadliga. När vi diskuterar skador som har en negativ påverkan, tekniskt eller ekonomiskt måste vi också kunna specificera vilka sprängskador vi accepterar. Vilken påverkan har sprängskadorna på funktionen, och vad tolererar vi. Efter de exempel jag tänker redovisa har jag tänkt prata lite grand om hur vi mäter sprängskador.

I dagbrottet i Aitik har släntstabilitetsutredningar visat att i liggväggen kan en släntvinkel av 46 grader praktiskt uppnås förutsatt att vi åstadkommer en viss pallgeometri med en tillräckligt bred pall så att pallen får en fångstfunktion och skyddar mot nedfallande sten från ovanförliggande pallar. Kravet på pallgeometri för att pallen skall fungera som fångsthylla är att pallen är bredare än 11 meter. I Aitik har vi vidare en foliation i liggväggen som stupar med 68 grader och som har en benägenhet att orsaka utfall vilket då reducerar bredden på pallen. Vi använder dubbelpallar i Aitik på tillsammans 30 meter i höjd. Vid 46

graders lutning ger det en teoretiskt maximal pallbredd på 29 meter, men eftersom borrhningen utförs i två separata pallar lämnas ett avstånd på 5.5 meter vilket ger en praktisk pallbredd av 23.5 meter vilket gott och väl uppfyller den erforderliga pallgeometrin. Det motsvarar här en vinkel av 59 grader.

Vid borrhning och sprängning uppstår sprängskador, dels i vertikal riktning vilket är sådant som har diskuterats i mycket begränsad utsträckning hittills och dels i horisontell riktning. I praktiken är det pallkanten som är av stort intresse för oss, speciellt då för att kunna bibehålla bredden på pallen. Vi får då en överlappning av både horisontella och vertikala skador i vissa partier. Hur ser då verkligheten ut. Ja, vi får ett ganska varierande mönster. I vissa fall har vi ett stort antal synliga borrhpipor kvar efter sprängning med få utfall av pallkanten och den erforderliga pallgeometrin uppnås. I andra fall kan det vara så att vi får en kombination av sprängskador och utglidning efter foliationsplan vilket gör att vi inte uppnår de erforderliga 11 metrarna. Även i de senare fallen kan vi ha ett stort antal synliga borrhpipor kvar efter sprängning.

Det finns ett bra exempel på effekter av dessa sprängskador när vi i en pall i Aitik sprängde ut en slits, 30 meter hög, 15 meter bred och 40 meter lång, där vi placerade en krosstation. Slitsen sprängdes väldigt försiktigt men orsakade ändå stora utfall. De stora utfallen orsakades av sprängskador i kombination med utglidning av berget efter de befintliga foliationsplanen.

Och vad är nu i det här exemplet acceptabel skada. Vilka krav skall vi egentligen ställa? Vi kan acceptera stora sprängskador på berget, det har vi säkert där också. Kravet är dock att hållfastheten i det söndersprängda berget räcker till för att hålla upp pallen. Högre hållfasthet behöver vi inte ha kvar i berget vid dagbrottsbrytning. Det bör dock här understrykas vilken ekonomisk potential det ligger i en förändrad släntvinkel i Aitik-gruvan. Varje grad som slänten kan göras brantare innebär en besparing av ungefär 7 miljoner kronor per år.

Nu övergår vi till ett exempel från rum- och pelarbrytning i Laisvall. I Kautsky-malmen har vi brutit ut ett område och konstaterade, efter utförda bergspänningsmätningar, att alla kvarstående pelare uppvisade någon form av uppsprickning. Mätningarna uppvisade dock tämligen jämnt fördelade spänningar vilket tyder på måttliga skador. Hur ser en slätsprängd pelare ut där vi har lagt ner mycket möda på att spränga den försiktigt? Bergspänningsmätningar i sådana pelare visar att vi generellt får relativt högre spänningstoppar väldigt nära pelarnas yta. I ett antal pelare indikerades dock starkt fallande spänningar vid ena sidan vilket indikerar att vi här har ett berg i krosstadium och att vi har kraftigt nedsatt bärförmåga. Det är mycket troligt att berget här är belastat till sin bärförmåga.

Jag har försökt att analysera vad detta får för konsekvenser. Om vi antar att vi får en sprängskadezon på 1.5 meter och antar att bärförmågan är reducerad med 50 procent inom sprängskadezonen så skulle det innebära att den genomsnittliga bärförmågan hos pelaren reduceras från 20 till 15 MPa, och att vi måste öka pelaravsättningen från 20 till 27 procent för att uppnå samma bärförmåga. En normal, oskadad pelare i Laisvall med dimensionen 10x10 meter har en bärförmåga av 20 MPa. Skulle vi gå ner till 6x6 meter pelare, då blir effekten ännu mer påtaglig. Vi hamnar då på 32 procent pelaravsättning med en genomsnittlig bärförmåga av 12.5 MPa per pelare. För malmkroppen Nadok som innehåller 10 miljoner ton malm innebär det en ökning av pelaravsättningen från 2 till 3.2 miljoner ton, dvs vi skulle ha en extra förlust av 1.2 miljoner ton malm, till följd av de uppkomna sprängskadorna.

I igensättningsgruvan i Kristineberg karterade vi förhållandena i bergrummen när vi hade problem. Problemen yttrar sig genom att vi inte har kontroll på bergrummets geometri och stabilitet och är en kombination av sprängskador och högt bergtryck. Den kompakta malmen är en zon, genomsatt av klorit som ligger i kontakten mellan malm och hängvägg. Kloritzonen har en väldigt låg hållfasthet och en kraftig sprängning här leder till att vi får högt utfall högt upp i taket som i vissa fall har utvecklats till stora ras. Det alltså oerhört viktigt att man behandlar berget skonsamt.

Kravet vi har på stabilitet i bergrummen kombinerat med kravet att följa malmgränserna för att undvika gråbergsinblandning gör att vi kan få ett begrepp om vilka sprängskador vi kan tolerera. Jämfört med ett "vanligt" igensättningsrum där bergtrycket inte är så högt (och vi har bättre berg än Kristineberg) med en "normal" bergförstärkning i storleksordningen på en bult per 5 m² leder en oförsiktig normal produktionssprängning, i Kristineberg, till att vi måste öka bergförstärkningarna till cirka en bult per 2 m². I Kristineberg måste vi alltså öka bergförstärkningsinsatsen plus skrotningen vilket leder till minskad produktion.

Men fortfarande måste vi också ställa kravet mot möjligheterna. Vi skall inte spränga så skonsamt att vi inte får några sprickor alls. I följande (nedanstående) figur har jag försökt att sammanfatta kopplingen mellan allmänna funktionskrav och konsekvenserna av den störda zonen, för de tre olika typfallen av gruvor, enligt:

	Dagbrott/slänter	Rum & Pelargruva	Igensättningsgruva
Funktionskrav	Pallgeometri	Bärförmåga	Geometri & Bärförmåga

Konsekvenser av störda zonen	Flackare slänter alternativt Osäkrare brytning	Ökad pelaravsättning = ökad malmförlust	Gråbergsinblandning Ökad skrotning Ökad förstärkning
Erforderlig mätparameter	Geometri & Bärförmåga	Bärförmåga	Geometri & Erforderlig förstärkning

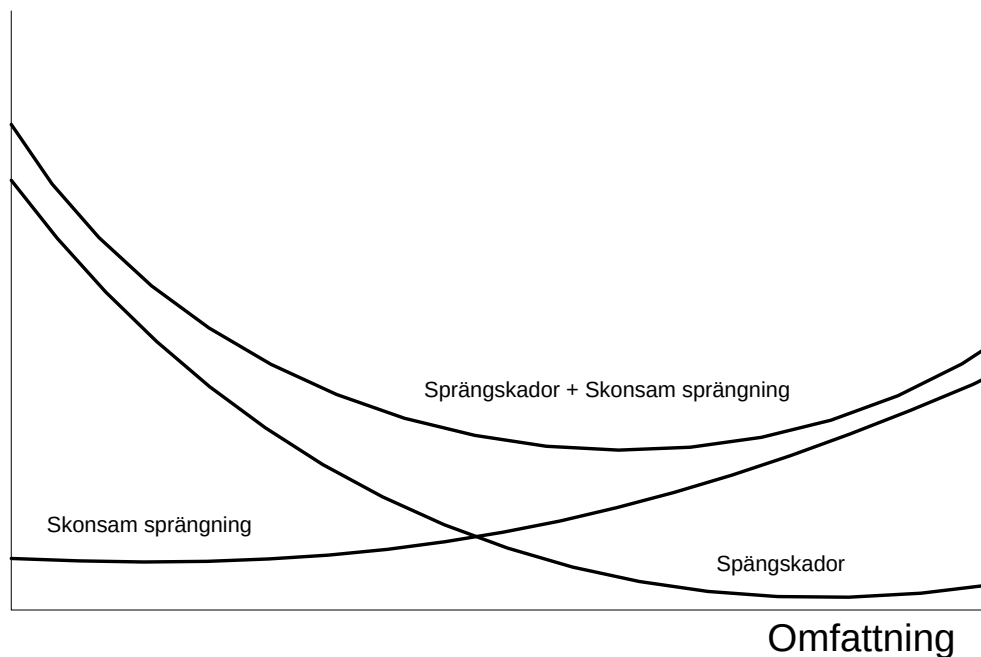
I fallet med dagbrottsbrytning är funktionskravet kopplat mot pallgeometrin där vi egentligen har stora toleranser för sprängskador men det finns gränser. I fallet med pelare är det inte så mycket geometrin som är viktig, det är bärförmågan, alltså nedsättning av bärförmågan som är viktig. Och vid igensättningsbrytning är det både geometrin och bärförmågan som är viktiga.

Konsekvenserna av sprängskadorna är enligt följande; I fallet med dagbrottsbrytning får vi välja mellan flackare slänter och osäker brytning. Vi kan åstadkomma samma släntvinkel men då förlorar vi fångstfunktionen. I fallet med rum & pelarbrytning leder de orsakade skadorna till högre pelaravsättning och till en ökad malmförlust. Och i fallet igensättningsbrytning får vi generellt ökad gråbergsinblandning och ökad arbetsinsats efter sprängningen (skrotning och sprängning).

Vad skall vi då egentligen mäta för att ställa sprängskadorna i relation till funktionskraven? Målet bör ju vara att mäta hur mycket vi, genom vår brytningsteknik, inkräktar på bergrummets funktion. I dagbrottet skall vi i första hand mäta geometrin: *Uppnår vi den önskade geometrin eller inte*. En sekundär fråga är vilken bärförmåga skall vi ha kvar i det kvarstående berget. I gruvor med rum & pelare borde vi mäta bärförmågan och inte uppsprickning. Och i igensättningsgruvan är geometrin och de erforderliga bergförstärkningarna ett rimligt mått.

Jag menar vidare att vi inte skall driva insatsen för skonsam sprängning in absurdum. Vi skall spränga så försiktigt att vi fyller kraven och inte mera. Ju större insats vi gör genom skonsam sprängning desto mindre blir sprängskadorna, samtidigt som totalkostnaderna för arbetet ökar, se nedanstående figur. Det gäller att balansera den här processen (sprängskador kontra omfattning av skonsam sprängning) så att det ekonomiska utfallet blir optimalt. Och då måste man alltså räkna in de kostnader för sprängskador, de kostnader som varje specifik tillämpning medför.

Kostnad



Jag tänker avsluta mitt inlägg med att kommentera något om mätningen av sprängskador. När vi mäter sprängskador utgår vi från skadekriteriet från SveDeFo. Vi sätter laddningskoncentrationen i relation till vibrationshastighet och sprängskadezonens utsträckning. Vad vi inte mäter är sprängskadans intensitet. Skadekriteriet från SveDeFo är inte heller relaterat till bergartstyp eller till hur höga bergsspänningarna är. Det är alldeles uppenbart att ju högre belastningen på t.ex. en pelare är, desto större skador kan man åstadkomma med en given laddning. Sedan kan vi mäta skadorna på det kvarstående berget till följd av sprängningen med ett antal metoder, som vi alla känner:

- kvarstående hålpipor
- borrhålsinspektion/ inspektion av borrhärna
 - ökning sprickfrekvens
 - spricköppenhet
- indirekta metoder - förändringar i bergmassan
 - georadar
 - seismik
 - transmissivitet

De syftar till att vi mäter förändringarna i berget. Men när vi mäter förändringar, exempelvis hur många fler sprickor har vi, så vill vi ju egentligen sedan göra en stabilitetsberäkning (eg. räkna ut vad hur mycket hållfastheten hos berget har minskat). Räcker bärförmågan i det kvarstående berget exempelvis till att hålla

upp pallen eller inte. Resultaten från våra mätningar är alltså inget mått på stabilitet och det är egentligen det vi behöver. Så jag ställer frågan, hur skall vi egentligen mäta i relation till funktionskraven.

Vid dagbrottsgruvan i Aitik har vi mätt bakåtbrytningen för detta ändamål. Vi har alltså mätt hur långt in från borrhålet som berget står upp efter sprängning och skrotning. Innan vi mäter har vi skrotat med grävmaskinen så gott vi kunde. Det kvarstående berget som vi inte kan krasa bort, det motsvarar just kravet att bärförmågan i det kvarstående berget skall hålla upp den aktuella pallen. Det är alltså ett direkt och konkret mått på stabilitet.

Diskussion: Definition/ Karaktärisering av skadezon vid tunneldrivning

Tomas Franzén: Efter de här föredragen skall vi försöka ägna en stund åt definitionsfrågan. Jag tänker delvis på själva sprickbegreppet som sådant. Vad är de här skadezonerna för någonting? Det är naturligtvis två komponenter, dels är det nya sprickor och dels är det en vidgning av gamla sprickor. Nya sprickor i intakt berg, hur långt sträcker de sig?

Finn Ouchterlony: Jag skulle vilja säga en sak om "vår" sprängskademodell: det finns visst möjligheter att ta hänsyn till olika typer av bergarter samt skadans intensitet, men den tar inte hänsyn till bergspänningarna i det befintliga berget.

Roland Pusch: Jag tillhör dem som har varit i fejd med arkitekter och byggnadsstyrelsen, därför att när arkitekter ritar hus som skall vara grundlagda på sprängt berg, ritar de sina teoretiska sektioner och så ser det aldrig ut. Spränger man försiktigt finns det ändå ingen likhet mellan den färdiga profilen och hur arkitekten har ritat den. Det beror naturligtvis på bergartsvariationer och dylikt men framför allt beror det, som jag ser det, på bergets struktur, dvs huvudsprickriktningarna, frekvensen av sprickor och uthålligheten och arten av sprickor. Det är fundamentalt! Och när Norbert säger att han även vid försiktig sprängning ser borrhålen i branten. Men där uppe i fria hörnet hittar han ingenting. Där var vi utan. Han indikerar dock foliation i berget på något ställe. Är det någon typ av grundstruktur som berget har? Både vid planering av sprängning och planering av hur profilen skall se ut måste det vara det mest fundamentala. Detta är ju också grunden för att kunna räkna hyggligt på berg. Att försöka göra en så riktig modell som möjligt av huvudspricksystemen. Jag återkommer om detta.

Finn Ouchterlony: Du sade själv Roland, när det gällde de här modellerna i Stripa, att det var en skalfråga. Det är också en fråga om skalan mellan de befintliga strukturerna och den konstruktion som blev skadad. Är det riktigt?

Roland Pusch: Alldeles riktigt. Vi hade en uppfattning från just de här Stripa-undersökningarna att vi från konturhålen har en eller ett fåtal sprickor som är ut hålliga och kan vara några decimeter i utsträckning. Sedan är det ytterligare några sprickor som ser ut att finnas, men de har då inte en särskilt djup inträngning. Vid besöket på SveDeFo var det intressant att se plattorna från Vånga-projektet, där det såg ut ungefär så här med en något radiellt orienterad spricka som var plan och hade ungefär motsvarande utsträckning. Sprickstatistik från Stripa och många andra ställen indikerar det att det är ett litet antal sprickor som verkligen har någon utsträckning i sitt eget plan och som formar vad vi kallar för den "4:e ordningens sprickor". De är 2-7 meter och har en hygglig uthållighet. Det är de sprickorna som enligt min mening svarar för det jungfruliga bergets konduktivitet. Där de skär varandra får vi en kanalbildning med vattenströmning som gör att om vi tittar på en exponerad yta i berget på 25-50 m², är det inte bara en kanal som är riktigt vattenförande.

Tomas Franzén: Den här bilden förutsätter egentligen att du har ett homogent isotropt förhållande, vilket till viss del motsäger ditt tidigare resonemang, att berget som regel innehåller strukturer med någon huvudriktning som är avgörande för vattenflödet.

Roland Pusch: Det här är bara ett isotropt berg, som naturligtvis i praktiken är varierande, dvs du har ofta en utpräglad utbildning av sprickor i något led. Det är kanske skjuvsprickor eller tensionssprickor som har mindre frekvens och mindre utsträckning. Men lika förbaskat har den här grundstrukturen hos berget en avgörande betydelse för hur det beter sig och hur det reagerar på sprängning.

Håkan Stille: Bill Hustrulid pratade om när berget sprack upp och visade en annan föreslagen modell där krossning skedde vid 15 meter/sekund och radiella sprickor uppstod vid 3,2 meter/sekund och individuella sprickor uppstod vid 1,5 meter/sekund. Jag undrar var de siffrorna kommer ifrån. Min andra fråga hänger samman med bergtrycket. Man har ju i LKAB stora tryck på djupet och undrar hur den här uppsprickningen påverkas av spänningarna.

En fråga som jag har till Norbert är de här pelarna och spänningarna i dem. På ena sidan hade du höga spänningar, på andra sidan hade du låga vilket tolkades som effekter av sprängskador. Varför har man bara sprängskador på den ena sidan och inte på den andra?

Den andra frågan till Norbert är: Du visade att bergförstärkningen skulle kunna minska med hälften om man sprängde försiktigt. Var kommer de siffrorna ifrån?

Bill Hustrulid: Det är ryssarna som har tagit fram siffrorna på krossning, radiella sprickor och inducerade sprickor när de har studerat borrhärnor. De har använt TNT eller något sfäriskt sprängämne. Inducerad sprickbildning är enstaka uppsprickningar medan radiella sprickor är sammanhängande sprickor.

Per Andersson: Jag har en fråga till dig, Bill. Om man tittar på ditt material från dina försök i Kiruna så har du inte ändrat sprängmedel eller något övrigt i borrhålen i sulan. Ändå tycker jag att de största variationerna i andelen överberg ligger i sulan.

Bill Hustrulid: Ja så är det. Nu är det så att orienteringen (stickningen) för hålen i sulan har varierat mycket (kanske från 16 grader till -2 grader) mellan de olika salvorna. Effekterna av de varierande stickningarna i sulan har jag inte analyserat än men kan troligen förklara den varierande mängden överberg i sulan.

Ingemar Marklund: En tillvägagångssätt för att få en uppfattning om den praktiska skadan, som jag tycker är mycket bra, är genom att studera hur mycket man skrotar ner. Att rent fysiskt titta på hur mycket man skrotar, förutsatt att man skrotar på samma sätt. Sedan är nog den där punkten för skadezonskriteriet på 15 meter/sekund i svängningshastighet, som i och för sig är teoretiskt framräknad, ganska riktig.

Bengt Niklasson: Jag har en synpunkt på den uppkrossning av 30 cm som presenterats. Det innebär i praktiken att man aldrig skulle få den öppningen att fungera med en så stor uppkrossning kring hålet, och då rör det sig ändå om de första inspända hålen.

Ingemar Marklund: Ja. När vi pratar om uppkrossning skall man definiera ordet. Det är alltså inte sådant som trillar ned av sig själv utan det är när man går på med ett kraftigt hydrauliskt spett. Så det är inte samma som vid öppningen. När vi pratar om praktisk erfarenhet, vad är det för någonting som kostar pengar? Jo, det är när vi håller på att knacka lös och sedan förstärker. Det gör vi i det här fallet och det är den jämförelsen som är intressant.

Tomas Franzén: Den skall vi komma tillbaka till lite senare. Någon som har några mer inspel på definitionsfrågan.

Norbert Krauland: Jag har en kommentar till Rolands inspel om strukturerna och deras betydelse. I min verksamhet har jag haft möjlighet att arbeta på stora djup. Min erfarenhet är att ju högre spänningarna är desto mindre påverkar sprängskadorna hållfastheten. Vid höga spänningar får man ofta snygga valv. Vi kan se i pelare att brottytor många gånger genereras i spetsig vinkel (10-15 gra-

der) till existerande sprickor och då har strukturen ingen inverkan på brottytorna. Det är därför mycket viktigt att, när man diskuterar samband mellan skador och strukturer, specificera spänningstillståndet.

Olle Olsson: Konventionellt sett används kriteriet med vibrationshastigheten för att bedöma om det skall bli en sprängskada eller ej. Jag förstår inte varför man inte räknar om det till spänning. Vi har ju en seismisk våg, och känner man E-modulen kan man räkna ut spänningen. Då tycker jag att man borde få ett mera fysikaliskt mått för vad det innebär i relation till brottkriteriet.

Finn Ouchterlony: Jag har en fundering här. Även om jag använder det här kriteriet är jag inte alls övertygad om att svängningshastigheten står i relation till spänning och det som alltså skadar berget. Men det är ett praktiskt, empiriskt samband som vi använder, därför att vi får hyfsade resultat med det. Jag har försökt formulera det så här, att det huvudsakliga skälet att mäta med det är att det är praktiskt. Det är lätt att mäta, det är alltså relaterat till den belastning man utsätter berget för. Sedan finns det stor erfarenhet att tolka resultaten. Det finns alltså fysikaliska skäl till varför man har använt svängningshastigheten, partikelhastigheten som ett skademått och det går tillbaka till endimensionell stötpunkts-teori. Allmänt är töjningen i ett material generellt lika med partikelhastigheten dividerat med ljudhastigheten i materialet. Sedan får man fram den spänning som vi har genererat i tryck- eller dragvågen enligt de framtagna sambanden. Vi vet då att spänning/belastning orsakar brott och skada i materialet. Men om vi går över till tre dimensioner finns inte längre detta samband mellan spänning och svängningshastighet. Rent fysikaliskt är det alltså inte jämförbara storheter. Spänning är en tensor av andra ordningen och partikelhastigheten i en vektor är en storhet. Det är alltså det som är det grundläggande problemet. Med det finns ett tillfälle när vi fortfarande har endimensionella förhållanden i en tredimensionell situation. Det är i själva vågfronten, där impulsslagen ger en proportionalitet mellan partikelhastighet och spänning över fronten. Vi har tidigare gjort mätningar, t ex i block, där vi både har mätt töjningar och partikelhastighet med relevanta resultat i vågfronten. Men sedan efter det har vi alltså inget generell samband mellan töjningen/spänning å ena sidan och partikelhastighet å den andra.

Tomas Franzén: Bekräftar det då om man nu tar de rekommenderade kriterierna för skada i granit på 700-800 mm/s. Kan det bekräftas genom det här resonemanget?

Finn Ouchterlony: Ja i fallet Stripa räknade vi på detta och kom fram till ett skadezonskriterium på mellan 700-900 mm per sekund, med de förhållanden som gällde där (ljudhastighet, densitet och en uppskattning av draghållfastheten). Det befintliga (men begränsade) experimentella materialet

verifierar också på ett rimligt sätt en sådan här ingenjörsmässig formel. Men det är alltså en praktisk eller ingenjörsmässig metod som har svagheter i kopplingen bakåt i teori. Exempelvis så tar formeln inte hänsyn till de befintliga bergspänningarna.

Roland Pusch: Jag vill ändå hävda att utifrån vad vi sett, löser man i de flesta förekommande fallen, ut rörelser efter befintliga sprickplan, vilket medför att det är de befintliga strukturerna som är styrande.

Kai Palmqvist: Jag tänkte belysa en annan aspekt på den störda zonen, nämligen den skada man kan åstadkomma i en förinjekterad tunnel. I det fall man har en tunnel eller ett bergrum som förinjekterats till följd av täthetskrav får man mycket allvarliga konsekvenser med omfattande och kostsamma efterinjekteringar om den orsakade störda zonen sträcker sig längre ut än den konstruerade tätskärmen. Vi har här sett ett antal fall där det har varit sprängskador från själva salvan och inte från konturraden som medfört att man sprängt sönder den befintliga tätskärmen med påföljande inläckage.

Agne Rustan: Vad jag saknar i det av SveDeFo framtagna sambandet mellan svängningshastighet, laddningsmängd och skadezonens utbredning är att effekterna av hålens inspänning inte är med. Vi vet av erfarenhet att just hålens inspänning har stor effekt på fragmentering och skador på kvarstående berg.

Norbert Krauland: Avslutningsvis vill jag påstå att sprängpåverkan inte behöver vara skadlig, den kan vara eftersökt och positiv. Exempel på detta är i situationer med höga bergtryck där man med spänningsomlagring (avlastningssprängningar) omfördelar bergspänningar till ett ur stabilitetssynpunkt mindre kritiskt område i bergmassan. Ett annat exempel på positiv effekt av sprängning är då "den störda zonen" medverkar till att dränera slänter och vägskräningar.

Session 2. Hur mäter man skadezonen

Diskussionsledare: Per Andersson.

Per Andersson: När vi planerade det här diskussionsseminariet hade vi svårigheter att försöka definiera och hitta avgränsningar för de olika sessionerna. Redan vid den föregående sessionen märkte vi att vi var inne lite grand på hur man mäter skadezon och vilka ekonomiska konsekvenser det får. Det ligger ju i sakens natur och det är alltid en svårighet att försöka avgränsa detta komplexa och omfattande ämne. Men vi har ändå försökt och tänker under resten av det här seminariet att försöka hålla sessionerna någorlunda strikt till de planerade

avgränsningarna av ämnet. Nu är alltså temat "hur mäter vi den här störda zonen, skadezonen" och först ut är Finn Ouchterlony som är VD på SveDeFo.

Skadezonsprognoser i Äspötunneln med hjälp av vibrationsmätningar (Finn Ouchterlony):

Jag skall redovisa ett arbete som jag har gjort tillsammans med Conny Sjöberg, Sven-Erik Johansson och Ulf Nyberg. Titeln är "Skadezonsprognoser i Äspötunneln med hjälp av vibrationsmätningar".

Det här arbetet är en liten del av SKBs forskning i avfallsfrågan och det utfördes alltså i Äspötunneln i den ramp, som är en del av det berglaboratorium som SKB bygger. Äspölaboratoriet har en nyckelroll i att utveckla en metodik för säker avfallsförvaring, att påvisa teknikens giltighet och i kvalitetssäkringsarbetet. Vårt arbete, som den här presentationen kommer att beskriva, var bara en del av den första fasen av projektet "störda zonen" runt en sprängd tunnel. Den målsättning, som den första fasen hade, var att mäta omfattningen av sprängskadezonen runt tunneln och beskriva den för ett antal sprängplaner. Till försöket fanns ett riktvärde kopplat för skadezonsdjupet och det angavs till 0,3 meter i väggar och tak och 0,6 meter i sulan.

Försöken gjordes våren 1991 mellan tunnelavsnitten 526 meter och 565 meter i Äspötunneln. De tre sprängplaner som användes kallades Siab 1, 2 och 3 och omfattade totalt nio salvor. Siab 1 var den sprängplan som entreprenören hade använt fram till försökstillfället. I konturen användes då slätsprängning med Ø17 mm Guritstavar och innanför fanns en hjälpparrad med Ø25 mm Dynamex. I öppning, strosshål och sulhål fanns Ø29 mm Dynamexpatroner. Den skadezon som detta bedömdes ge, baseras på ett arbete som Conny Sjöberg och Kai Palmqvist med flera har gjort i Göteborg tidigare. Man kom fram till att det skulle ge en skadezon på 0,7 meter i taket förorsakat av hjälpparraden och cirka 1,7 meter i sulan förorsakat av sulhålen.

I försöksserien fanns också fyra salvor som vi kallade Siab 2, där konturen var likadan men där det var betydligt försiktigare sprängning inuti salvan. Den beräknades då ge skadezoner med riktvärdena 0,3 och 0,6 meter i tak respektive sula. Sedan ville entreprenören också ha en mer produktionsvänlig sprängplan, som kallades Siab 3. Den hade en hårdare sprängd kontur, kraftigare laddningar i hjälpparraden och fulladdade ANFO-hål inne i salvan. I sulan var det Ø32 mm Dynamex. Vår uppskattning var att den skulle ge en skadezon i tak och vägg på mellan 1 och 1,2 meter, antingen från hjälpparraden eller från hålen innanför och upp till 2 meter i sulan.

Våra vibrationsmätningar var en del av ett mycket större mätprogram som Olle Olsson kommer att prata om i nästa presentation. Det borrades ett antal hål ut från tunnelväggen, vertikala hål från sulan, och hål som i huvudsak låg längs tunneln. De var placerade så att de vid mätningarna skulle indikera skadezonen nere i sulan, i konturen och eventuellt också vid de inspända hörnhålen.

Det kärnborrhål som vi använde till vibrationsmätningarna låg i huvudsak parallellt med den här rampen. Det skulle ha legat precis parallellt med rampen men kom att sitta 1,8 meter över sulan och på ett avstånd av mellan 2,4 och 3,8 meter från tunneln. I det fanns fyra mätpunkter med vibrationsgivare och accelerometrar. Vår erfarenhet på SveDeFo sade oss att dynamiken hos vibrationsgivare förmodligen inte skulle räcka till för att plocka upp de högfrekventa signalerna så här nära salvan och det visade sig stämma. På en punkt hade vi dubblerat för att ha kontroll av signalnivåerna. I slutändan visade det sig att det var accelerometrarna som registrerade de signaler vi kunde lita på. Vi hade diverse problem vid mätningen och fick egentligen tillfredsställande signaler bara från fyra av salvorna när det gällde att bedöma maximala vibrationsnivåer. Vi mätte i två riktningar, längs rampen och tvärs den parallell med sulan.

Vid analysen av våra mätningar kom vi fram till följande. Efter en del kritiska diskussioner i Äspö ansåg vi att ett intervall mellan 700-900 mm/sekund var en relevant nivå för skadezonskriteriet. Vi kom då fram till att i sprängplanen Siab 1c skulle vi ha en skadezon på mellan 0,25 och 0,65 meter i konturen samt en skadezon på mellan 1,0 och 1,7 meter i sulan. Vi skulle från Detonexhålen i Siab 2 ha en skadezon på mellan 0,5 och 0,8 meter i sulan och i stort sett samma i konturen. På samma sätt gjorde vi då analyser på basis av laddningsstorlekarna i salvan för Siab 3. Vi kunde sedan se vilken överensstämmelse våra beräkningar av skadezonens utbredning fick med de mätvärden som togs fram med de geofysiska metoder som Olle Olsson kommer att tala om. Jag kan säga att överensstämmelsen mellan prognosvärden och uppmätta värden för sprängskadezonens djup är relativt god. Det bör dock poängteras att vi på det här stadiet inte kan säga någonting om vad sprängskadezonen egentligen består av. Utan det är alltså relaterat till de mätmetoder Olle Olsson använt sig av.

Av jämförelsen ser vi att de från vibrationsmätningarna uppskattade skadezonerna i sulan på Siab 1 var mellan 1 och 1,6 meter jämfört med en de geofysiskt uppmätta skadezonerna på $1,2 \pm 0,2$ meter, vilket alltså är god överensstämmelse. Om vi jämför värdena punkt för punkt är faktiskt överensstämmelsen förvånansvärt god med tanke på hur mycket approximationer och ingenjörsmässiga bedömningar vi har gjort vid vibrationsanalysen. För Siab 2 -salvorna var det svårt att göra en motsvarande jämförelse. Orsaken var att det var svårt att få ut botten på salvorna vid sprängningen. Därför sköt man om dem

och använde Ø25 mm Dynamex i stället för Detonex. På grund härav är kanske överensstämmelsen mindre god mellan prognosvärden för skadezonen och uppmätta värden på skadezonen för dessa salvor.

Huvudslutsatserna av vårt arbete är följande: Jämförelsen av vibrationsmätningar och geofysiska skadezonsmätningar visar att det finns ett samband mellan hålens inspänning och skadezonsdjup. Vi har observerat högre svängningshastigheter och större skadezoner från hårt inspända hål än för hål som inte varit så inspända. Det finns en skillnad mellan skadezonen i konturen och skadezonen i sulan. I konturen finns det ganska liten överlappning mellan sprängskadorna runt de enskilda hålen, medan överlappningen i sulan förmodligen är ganska stor. Vi har fått en förvånansvärt bra överensstämmelse mellan våra prognosvärden av skadezonens utsträckning (som har baserat sig på den kritiska svängningshastigheten 700-900 mm/sekunder) och de geofysiska mätningarna. Jag tycker också att vi har fått en metodik för design av sprängplaner genom att ta fram ett förenklat sätt att korrigera för laddningslängdens inverkan.

Per Andersson: Vi tackar Finn för den intressanta presentationen. Det framgick ju att den presenterade undersökningen ingick i ett större arbete och vi väntar därför med stor spänning på vad Olle Olsson har att säga. Olle arbetar på Conterra AB.

Erfarenheter från mätning av skadezonens egenskaper i Äspö och Stripa (Olle Olsson):

Jag tänkte börja med att kommentera definitionen av begreppet "störd zon", vilket jag tycker man kan göra relativt lätt. När man bryter ut sin ort eller sitt bergsrum åstadkommer man en förändring i berget jämfört med förhållandena i berget före brytning. Det är ju ganska entydigt. Om sedan den förändringen ställer till besvär eller ej beror på ens egen tillämpning. Det är utifrån den synpunkten som jag har definierat begreppet störd zon i de mätningar som jag skall presentera här. Sedan kan man ju också fråga sig varför man skall mäta skadezonen. Ett syfte är att konstatera vad man har gjort, och ett annat är att kontrollera sin process.

Om man tittar på effekterna av den störda zonen kan man dela upp dem i flera grupper. En grupp är de mekaniska skadorna, vilket vi studerade i Äspö. Försöken i Stripa var däremot i huvudsak inriktade på den hydrauliska effekten. Vidare tror jag att skadezonen kan ge upphov till kemiska förändringar genom att man förändrar hydrauliken och därigenom kan få olika blandningar av grundvattnet, vilket kan ge upphov till utfällningar och upplösningar av sprickmineral.

Vid skadezonsförsöken i Äspö gjorde vi ett hammarborrhål i fronten och ett i sidan snett nedåt för varje salva. Hålen mättes före och efter respektive sprängd salva. Det var totalt nio salvor, varav tre stycken Siab 1, fyra stycken Siab 2 och två stycken Siab 3. Utöver dessa hade vi ett kärnborrhål parallellt med orten på ett avstånd av ungefär 1,5 meter, som vi mätte före och efter sprängning av de nio salvorna. Efter sprängningarna borrades det två kärnborrhål för varje salva, ett radiellt ner i golvet och ett horisontellt ut mot sidan. Dessa kärnborrhål mättes bara efter sprängning.

De geofysiska metoder vi använde var normal resistivitet och punktresistivitet. Bergets täthet mättes med en s k gamma-gammasond och ljudhastigheten uppmättes med en seismisk sond. För att titta i borrhålen använde vi TV-loggning för att upptäcka eventuella sprickor före och efter sprängningen. Sedan tog vi också ut kärnan från de kärnborrade hålen och karterade dessa. Om vi tittar på de här använda metoderna kan man i allt väsentligt säga att de indirekt mäter porositeten på olika sätt. Det som är betydelsefullt är att känsligheten hos de här metoderna är olika. Resistivitetsmetoderna borde kunna mäta porositetsförändringar på cirka 0,1 procent, seismiken borde kunna mäta förändringar av ungefär 0,2 procent och densiteten borde kunna mäta förändringar av cirka 0,6 procent. Vi såg dock inga förändringar vid densitetsmätningarna, vilka därför inte bedömdes som användbara i sammanhanget.

I många fall har vi observerat en förändring i signalerna från de elektriska mätningarna, vilket man då kan tolka som en vidgning av befintliga sprickor. Den seismiska loggen identifierade de flesta sprickorna, vilket generellt för Siab 1- och Siab 2 -salvorna var cirka 0,7 sprickor/meter. Resistivitetsmätningarna identifierade konsekvent cirka hälften av dessa sprickor och TV-loggen identifierade ännu färre. Vi använde en framåt-tittande TV-sond om vilken man kan säga att det är svårt att med säkerhet identifiera sprickor, speciellt då nya sprickor.

Svårigheten att identifiera sprickor med borrhåls-TV och borrhålskikare exemplifieras med att man i Äspö kan se att sprickor som var identifierade i den första mätningen inte finns med i den andra. Det finns dock en viss konsekvens i de uppmätta resultaten. När vi observerat nya sprickor har vi gjort det för alla metoder i stort. Om man analyserar mätvärdena för de elektriska metoderna genom att räkna ut kvoten av mätresultaten före och efter utförd sprängning, kan vi se förändringar i porositet. Som kriterium för observerad skadezon använde jag att den elektriska resistiviteten skulle ha minskat med 20 procent jämfört med normalvärdet före sprängning. Jag valde 20 procent därför att jag uppskattade denna nivå som en säkerställd förändring. Det har ju nödvändigtvis ingenting att göra med huruvida denna förändring är skadlig eller ej. De nya sprickor och/eller vid-

gade sprickor som vi kunde se med de elektriska metoderna kunde i många fall verifieras med resultat från TV-loggen där vi observerade flera nya sprickor.

Om vi sammanfattar resultaten från de geofysiska mätningarna (i huvudsak baserade på de elektriska mätningarna) är skadezonen i golvet i genomsnitt följande: för Siab 1 var skadezonen 1 meter och för Siab 2 var skadezonen 1,4 meter (anledningen till att skadezonen inte var mindre för Siab 2 var att de sprängdes två gånger). För Siab 3 var skadezonen 1,7 meter. I väggen hade vi uppmätta skadezoner av 0,6, 0,3 och 0,5 meter för respektive Siab 1, Siab 2 och Siab 3. Dessa siffror från väggen är något osäkra eftersom vi i vissa fall inte kunde observera någon förändring alls i borrhålen. Det vi också såg i vissa fall var att i de hål, som gick ut från sidan på orten snett nedåt och som hamnade nära nedre hörnet på orten, hade i början av hålen uppenbarligen oskadat berg. Nere i botten fick vi skadat berg, vilket är en skada förorsakad av de inspända hörnhålen.

Sammanfattar vi resultaten från våra mätningar i Äspö kan vi se att densitetsmätningarna inte fungerar; de är inte tillräckligt känsliga. De elektriska resistivitetmetoderna fungerade bra i detta försök. Den seismiska borrhålsmetoden fungerar också bra men kunde tyvärr inte användas i de korta hålen beroende på tekniska problem. TV-loggning fungerar rätt bra i kärnborrhål. TV-loggning i hammarborrhål var dock mindre tillförlitlig. Det är svårt att identifiera nya sprickor i en grov vägg i ett borrhål, i synnerhet om man använder sig av en framåt-tittande TV. Vi mätte också den hydrauliska konduktiviteten i golvet i de borrhål, som gick fram i stoffen. Mätning av den hydrauliska konduktiviteten utfördes först före sprängning, sedan dagen efter, därefter efter en vecka och slutligen efter cirka sex månader. Det vi såg var att den hydrauliska konduktiviteten minskade ganska drastiskt från mätning före sprängning till mätning dagen efter. Vidare såg vi en tendens till att när lång tid får gå ökar konduktiviteten igen för att komma tillbaka mot - men inte upp till - det gamla värdet.

I Stripa-projektet hade vi möjlighet att göra en jämförelse av inflödet till en bergvolum innan och efter det att en ort drevs. Före drivning av orten hade vi fem borrhål i perimetern på den kommande tunneln, som var 2,4 meter i diameter, och ett i mitten i den kommande ortens orientering. Vi mätte inflödet och fördelningen av inflödet till den här ringen. Sedan drev vi ut halva längden av de här borrhålen, 50 meter, och behöll i stort sett diametern på 2,4 meter. Denna ort, kallad valideringsorten, blev utsprängd så försiktigt som möjligt med en i det närmaste cirkulär kontur. Den sprängdes med en liten pilotort först och blev sedan utsprängd till full diameter. Vi såg vid mätningarna innan orten drevs, att allt flöde kom in genom en enda sprickzon.

När vi mätte inflödet till borrhålen innan orten drevs, var inflödet ungefär en knapp liter per minut. När vi sedan mätte inflödet till orten, hade inflödet sjunkit till 0,1 liter per minut. Om man ser till fördelningen hade vi från början 85 procent av flödet till borrhålen i en befintlig sprickzon. När vi hade brutit ut orten kom allt vatten in genom sprickzonen. Det som också är väsentligt i det här sammanhanget är de tryckregistreringar vi gjorde i ortens omgivning. Vi kunde där se hur trycket i omgivningen ökade allt eftersom vi bröt ut orten. Det som var speciellt intressant var att trycket började öka innan vi passerade zonen där allt vatten rann in. Och kontentan av detta är alltså att inflödet till orten som vi "stänger" är en åttondel av vad det var före sprängning. "Stängningen" sker alltså långt innan ortfronten kommer fram till där vattnet rinner in. Det är då sannolikt inte bergspänningar eller någonting som direkt har med sprängningarna att göra som ger den här minskningen i vatteninflödet. Vidare anger också ökningen av trycken i omgivningen att vi inte hade något väsentligt axiellt flöde längs den här orten, vilket nödvändigtvis inte är en motsägelse mot vad Roland Pusch hävdade tidigare.

Vi har funderat kring orsaker till den uppmätta reduktionen av vatteninflödet, det var dels spänningssamlagringar men även höga spänningar i samband med själva sprängningen. Vad vi observerade var att vi hade gas i vattnet. När det finns gas i vattnet sker en avgasning som medför att när trycket minskar så bildas det bubblor. Jag menar att detta ger upphov till en kraftig minskning av den hydrauliska konduktiviteten, och det är det som jag hävdar är den huvudsakliga orsaken till den minskning vi har fått. Vi har också funderat på kemisk utfällning som orsak till inflödesreduktionen, men det tror jag inte är aktuellt i det här fallet. Skälet är att, om man tittar på de här inflödena, som en funktion av tiden, så varierar de en hel del. De kemiska reaktionerna borde inte vara så snabba.

Diskussion: Hur mäter man skadezonen

Per Andersson: Vi väntar en stund med diskussionen eftersom jag har bett Nick Barton att göra ett inlägg i samband med det här. Nick Barton arbetar på NGI (Norges Geotekniska Institut) i Oslo.

Nick Barton: När man spränger ut en tunnel och avlastar en del sprickor kan man kanske få en förändring i deformationsmodulen. I diverse projekt runtomkring i världen inom gruv- och anläggningsbranschen kan man skönja effekter av en ändring av deformationsmodulen. Ett exempel från ett mycket djupt schakt i kvartsit, där vi installerade extensiometrar ganska nära stuffen visade mätningarna på en mycket stor reduktion i E-modul in mot väggen av schakten. E-modulen varierade från 5-60 GPa på grund av att det var deformationer på upp emot

10-20 mm i tak och väggar. Dessa registrerade förändringar i E-modulen är en effekt av skadezonen.

Vid studier i vår ishall i Gjøvik, som är färdig nu, har vi gjort en del beräkningar och mätt deformationer, som var initiiellt basmaterial för värdering av stabiliteten. Vår detaljerade modell där vi har skjuvdeformationer längs ett tänkt sprickmönster visar tillsammans med vår analys att skadezonen kan sträcka sig ungefär en diameter ut från tunneln. Vi har dock en form på ishallen som svarar ganska väl mot den elastiska påkänningen och vi anser att vi har så pass bra förstärkning (bultning och sprutbetong) att vi inte har några särskilda spänningsförorsakade skadezoner.

Ett annat exempel från Underground Research Laboratory (URL) i Kanada, i den översta delen av ett rektangulärt schakt, mätte vi deformationen, när de sprängde sig ner. Vi kunde sedan i efterhand beräkna den effektiva E-modulen som funktion av avståndet. Mätningarna visar en reduktion av E-modulen närmast schaktet, som man antar betyder spricköppningar. I ett av URL's experimentrum, nr 209, har man också observerat en reduktion av E-modulen in mot bergrummet. Denna skadezon påvisad av dessa mätningar sträcker sig 10-15 meter ut från väggen, alltså betydande zoner.

Avslutningsvis skall jag visa resultat från en studie i ett projekt för lagring av kärnavfall i Storbritannien i stora bergrum. Önskemålet är att kunna använda bergrum med 25 meters spännvidd för lagring av radioaktivt avfall. Vid de studier som vi har gjort har vi använt en diskontinuitetsmetod. Vi har modellerat dels i den högsta horisontalspänningsriktningen, och dels i den lägsta horisontalspänningsriktningen. Vi har lagt in antal och mönster för bultning i vår modell efter de gällande empiriska kraven. Det är fyra möjliga typer av skadezoner. Den ena är orsakad av spänningsförändringarna, vilket kan ge en förändring på upp till en diameter utanför tunnelväggen (kanske två) men betyder inte så mycket när det gäller läckage eller ökad axiell permeabilitet. Deformation kan vara ett problem vid instabilt bergrum genom otillräcklig förstärkning. Man kan antyda en störd zon som kan vara flera diametrar men samtidigt inte nödvändigtvis ökar permeabiliteten. En tredje typ av skadezon är när man har skjuvning i sprickor, vilket ger relativt små zoner, mindre än 1 diameter ut från väggen lokalt mellan block och i kanaler. Och den fjärde och sista typen av skadezon som diskuteras flitigt är kanaler och områden med ökad permeabilitet, orsakad genom hydraulisk spräckning. För det mesta är utbredningen av denna typ av skadezoner ännu närmare konturen av bergrummet, bortsett från något tillfälle där de brutit ut ett för stort bergrum i kombination med otillräcklig förstärkning.

Per Andersson: Tack Nick. Jag gissar att det finns en del frågor i anslutning till detta och jag tänkte själv ta mig friheten att ställa den första frågan. Det är ju mycket sofistikerade mättekniker som presenterats, som verkligen inte är vardagsvara i gruvor eller anläggningar. I dessa produktionsinriktade anläggningar har man andra "praktiska" mått som andel överberg och andel hålpipor. Frågan är ju, kommer de "mer avancerade" metoderna att användas i gruvor och tunnlar eller klarar man sig med de metoder som finns idag?

Norbert Krauland: Jag har en fråga som ansluter till Finn's inlägg. Är det möjligt att säga någonting om intensiteten och kvaliteten på skadorna från de presenterade vibrationsmätningarna ?

Finn Ouchterlony: Vad som är utfört är att Olle har mätt skadezonen med geofysiska metoder, och vi har mätt någonting som vi indirekt relaterar till svängningshastigheten. Eftersom det huvudsakligen är resistivitetsförändringar som är de uppmätta resultaten, är det kritiska värdet för sprickkriteriet i vår analys relaterat till de porositetsförändringar, som resistivitetsmätningarna kan detektera. Vad vi inte vet är vad Norbert efterfrågar, nämligen kopplingen till funktion och en koppling till skadans intensitet i aktuell bergart. Men man kan grovt relatera funktion och intensitet med hjälp av kritiska svängningshastigheter om man väljer det här kritiska värdet med hänsyn till relevant uppmätt skadeintensitet.

Ragnar Carlson: Jag skulle vilja göra ett inlägg i frågan om hur man mäter skadezoner. Vibrationsmätning är ett sätt att mäta påkänningar och ange skadezonsdjup som många använt sig av i ett antal år. Jag vill visa hur vibrationerna från en tunnelsprängning varierar beroende på hur salvan är utförd, rent sprängtekniskt. Jag relaterar till ett exempel från två påföljande salvor i en tunnel och där vi observerat en stor skillnad i vibrationer mellan en salva som gick kl 10 den ena dagen och kl 15 senare samma dag. Orsaken till denna skillnad är att sprängningen, som resulterade i en lägre vibrationsnivå var planerad och genomförd med skonsam sprängning. I den sprängtekniskt optimerade salvan var vibrationsnivån 40 procent lägre jämfört med den traditionellt genomförda salvan. Då skall man observera att det var 10-15 procent mindre hål i den optimerade salvan, samtidigt som man observerade en aningen högre indrift vid denna salva. När vi tittar på skadezonsförsöket i Äspö med dess nio salvor, framgår det att man haft bekymmer rent sprängtekniskt. Det krävdes bl a omskjutning i fem salvor. Och det leder till en allvarlig eftertanke. Ett exempel från Äspö-försöken är att vid sprängplanen Siab 1 användes Dynamex 29 i botten med en försättning på 61 cm. I sprängplanen Siab 2 användes Detonex 150 med oförändrad försättning. Vid sprängningen av Siab 2 salvorna konstaterades att alla fyra salvorna hade problem i botten och där salvorna inte gick. Och då vill jag varna för att okritiskt använda ett material som det vi har på

Äspö för att dra alltför stora slutsatser, som kan påverka vårt framtida sprängtekniska handlande och utförande inom området skonsam sprängning. Det är osäkert vad vi kan dra för slutsatser när vi har haft ett sprängtekniskt utförande som har gett de här resultaten med så många och allvarliga sprängtekniska problem i salvorna.

Håkan Stille: Olle visade att man mätte förändrade egenskaper med hjälp av de här geofysiska metoderna. Samtidigt kan man konstatera att man har en mekanisk förändring till följd av spänningsomlagring, vilket också kan generera en porositetsökning. Min fråga är: Vad mäter du upp, är det en skada från själva sprängningen eller är det en effekt av spänningsomlagring?

Olle Olsson: Mätningen i sig kan inte skilja på olika typer av porositetsförändringar, det är helt klart. Sedan kan man fråga sig varför man får en klar skillnad på observerad skadezon i sulan gentemot observerad skadezon i väggen. Vid mätningar i de kärnborrhål som borrades radiellt ut i tunnelväggen uppträdde inducerade sprickor endast slumpmässigt. Samtliga kärnborrhål nere i sulan var kraftigt uppspruckna nära sulan. Jag anser därför att vi i detta projekt mätt någon form av skada som har med själva sprängningen att göra.

Finn Ouchterlony: Dessutom var det ju skillnad mellan de olika sprängplanerna där bl a laddningen i sulhålen varierade. Själva sprängningen måste alltså ha påverkat utbredningen av skadezonen i sulan för de respektive laddplanerna.

Olle Olsson: Ja, vi ser ju en spridning i skadezonsdjup för sulhålen för de olika laddplanerna.

Roland Pusch: Lade ni märke till att när Olle beskrev Äspö-försöket, sa han, att till skillnad mot våra erfarenheter från Stripa, observerade de en *minskad* konduktivitet i golvet och det här är intressant. För det första är grundkonduktiviteten hos det ostörda berget i Äspö mycket högre än i Stripa därför att det är ett ytligare beläget berg. Sedan är det vår tro att vid relativt låga bergspänningar och relativt hög konduktivitet kan själva sprängningen åstadkomma en avsevärd disintegrering av sprickmineralen. Är det klorit-rika sprickor är det definitivt klart att en vanlig sprängning åstadkommer en rejäl uppluckring och omvandling av tämligen stabil klorit till rena lersörjan. Det var en av de sannolika förklaringarna till att vi inte var framgångsrika i Stripa-projektet när det gäller injektering och tätning med korta hål som var tätt satta i periferin. Denna "lersörja" är tillräckligt permeabel för att låta vatten strömma igenom men den tillåter inte injekteringsmedel att strömma in i sprickorna.

Min andra kommentar till Olles inlägg gäller det faktum att de inte observerade något axiellt flöde i Stripa. Jag vill hävda att det i alla fall är en signifikant ändring av det axiella flödet för den cylindriska tunneln. Man kan analysera detta med en enkel beräkningsmetod, FLAC. Man kan då se att formen på det cylindriska hålrummet minimerar det axiella flödet. Slutsatsen är att spänningsinducerade förändringar i aktuell konduktivitet kan hållas mycket låga om man har ideal form på sitt bergrum.

Finn påstod att de i sin analys kom fram till att de hade rejäla störningszoner vid de undre hörnhålen i en tunnel och visst är det så. Vi gjorde ett försök i Stripa då vi injekterade en spricka som gick tvärs över en ort. Sedan ville vi se vart injekteringen hade tagit vägen och därför bröt vi upp golvet. Det gick då att plocka ut berg hur länge som helst efter de naturliga strukturerna. Men när vi närmade oss "nedre hörnen" av tunneln, hade berget en helt annan karaktär. Det var sockerbitsberg. Vi drog den slutsatsen att det här var en sprängstörning, men faktum är att detta faktiskt kan vara en plasticeringseffekt till följd av att man får så höga tangetialspänningar beroende på den traditionella formen med skarpa hörn i botten av tunneln.

Jag vill också kommentera Nick Bartons mycket intressanta inlägg. Det är ju centralt i hela sättet att kunna modellera och beskriva hur berg reagerar när man gör utsprängningar. I exemplet från den brittiska anläggningen visades en enda större zon men alla andra sprickor såg ut att vara av samma dignitet och närmast stokastiskt fördelade. I praktiken har man ju speciellt vid granit utbildade sprickriktningar. Det vore trevligt att höra någon förklaring till varför du inte hade sådana spricksystem vid detta projekt.

Avslutningsvis har jag en fråga till alla: 1959 hölls det ett intressant symposium i bergmekanik arrangerat av IVA. Där redovisade Lennart Rahm en undersökning med ultraljudsmätning från väggen i sprängda tunnlar, där man kunde få en riktigt bra bild av på vilket djup som berget var påverkat av ortdrivningen. Varför var inte den tekniken med i sprängskadeförsöken på Äspö?

Olle Olsson: De hydrauliska mätningarna i Äspö är utförda under ganska komplicerade förhållanden. Stuffen sitter under ett mycket komplicerat spänningsförhållande och i och för sig blir det väl ett förenklat spänningsmönster senare när ortfronten har drivits vidare. Jag tror dock inte att man kan utesluta att spränggaserna samt avgasning av grundvattnet påverkar resultaten från de hydrauliska mätningarna.

Nick Barton: Som svar på Rolands fråga om Storbritannien - projektet så var det inte en granitisk bergart utan en tuff med sprickor slumpmässigt fördelade i alla

riktningar men med en (1) känd förkastning. Jag har sedan en fråga som rör sprängskadeförsöket i Äspö. Hur stor var den seismiska hastigheten för berget i Äspö och hur stor förändring i den seismiska hastigheten låg till grund för det använda skadezonskriteriet?

Olle Olsson: Kriteriet är baserat på resultat från de elektriska mätningarna. Det var en 20-procentig minskning i elektrisk resistivitet som användes som skadezonskriteria.

Ingemar Marklund: Låt oss se på vad Bill har gjort i LKAB för att minimera andelen överberg. Genom att inrikta sig på att få ordning på borrhningen har man halverat överberget. Och en sådan gång är det klart att man inte ska överdriva den mättekniska insatsen utan en profilmätning av tunnelsektionen är tillräcklig. I de flesta av våra försök i LKAB använder vi oss av mycket enkla metoder, exempelvis andel kvarstående hål och profilmätning. Men jag tror att med en bättre funktionskontroll över själva sprängningsförloppet kan man lära sig mycket om hur själva sprängningarna går till. Alltså hur det fungerar inne i själva salvan. Och vid denna typ av analyser kan man använda modern teknik. Sedan tror jag faktiskt att det är lite farligt, d v s jag tror det dröjer länge innan vi kommer att kunna använda de mest avancerade mätmetoderna. I forskningsgruvan utfördes ett stort antal seismiska mätningar och stora skillnader i gånghastigheten observerades, men det var ingen som kunde förklara de uppmätta skillnaderna och omsätta det till en praktiskt användbar information. Vi har varit inne på andra sådana här avancerade tekniker. För vår funktion i gruvorna där man driver en ort och där man först skall försöka få den att hålla och sedan skjuta ganska våldsamt efteråt, rad för rad, så måste man stabilisera ordentligt. Om det då är en något avvikande gånghastighet eller annan skillnad i elektrisk resistivitet, spelar då ingen roll.

Kai Palmqvist: Finn sade att de högsta svängningshastigheterna var från de insända hörnhålen men också från strosshål nere i närheten av hörnhålen. Men det har inte lett till någon typ av skadezon. Har du någon förklaring till det?

Sedan skulle jag vilja kommentera ett diagram som Olle visade. Som jag förstår gjordes det i Äspöförsöket borrhål i botten som man hydraultestade genom att sätta en manschett och göra en vatteninpressning. Efter utsprängning fick man en lägre specifik kapacitet. Men när man studerar resultaten, ser man att i nästan alla hål har man sprängt bort den första biten av hålet så att man inte mäter samma sektion. I de hål där man inte har sprängt bort den första biten av borrhålen kan man observera en högre specifik kapacitet efter sprängningen. Mätningar i dessa borrhål visar att den specifika kapaciteten då ökar i hålet.

Finn Ouchterlony: Det är en svår fråga, eftersom det vid bedömningen av skadezon och skadezonskriteria finns tolkningssvårigheter.

Session 3. Ekonomiska konsekvenser av skadezonen

Diskussionsledare: Mats Alestam.

Mats Alestam: Vi fortsätter nu med den, i mitt tycke, intressantaste delen av diskussionen, nämligen de praktiska och ekonomiska konsekvenserna av skadezonen. De fyra, förhoppningsvis provocerande, inläggen kommer att hållas av Lars Söderberg, Ingemar Marklund, Olavi Siira och Åke Hansson. Först ut är Lars Söderberg som är verksam på Vattenfall Hydropower i Stockholm och ordförande i BeFo.

Lönar det sig att spränga skonsamt ? (Lars Söderberg):

Titeln på mitt inlägg är "Lönar det sig att spränga skonsamt". Jag tror att vi alla kan instämma i att målsättningen vid all projektering och tunneldrivning är att sprängning, förstärkning och tätning bör utföras så att tunnelns livslängdskostnad med hänsyn till dess funktion blir så låg som möjligt. Ett viktigt moment vid tunneldrivningen är givetvis sprängningen där det är av största vikt att man inte spränger onödigt hårt och därmed orsakar skador på det kvarstående berget med efterföljande förstärkningsinsatser.

Hur har då utvecklingen varit på det praktiska sprängningsförfarandet? Tittar vi på den utveckling som skett under de sista 30 åren framgår det att vi borrar i storleksordningen 25% fler borrhål idag. Under 60-talets första år borrade man normalt cirka 120 borrhål per salva för en tunnel med 95 m² area. Motsvarande tunnel idag borrar upp med cirka 150 borrhål. Med denna jämförelse i hand kan man då fråga sig; Vad är egentligen orsakerna till att vi borrar så pass mycket mer idag? Var 60-talets tunnlar sämre än dagens tunnlar? Är det så att vi "bara" utnyttjar kapaciteten på de högproducerande borrhågsregat som finns utvecklade idag?

Utgår man från begreppet skonsam sprängning som lyder "Kontursprängning så utförd att skadezonen från alla hål innanför konturraden ej blir större än den skadezon som bildas från konturraden" kan man fråga sig hur man väljer djupet på skadezonen. Är sambanden mellan laddningskoncentration, vibrationshastighet relevanta när det gäller att uppskatta och planera skadezonens utbredning?

Det finns dock en risk att man glömmer i vilket större sammanhang man skall betrakta skadezonen. Jag har sammanställt ett antal övergripande frågor som får

stora konsekvenser vid projektering, drivning, förstärkning och uppföljning av alla typer av bergarbeten, nämligen:

- Hur formuleras krav på tunnelytan med hänsyn till framtida funktion?
- Hur bestäms "tillåten skadezon" med hänsyn till geologi och funktionella krav?
- Hur ser sambandet skadezon - förstärkningsinsats ut?
- Skadezonens beroende av hållriktningen? (grövre hål kan betyda rakare hål).

Jag vill avslutningsvis konstatera att *en tunnel blir aldrig bättre än den blir borrad* och att det alltid finns en risk för suboptimering när det gäller att uppskatta och planera skadezonens utbredning.

Ekonomiska konsekvenser av skadezonen vid gruvbrytning i LKAB:s gruvor (Ingemar Marklund):

Bergförstärkningskostnaden har hos LKAB under en fyraårsperiod stigit från ungefär 1000 kronor per ortmeter till 3000 kronor per ortmeter. Alltså en explosionsartad utveckling. Vad är det då som gör att förstärkningskostnaderna har ökat så mycket. Har det någonting med bergspänningarna att göra när man har gått mot större djup? Nu har vi inte gått ner så rasande mycket under de här åren. Vi har däremot ökat ortarean från 20 m² till 30 m² och det måste naturligtvis påverka ortmeterpriset. Vi har större avstånd mellan tunnlarna idag vilket borde medföra att vi får bättre stabilitet i orterna. Det finns de som påstår att huvudskälet till att vi har fått de högre kostnaderna, är att vi har minskat ortdrivningsvolymen till hälften men har bibehållit förstärkningsorganisationen. Och är det så, då hjälper det inte att vi tittar på skadezonerna. Vid denna översyn måste vi också ta hänsyn till om vi har minskat störningarna i driften genom att vi förstärker bättre och gör ett bättre arbete. Vidare påverkas skrotnings- och rensningsarbetet av hur man borrar, laddar och skjuter. För fem år sedan skrotade vi för hand och petade ner det som var löst. Idag har vi dubbelt så många skrotningsaggregat och de är inte billiga i drift.

När vi driver ort i gråberg, kan man grovt uppskatta att det kostar oss, om vi skrotar ner eller skjuter ner gråberg i onödan, ungefär 100 kronor/m³ tills vi har det på en avfallsdamm någonstans uppe i verket. Och det är naturligtvis en kostnad som inte är oväsentlig. När vi produktionsborrar kostar det oss ungefär 10 000 kronor per ortmeter. Då kan man säga att om vi har ett bra och snyggt

tak, kan vi dels skaffa oss ett billigare borrarregat med billigare underhåll och vi kommer också att borra med en högre precision. Detta gör att vi antingen kan öka försättningarna, minska antalet hål eller få en bättre kvalitet. Det är också så att bergförstärkning och skrotning tar tid. För att vi skall hålla en bra fart i organisationen har vi försökt göra en tumregel och säga, att för ett stort tillredningsgång behöver vi 10 extra gavlar för att hålla rimlig kontinuitet på driften på grund av alla störningar till följd av bergförstärkning. Varje gavel är i medeltal cirka 100 meter lång. Det skulle betyda att vi har bundit ett kapital på 10 miljoner kronor bara för att vi håller på med sådant där. Räknar man sedan ränta på de pengar som vi ligger ute med hela tiden, blir det en stor kostnad per ortmeter. Detta är alltså den faktiska kostnadsbild som vi kan påverka i LKAB.

Hur kan vi då påverka kostnaderna, om man skjuter försiktigt? Då måste man först bestämma sig hur försiktigt man skall skjuta, vilken skadezon man skall eftersträva. När man tittar på det arbete som är utfört på senare tid i LKAB, kan man generellt säga, att om vi har bra precision på borrarningen, har vi inga bekymmer i ungefär 6,5 meter av de 7,5 metrarna i de långa salvorna, Det är längst in i borrhålen som vi har bekymmer. I kortsalvorna har vi inga bekymmer i 3,5 meter av de 4,5 metrarna.

Jag tror att vi i LKAB med ganska enkla medel skulle kunna sänka bergförstärkningskostnaderna med ungefär 20 procent, vilket kanske låter litet. Vi skall dock vara klara över att vi inte kan dra ner på förstärkningsinsatserna alltför mycket. Vi har ju den situationen att vi efter förstärkningen i de här orterna skjuter kraftigt och utsätter taket för vibrationsnivåer på mellan 5 och 10 meter per sekund. Vi måste ju alltså förstärka för den efterföljande sprängningen också, det som kommer i nästa steg. Man kan alltså inte ta bort alltför mycket av förstärkningen. Men man kan säkert spara 600 kronor per ortmeter, och om man driver 20-30 000 ortmeter per år, blir det ju stora summor. Skrotningskostnaden tror jag också att vi kan sänka med ungefär 20 %. Bill Hustrulid har redovisat en överbergsvolymer i LKAB på ungefär 30 procent. Jag anser att man i genomsnitt borde kunna ligga på drygt 20 procent, och att det är möjligt att minimera andelen överberg till 10 procent. Sparar man 10 procent överberg och tittar på gråbergsmetrarna, skulle det blir en besparing av cirka 300 kronor per meter. Tittar man på produktionsbollarningen och säger att vi kan minska den specifika bollarningen och laddningen med 5 procent, rör det sig alltså om 500 kronor per ortmeter. Om man till detta räknar ränta på dessa pengar blir det 300 kronor. En total besparing på 1 500 kronor per ortmeter anser jag alltså vara rimlig med ganska små insatser i bergförstärkningen.

Vad kostar det då att initiera och genomföra denna besparing? Den utan tvekan viktigaste insatsen är bättre bollarningsprecision. Om vi skaffar ett borrarregat

som under hela sin livstid borrar 20 000 meter för 1,5 miljoner kronor i investeringskostnad och med ett planerat underhåll på ungefär 50 kronor per ortmeter. Om vi dessutom skulle använda elektroniska sprängkapslar för samverkan mellan hålen i konturen kostar det ungefär 300 kronor per ortmeter eller cirka 150 kronor per ortmeter extra mot en användning av vanliga sprängkapslar. Min slutsats är således att för en planerad insats av cirka 500 kronor per ortmeter kan vi spara cirka 1000 kronor per ortmeter i sänkta förstärkningskostnader, vilket i slutändan ger stor förtjänst.

Mats Alestam: Tack Ingemar. Då kommer Olavi Siira och pratar om vad som händer och sker i Aitik-gruvan.

Ekonomiska konsekvenserna av skonsam sprängning/ släntstabilitet för Aitik-gruvan (Olavi Siira):

Aitik är Europas största koppargruva och tillhör Boliden Mineral. Aitik har varit känd av Boliden sedan 1930-talet. Gruvbrytningen kom dock först igång i slutet av 1960-talet tack vare att förbättrad utrustning och teknik för dagbrottsbrytning började komma fram. Dagbrottet är idag 2500 meter långt, 600 meter brett och 200 meter djupt. Per år produceras 16 miljoner ton malm med ett kopparinnehåll på 0.38 %. Samtidigt bryts även 12 miljoner ton gråberg. I Aitik arbetar idag 400 personer varav 50 stycken är kvinnor. Sammanfattningsvis kan sägas att i Aitik bryts en av de fattigaste malmerna i världen.

För att få hjälp med släntvinklarna i dagbrottet har vi anlitat en konsult från USA (Call och Nicholas) som har utarbetat rekommendationer för hur släntutformningen med skyddsfunktion skall vara i Aitik. När vi inte har nått upp till de vinklar som rekommenderats har vi startat utvecklingsprojektet "Skonsam sprängning av slänter med grova hål" i samarbete med Nitro Nobel AB, Stiftelsen Svensk Detonikforskning samt Bolidens avdelning för bergteknik. Syftet med projektet är att få rätt storlek på fångstpallarna för att hindra sten att komma ner i dagbrottet samt att ta fram en teknik för att uppnå brantare släntvinkel. Kravet på fångstpallarna är att vid 15 meters pallhöjd skall 90% av pallbredden vara 9 meter. Vid 30 meters pallhöjd skall pallbredden vara minst 11 meter.

Den sprängteknik som används i Aitik idag är inte tillräckligt skonsam. Man får helt enkelt inte den storlek och funktion på fångstpallarna som eftersträvas. Därmed ökar risken att stenar som lossnar från bergväggen inte samlas upp på fångstpallarna utan kommer ner på transportvägar och ned i brytningsområdet. För närvarande använder vi oss av en ny och förbättrad teknik för att begränsa sprängskadorna både i horisontell och vertikal riktning. Detta för att uppnå brantare pallvinkel samt önskad hyllbredd.

När man räknar på vad det kostar oss att åstadkomma en bättre slänt som är 100 meter är kostnaden 3,45 kronor per ton jämfört med den normala kostnaden idag som är 2,40 kronor per ton. Den ekonomiska potentialen i bättre vinklar är följande: För varje grad vi ökar vinkeln på väggarna, minskar gråbergsuttaget på hängväggen med 7 miljoner ton ned till ett dagbrottsdjup på 300 meter. Om vi skulle lyckas branta upp slänten en grad runt hela dagbrottet innebär det en minskning på 22 miljoner ton gråberg ned till 300 meters dagbrottsdjup, vilket i pengar innebär en besparing på mellan 20 och 25 miljoner kronor per grad.

Gör man en riskanalys över vårt arbete med att "branta upp" slänterna kommer man till följande: Om de planerade sprängningarna misslyckas och vi får utglidningar från slänten kan vi i sämsta fall tappa en transportväg eller tillfartsväg, vilket leder till uppröjningskostnader och/eller återfyllnadskostnader. Stillestånd

i 21 dygn kostar 5 miljoner kronor i materialhantering. Fasta kostnader som personal, utrustning och anläggningar kostar under samma tid 15 miljoner kronor. Till detta kommer ett produktionsbortfall på 20 miljoner kronor. Sammanslaget är kostnaderna 35-40 miljoner kronor under en period av 3 veckor.

Att ha insikt om hur man minimerar skadezonens storlek är därför ett arbete som har stor betydelse för Aitik.

Mats Alestam: Tack Olavi. Då har vi Åke Hansson som avslutar sessionen. Åke arbetar på Banverket, region öst.

Vad är beställarkraven - och varför? (Åke Hansson):

Jag skall försöka presentera några beställarkrav och försöka ge en rapport från det verkliga livet. Jag arbetar på Banverket där vi nu har gått en ny era till mötes på grund av uppsvinget i banutbyggnaden. Utanför Stockholm skall vi dra ny järnväg förbi den gamla stambanan, som inte kan byggas ut på grund av befintlig bebyggelse. Vid projekteringen av Grödingebanan ville man ha en så rak linje som möjligt ut från Flemingsberg ned till Järna med påföljd att Södertälje kom i utkanten, vilket ledde till politiska förvecklingar. Som kompromiss fick man då ändra bansträckningen via Södertälje, vilket försenade projektet med drygt ett år. På Grödingebanans sträckning har vi en del speciella problem. Det är tunnlar som är lågt förlagda med liten eller ingen bergtäckning, och som i förhållande till djupt förlagda tunnlar är mycket mer väderberoende och med andra påföljande stabilitetsproblem. När man bygger med mycket begränsad bergtäckning är det inte höga bergspänningar som ger problem utan det är då ofta öppenheten i sprickor och slag som spolas ut som skapar problem.

I normala fall är vår dubbelspårstunnel 11,5 meter bred och cirka 9,2 meter hög. Vi försöker hitta så bra berg som möjligt att lägga våra tunnlar i. Detta styrs bl a av begränsningarna i hur brant man kan stiga och hur tvärt man kan svänga eftersom vi bygger för tåghastigheter upp mot 250 km/tim. Då kommer man ofta i konflikt om vilket alternativ som är lämpligast: tunnel eller öppen skärning. Tunnlar vill alla ha för de syns minst i miljön. Det bor ganska mycket folk runt omkring bansträckningen och de tycker inte om att få öppna skärningar som delar av orörda marker.

Vi har ofta öppna skärningar som är 20-25 meter höga och som innebär ett specifikt framtida underhållningsproblem för oss. Det är nämligen så att en öppen skärning som är 20-25 meter hög inte går ihop med järnvägstrafik, eftersom det inte finns något utrymme för berget att falla ner på. Det är mycket trångt längst

nere i skärningen och dessutom hinner man inte åtgärda problemen under normal drift. Det blir så pass mycket trafik på det här spåret att man maximalt har ett par timmar per natt för att åtgärda eventuella problem. Därför vill vi ha så mycket tunnelsträckningar som möjligt.

Det normala är att man tar ut tunneln med ett galleri och en pall, vilket för det mesta går mycket bra. Problemet för oss är att vissa entreprenörer inte vill spränga skonsamt. De har betalt per kubikmeter berg eller dylikt och därför använder de teknik som de vet fungerar. Bergsprängare besitter en stor yrkesstolthet och vill absolut inte skjuta bom och riskera att bli ökända i kåren. Alltså blir det en konflikt mellan å ena sidan våra (av någon konsult välformulerade) krav på skonsam sprängning och å andra sidan sprängarens beprövade teknik. Ett alltför vanligt problem är att sprängaren inte ser de nedersta hörnhålen som konturhål utan som bottenhål. Pang så skjuter man bort allt upplag för hela bågen. Då känns det ganska ledsamt att behöva kosta på en massa efterföljande förstärkningar. Men man kan inte skälla på sprängaren direkt heller. När man iakttar honom följer han föreskrifterna, men när man vänder ryggen till jobbar han på sitt vanliga sätt.

Vid projekteringen av Grödingebanan kalkylerade vi med att kostnaderna för den generella förstärkningen skulle motsvara cirka 10-12 procent av loss hållningskostnaden. Förstärkningarna görs framför allt utifrån myndighetskrav på bergbesiktningar och bergskrotning. Men det verkliga utfallet från Grödingebanan visar att upp till cirka 35 procent av loss hållningskostnaderna beror på förstärkningsinsatser. Detta beror i sin tur till viss del på dåligt berg; ytberg är alltid mycket sämre än djupare berg. Men en alltför stor del av förstärkningarna beror dels på att man inte borrar som man skall, och dels på att man laddar för hårt.

På Grödingebanan har vi haft förmånen att anlita fyra stora entreprenörer på olika tunnelavsnitt. En entreprenör har valt en metod att dela vertikalt på salvan, där ena halvan blir pilot och andra halvan strossas ut. Pilotsalvan blir då litet tyngre att spränga, men strossen går oerhört lätt. Detta är någonting som vi som beställare är mycket nyfikna på. Det kanske finns andra alternativa metoder för att ta ut de här salvorna. Ett alternativ är att man går med en mittenpilot, och att man strossar väggarna mot hålet. I vår position som beställare är vi mycket beroende av att man inte skjuter sönder mer än vad man behöver. Det är förmodligen så att även entreprenörerna är betjänta av att man spränger skonsamt. Vi kommer definitivt att ta större hänsyn till sprängmetod framöver när vi utvärderar framtida anbud. Vi anser det vara oacceptabelt att lägga ner oproportionerligt stora summor på förstärkning. Jag vill här återigen understryka att man inte skall skylla enbart på entreprenören, det är fel, eftersom det är ett lagarbete innefattande konstruktörer, bergmekaniker, leverantörer och tillverkare.

Det fanns en gång i tiden handhållna bormaskiner med sprängämnen som passade till de borrarde hålen. Rätt dimension och korta borrhål gav jättefina tunnlar. Sedan fick de här bormaskintillverkarna för sig att de skulle hitta på dundermaskiner som i princip nästan borrar utan krona. Det är ju misshandel av berget, anser jag. Med så grova dimensioner passar inte patronerat sprängmedel alls. Samma sak gäller för Pentylen. Då blir det alltså bulksprängmedel (Prillit) som gäller. Nu har man tagit fram Emulet som har använts i Grödingeprojektet med positivt resultat. Men vi har fortfarande problem. Det finns mycket vatten i berget kring tunnarna vilket medför att bulksprängämnen inte går att använda.

Det finns mycket att göra och våra bekymmer är nog likartade oavsett om man är beställare, entreprenör eller tillverkare. Men det är oerhört viktigt att vi tillsammans lär oss mer om den störda zonen, tar fram eventuella samband och försöker att anpassa dessa till praktisk produktion. Det är vi som beställare mycket betjänta av. Vi tycker vidare att det är betydelsefullt att, som beställare, få vara med och utveckla framtida teknik och normer. Det är viktigt att vi utvecklar sprängtekniken. Jag anser nämligen att sprängning är ett fullgott alternativ till fullboringstekniken. Man borrar när det är bäst och man spränger konventionellt när det är bäst. Men det gäller framför allt att titta specifikt på varje objekt och bestämma nivåer som är rimliga, ur allas synpunkt. Avslutningsvis vill jag sammanfatta fördelarna med skonsam sprängning ur beställarsynpunkt.: vi behåller vårt valv och minimerar förstärkningen. Fördelarna för entreprenören är mindre skrotning, mindre mängd sprängmedel och bättre flyt på arbetet på grund av att denne slipper stillestånd för förstärkning, när det egentligen inte skulle behövas.

Diskussion: Ekonomiska konsekvenser av skadezonen

Mats Alestam: Det var fyra intressanta diskussionsinlägg gällande de ekonomiska konsekvenserna. Vi har genom dessa inlägg kommit mycket nära verkligheten. Jag tycker framför allt att Åke Hansson mycket talande beskrev problemen med att få gubbarna vid fronten att göra det man har tänkt sig. Det var dock Lasse Söderberg som inledde sessionen med frågan om det lönar sig att spränga skonsamt. Finns det några modeller där man kan optimera sprängtekniken och förstärkningstekniken? Är det någon som kan komma med en bra lösning?

Olavi Siira: Jag har inget svar, bara ett önskemål på sprängämnessidan. Mitt önskemål är att få ett sprängmedel som man kan variera styrkan på. Jag skulle också vilja ha ett utprovat och fungerande tändsystem med exakta tider. Här tror jag personligen att det elektroniska tändsystemet kommer att bli ett värdefullt

och väl använt verktyg i framtiden, när det gäller att upprätta och genomföra mer precisa tidsföljder vid sprängning.

Mats Alestam: Det fanns vissa synpunkter i Åke Hanssons presentation, att tillverkarna inte har följt varandra. Borrillverkaren går upp i grövre och grövre håldimensioner medan däremot sprängmedelstillverkarna ligger kvar med gamla dimensioner, som inte stämmer alls med de här nya borrdimensionerna. Finns det ytterligare kommentarer eller motkommentarer till detta påstående?

Lars Söderberg: Jag konstaterade att det blev tyst när du ställde din första fråga om det var någon som hade en modell att optimera spräng- och förstärkningstekniken. Det tar jag som intäkt på att den verksamhet som BeFo bedriver, den behövs även i framtiden.

Norbert Krauland: Jag har en kommentar till den här diskussionen. Jag anser att det är viktigt att värdera insatsen med skonsam sprängning i pengar. Så fort vi spränger skonsamt innebär det en extra kostnad. Då måste vi kunna värdera den intäkt, som den skonsamma sprängningen ger. Alla tekniker är utan betydelse om vi inte kan visa att det är god ekonomi att använda dem. Jag minns mycket väl min första kontakt med skonsam sprängning i Laisvall på 60-talet, då vi observerade att vi hade sprängskador i pelarna. Vi ville spränga skonsamt men vi kunde inte ange hur mycket vi minskade de efterföljande förstärkningskostnaderna. Gruvingenjören kunde räkna fram den ökade sprängkostnaden för skonsam sprängning på tiondels ören, medan vi däremot inte kunde ange vad det var värt i form av minskade förstärkningskostnader. Därför skulle jag vilja ha metoder för att mäta sprängskador, och med sprängskador menar jag då skador på funktionen av bergrummet. I slutändan måste vi kunna övertyga våra företagsledningar med ekonomiska argument. Vi måste kunna visa att det är lönsamt att spränga skonsamt samt att kunna kvantifiera de planerade skadorna på kvarstående berg.

Mats Alestam: Det Norbert egentligen säger är att den praktiska skadezonen kan värderas någorlunda i efterhand genom att mäta skrotning och dylikt. Däremot är det svårt att värdera de ekonomiska konsekvenserna av den störda zonen.

Åke Hansson: Jag kan bara uttala mig för Banverkets räkning men vi ser varje satsad krona i skonsam sprängning och minimering av den störda zonen som en investering och inte bara som en kostnad.

Sven-Olof Båvik: Inom Vägverket håller vi för närvarande på med att färdigställa den nya BYA-92 med nya och reviderade anvisningar för bergarbeten. Den kommer allmänt att innehålla mer funktionskrav vilket innebär mer specifikationer. Orsakerna till de mer detaljerade specifikationerna är att vi har ett på tok för

stort och kostsamt underhåll av våra vägskäringar. Jag kommer nu att ge ett antal exempel på detaljerade punkter som för närvarande diskuteras:

- Kanthål får borraras med ett största hålavstånd på 0.8 meter med en största borrhålsdiameter av 51 mm.
- Livhål (alla hål utom kanthål) närmast slänten borraras med maximalt 51 mm borrhålsdiameter.
- Fallhöjden får ej överskrida 15 meter. Hålavvikelse inmätts med toleranser i borrhålsavvikelse på maximalt 0.3 meter.
- Kanthål laddas med lågbrisant sprängämne (maximalt 4000 m/s).
- Laddningsmängden får ej överskrida 0.45 kg/m².
- Förspräckning blir ett krav dock med undantag i tätbebyggt område där metoden ej är tillåten.
- Skador från livhål får ej vara djupare än skador från kanthål.

Ingemar Marklund: Kravet på 0.3 meters hålavvikelse efter 15 meters borraras är ju nästan orimligt att klara.

Sven-Olof Båvik: Det måste gå att klara denna tolerans på hålavvikelse.

Lars Söderberg: Vad har ni för krav på släntlutningar?

Sven-Olof Båvik: Vi kommer normalt att föreskriva en lutning på 5:1.

Gunnar Nord: Vad är motiven till att ni har föreskrivit förspräckning? Jag tror att man allmänt får samma problem med förspräckning, sett över en längre tidsperiod.

Åke Forsgårde: Detonex borde väl kunna gå att använda i kanthålen, användningen av Detonex är väl dokumenterad.

Sven-Olof Båvik: Nej, vi vill inte använda Detonex i kanthålen.

Håkan Stille: Är förspräckning en metod att minimera skadezonen?

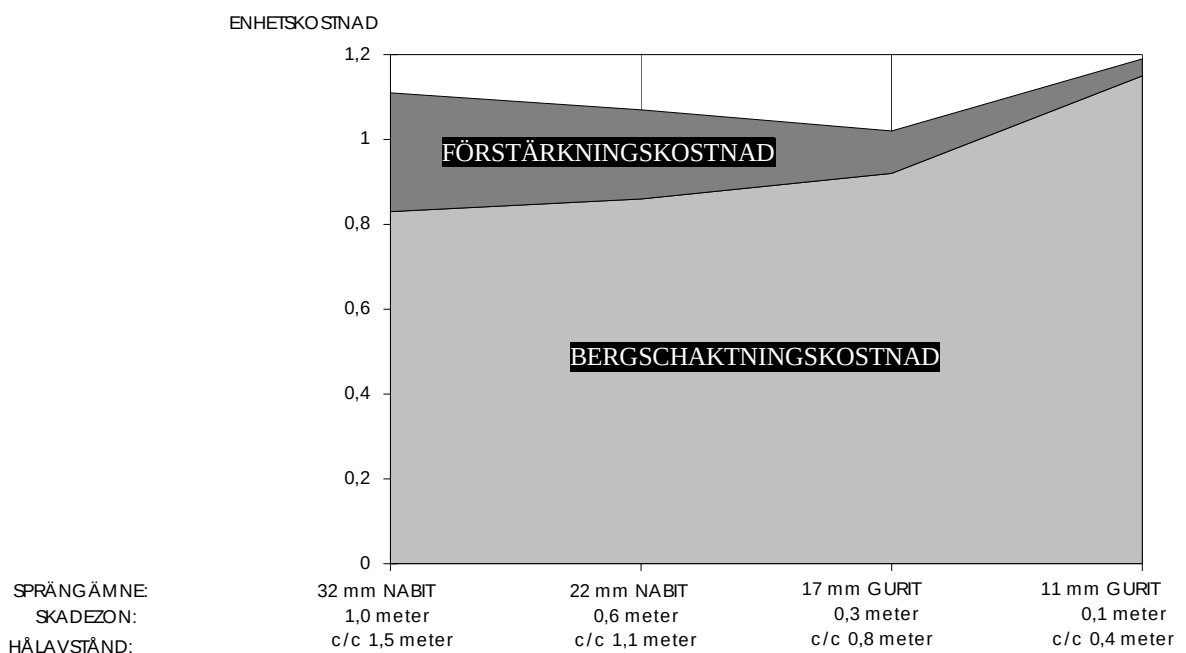
Conny Sjöberg: Ja, med rätt laddning och avstånd. Vid förspräckning har man inget gastryck (ingen förladdning).

Roland Pusch: Är det befintliga strukturerna i berget eller den utförda sprängningen som orsakar de stora och kostsamma underhållen av vägskärningarna?

Sven-Olof Båvik: Det är sprängningen som orsakar de stora och kostsamma underhållen av vägskärningarna.

Nick Barton: Vi har sett att Q-faktorn lätt kan förändras med en faktor 10 med en "hård" sprängning varför en sådan sprängning kan orsaka mycket skada på kvarstående berg med efterföljande förstärkning.

Ragnar Carlsson: Jag vill redovisa resultat från en uppföljning vi utfört vid ett anläggningsarbete i Stenungsund. Vi kunde där dels beräkna hur stor skadezonen blev för respektive sprängmedel, dels hur stor del av den totala kostnaden som hänfördes till förstärkningsinsatser för respektive sprängmedel, (se nedanstående figur). Vi kunde i detta specifika fall se ett tydligt samband mellan skadezon och förstärkningsinsats.



Nils-Erik Bruce: Stockholms gatukontor har ju sedan länge haft mycket preciserade krav till entreprenörerna på en skonsam sprängning i tunnelkonturen och har då specifikt gått in för vissa bitar. Generellt gäller att sprängarbete skall

utföras med hänsyn till bergets beskaffenhet så att skador på kvarvarande berg undviks. Sprängarbeten skall utföras efter godkänd sprängplan, som skall innehålla fullständiga uppgifter om borrar, laddning, täckning och tändningssätt m m. Vid ändrade förutsättningar skall sprängplanen justeras. Kopior av den fullständiga sprängplanen skall överlämnas till beställaren innan sprängarbete påbörjas. Man får inte utföra någon som helst sprängning med mindre än att beställaren har godkänt borrar- och laddningsplanen.

En parameter som vi tycker är viktig är hålavstånden. Vi har föreskrivit parallella hål med ett inbördes avstånd på cirka en halv meter, och vi ålägger vite om vi konstaterar att våra krav inte följs systematiskt. Borrhålsdiametererna i tunnarna har varit föremål för en ständig diskussion. Det har framkommit tidigare idag att man från entreprenörhåll har så starka borraragregat och så pass grova borrhål att de inte stämmer med de laddningar som används idag. På Stockholms gatukontor har vi föreskrivit att, när man inte har rörladdning, får man maximalt gå upp till 45 mm borrhålsdiameter. Detta för att hålen inte skall fulladdas med något sprängämne som vi inte kan acceptera. För rörladdning har vi inte några restriktioner idag. Borringstoleranser har vi hårda krav på, med vite, men vi vill inte gå så långt att det inte är realistiskt att kunna utföra tunneln. Vad gäller laddning så har vi fortfarande kvar begreppet Gurit, men vi godkänner även vad vi kallar ett "likvärdigt sprängämne". Vidare har vi också vissa restriktioner i botten på tunnarna. Rent generellt är det naturligtvis så att konturraden skall styra det hela. I punktform kan våra preciserade krav framställas enligt:

- *Hålavstånd i kontur*, maximalt 0,5 meter. Viten finns.
- *Hålavstånd vid motgjutning*, maximalt 0,2 meter.
- *Borrhålsdiameter högst 45 mm*, vid rörladdning 51 mm.
- *Borringstoleranser*, detaljerade krav finns med viten.
- *Laddning*, i kontur Gurit 17 mm eller likvärdigt. Bottenladdning i hål begränsas. Konturhål i botten begränsas.
- *Borrningsdjup*, normalt ingen begränsning.

Dessa krav gäller för tunnelbanor. Nu ser vi fram emot Ringen och andra större bergarbeten Stockholmsområdet. Det är mycket viktigt att vi hittar bestämmelser och arbetsbeskrivningar, som är optimerade vad gäller praktiskt utförande, förstärkning och ekonomi. Vi hoppas kunna ställa rimliga krav, som entreprenören

kan ställa upp på och som resulterar i en skonsam sprängning med en liten skadezon.

Mats Alestam: Tack Nils-Erik, det är ju mycket klokt om man kan samverka så att man inte ställer orimliga krav som beställare.

Björn Åkre: Det talades i ett tidigare inlägg mycket om borrarregagen och dess kapacitet. I sanningens namn är det ju så att borrarregagen är konstruerade för alla håldimensioner. I det projekt som Åke nämnde, nämligen Grödingebanan, används vårt bästa aggregat som är så bra att det tar hänsyn till om kronan är sliten eller ej. I princip borrar aggregatet saktare med sliten krona för att inte förstöra kronan ytterligare. På så sätt hålls kostnaderna för borkronor nere. Den andra observationen vi gjorde vid uppföljningen av Grödingebanan var att man hade en fantastisk borrarprecision med jämnare konturer, när man verkligen utnyttjade datariggen fullt ut.

Olavi Siira: Jag har en kort fråga till Conny om förspräckning. Är det en metod som totalt sett kan minska vibrationerna?

Conny Sjöberg: Om man skulle kunna åstadkomma en öppen spricka vid förspräckningen, skulle man kunna minska vibrationerna, men oftast får man ju inte en helt öppen spricka. Så svaret på din fråga är att vibrationerna kan minska något i de flesta fallen.

Lars Söderberg: Jag tänkte att exemplifiera mitt inlägg med en gammal stenbro, som har stått bra länge. Man kan fråga sig hur stor skadezonen är i en sådan konstruktion. Men den står där likväl. Om man skulle ge sig på den med mekaniserad skrotning- vad händer då?. Det kanske räcker med att vi får bort en enda sten i stenbron för att hela bron skall rasa. Med detta exempel vill jag ha sagt det inte är konstigt att både skrotnings- och förstärkningskostnaderna har gått upp drastiskt. De verkligt snygga tunneltaken fick vi när vi på gammalt sätt kunde stå på knothögen och skrota med handspett i taket. Då fick vi fram den fina valvformen. När man däremot ger sig på med mekaniserad skrotning, är det mycket lätt att man skrotar för hårt och spettar sönder själva valvformen. För att få stabilitet krävs det då att man lägger på mer sprutbetong. Men jag ser samtidigt inte att vi kan komma ifrån detta krav på mekaniserad skrotning som ju har kommit till av arbetshygieniska skäl. Det är ju ingen väg att gå tillbaka och börja med manuell skrotning igen. Men jag kan mycket väl förstå varför man får ökade kostnader för skrotning och förstärkning.

Roland Pusch: Vad är det för mekanismer som på sikt orsakar takutfall?

Vi skapar det bl.a. genom den mekaniserade skrotningen. Helst skulle man använda sig av handskrotning för att uppnå en mer stabil form och speciellt då om man tar hänsyn till strukturen i berget. Men på sikt tror jag att det är krypning i bergmassan som på sikt ger takutfall, därför att vi i regel har ganska höga tangentialspänningar i taket vilket betyder att vi har en långsamt pågående propagering av finsprickor som till slut leder till instabilitet. Men finns det fler mekanismer?

Nick Barton: I en tunnel med vattenförande sprickor kan vattentrycket byggas upp så att det genereras stabilitetsproblem.

Gunnar Nord: Om tunneln och dess vattenfyllda sprickor kyls ned under vinterhalvåret får vi frostsprängning som ytterligare bidrar till stabilitetsproblem.

Olavi Siira: När vi pratar om mekanisk skrotning vill jag nämna att vi i Aitik provade med att skrota en slänt med högtrycksvatten. Kontentan blev att vi fick en slänt där finandelen spolades bort och stabiliteten blev mycket dålig.

Nils Erik Bruce: Vi har också observerat att andelen skrotning och andelen bergförstärkning har ökat i våra projekt. I vårt senaste projekt Skarpnäcksbanan hade vi för första gången infört mekaniserad skrotning men nogsamt sett till att den var försiktig, med en snygg kontur. Den mekaniserade skrotningen kompletterades dessutom med en sista skrotning för hand, som man sedan kontrollerade. För säkerhets skull användes sprutbetong också.

Ingemar Marklund: Jag delar helt dessa åsikter om den mekaniska skrotningen. Vi måste behandla vårt berg mycket försiktigare. Roland frågade vad som händer med berget efter skrotning och förstärkning. En av nackdelarna med att använda en enkel metod för att kontrollera den uppkomna skadezonen, med exempelvis kvarstående borripipor, är att man kan få en falsk bild av skadezonen. Är berget uppsprucket i kombination med avlastning och pålastning av berget på grund av att man bryter malm runtomkring och genererar mycket vibrationer, kan man få mycket stora bekymmer. Nu har andra, tidigare idag, varnat för vattenskrötning. Med det är faktiskt en teknik som jag tycker att man borde prova ibland. Det är samma sak där som med allting annat, att all teknik inte passar i alla situationer. Man måste välja metod efter förutsättningar och jag tror att man skulle kunna använda sprutning med högtrycksvatten i vissa situationer och på så sätt ta ner allt berg som är löst. Försök då att avstå från att rensa i kloritsprickor och dylikt. Behöver man sätta på ett sprutbetonglager ska man göra det. Behövs det inte så låter man det vara! Sammanfattningsvis tror jag alltså att vi skrotar alltför hårt och vi förstärker utan att tänka oss för.

Mats Alestam: Det ligger mycket sanning i det där. Åke Hansson har tidigare berört det faktum att hur man än föreskriver hur arbetet skall göras, så görs det inte exakt så i verkligheten utan det blir vissa improvisationer samt att gubbarna helst använder tidigare känd och beprövad teknik. Jag tror att vi har ett informationsproblem också vilket gör att vi kanske börjar i fel ände. Det är ju egentligen gubben som står i stoffen som skall ha den bästa informationen så att han är införstådd med varför han skall göra så eller så. Det tror jag att vi är lite slarviga med.

Ragnar Carlson: Jag skulle vilja ta upp och kommentera en del beställarkrav, som kommer mer och mer vid undermarksanläggningar i tätorter, där man ofta har bekymmer med vatteninläckning och problem att hålla grundvattennivån uppe. Här skulle jag vilja knyta an till Lars Söderbergs inlägg om livslängdskostnad. Som de flesta vet kostar efterinjektering mycket pengar. En efterinjektering kan kosta upp till 10 gånger mer än en förinjektering. Vi konstaterar att kostnaderna för tätningsåtgärderna ofta är lika stora som, och ibland flera gånger större än, hela bergschaktningskostnaden. En skonsammare sprängning ger i detta sammanhang en extra kostnad i storleksordningen en eller några procent av bergschaktningskostnaden. Det som vi däremot påverkar i andra änden genom större täthet är ett mångdubbelt större belopp.

Jag skulle också vilja kommentera trenden mot större och större maskiner med grövre hål. För att vi skall kunna spränga skonsamt klarar vi det inte med annat än att vi förändrar sprängämnessortimentet så att det passar dessa dimensioner.

När man spränger en tunnel har man normalt en mekanisk skadezon som ligger någonstans mellan 0 och 3 meter. När vi tittar geohydrologiskt på detta, visar det sig att de mekaniska sprickor som vi öppnat vid sprängningen är så stora att de hydrologiska skadezonerna ligger avsevärt längre ut från tunneln än de mekaniska. Om de ligger dubbelt så långt ut som den mekaniska skadezonen vill jag låta vara osagt. Men det innebär att om vi tar den gamla "SveDeFo-modellen" med ett mekaniskt skadezonskriteria på 700-900 mm per sekund, har vi ett hydrologiskt skadezonskriteria vid avsevärt lägre vibrationsnivåer. Vid sprängningsförsök i betong har man observerat att man skapar sprickor vid vibrationsnivåer ned till ett par 100 mm per sekund. Jag vet inte om de cementinjekterade sprickorna i en förinjektering kan jämföras med betong. Men slutsatsen är att vi får skadezoner som ser helt annorlunda ut. Vi måste alltså helt plötsligt ta hänsyn till de hydrologiska effekterna när vi börjar definiera vårt skadezonsbegrepp och bestämma hur vi skall spränga skonsamt.

Åke Hansson: Jag skall bara avslutningsvis informera er om att inom Banverket, östra Regionen, har vi för bara ett år sedan föreskrivit att vi förbehåller oss rätten att ändra rutinerna så att de passar bergets struktur.

Session 4. Olika tekniker och drivningssystem

Diskussionsledare: Tomas Franzén.

Tomas Franzén: Så har vi då kommit fram till den sista punkten på programmet där vi skall få reda på hur man möter olika ställda krav och olika geologiska förhållanden med respektive brytningsmetod. Spelar brytningsmetoden i sig någon roll för den totala skadebilden? Först ut med sina erfarenheter är Bengt Niklasson som är verksam på SveDeFo.

Metoder för kontursprängning (Bengt Niklasson):

Jag tänker ge en provkarta av resultat från ett antal sprängningsförsök som SveDeFo utfört tillsammans med sina industriintressenter där bl.a. intervalltidens samt slitsningens betydelse för slätsprängningsresultatet analyserats. Resultat från följande projekt kommer att presenteras.

- Riksväg 60, prov med olika intervalltider vid slätsprängning i pall.
- Sofiaprojektet, prov med olika intervalltider i ortkontur samt slitsade konturhål vid ortdrivning.
- Vånga, verklig sprickutbredning vid sprängning med olika sprängmedel.

Riksväg 60, intervalltidens inverkan ovan jord.

Syftet med detta projekt var att undersöka om styrd intervalltid kunde förbättra slätsprängningsresultatet med avseende på ytjämnhet och stabilitet. Fältförsöket utfördes ovan jord i en vägsränning utefter riksväg 60 söder om Lindesberg. Anledningen till att försöket utfördes ovan jord var att det där var lättare att göra observationer än under jord.

Sex stycken provrader med vardera 21 hål sprängdes i en 5 meter hög pall. Tre olika initieringstider mellan hålen provades:

- momentaninitiering

- 2 ms fördröjning mellan hålen
- med nr 55 Nonel GT/T

Momentaninitieringen och den korta initieringen på 2 ms utfördes med hjälp av elektroniksprängkapseln som, vid försökstiden, var under utveckling vid Nitro Nobel AB. Den tredje initieringsmetoden, Nonel GT/T, som är den vanligaste under jord i tunnelkonturer, innebär i verkligheten att hålen detonerat slumpmässigt inom ett tidsintervall på ett par hundra millisekunder. Detta beror på spridningen i brinntid på den pyrotekniska fördröjningssatsen och är helt normal.

Andelen borrhålspipa mättes, pallfrontens ytjämnhet beräknades ur inmätningar, yt- och borrhålskartering utfördes för att kvalitetsbedöma berget samt för att uppskatta skadezonen för varje metod.

Resultatet visar att det momentana initieringssättet gav högsta andel borrhålspipa och jämnast pallfront. Kortintervallinitieringen gav något sämre resultat och sämst den konventionella metoden. Vibrationsmätningar som gjordes 10 meter bakom skjutraden visade att kortintervallinitieringen gav cirka 1/4 så höga nivåer som momentaninitieringen.

Sofiaprojektet, prov med olika intervalltider i ortkontur samt slitsade konturhål vid ortdrivning.

Den storskaliga brytningsmetod som införts vid LKAB medför att antalet ortgavlar på de olika brytningsnivåerna har begränsats. Tillredningsfunktionen måste bli effektivare i de gavlar som finns tillgängliga. Ett viktigt steg i rätt riktning är att införa långa salvor. Tidigare försök med sådana i Malmberget visade att det är möjligt att borra och spränga 7,8 meter långa salvor.

En annan viktig bakgrund till projektet är att dagens höga förstärkningskostnader måste minskas. Utvecklad kontursprängteknik är viktig för att hålla nere förstärkningskostnaderna och i möjligaste mån minska störningarna i produktionen.

Målsättningen för Sofiaprojektet var att utveckla en funktionssäker drivningsmetod till lägre kostnader, längre salvor utan grovhål för effektivare drivning, säker arbetsmiljö, minskad överbergsbrytning samt låga förstärkningskostnader.

Ort- och tunneldrivningsprojektet Sofia genomfördes från slutet av augusti 1990 till mitten av juni 1991. Drivningen har utförts av Kuj-Bygg (Skanska/Siab). I projektet har flera företag och organisationer samverkat mot samma mål. LKAB var huvudman medan SveDeFo ansvarade för de sprängtekniska delprojektet.

Vidare medverkade Skanska, Nitro Nobel AB, Atlas Copco AB, Conjet AB, Höghskolan i Luleå, Gruvteknik 2000, SecoRoc, Kimit AB med flera.

Sofiaprojektet har höjt kunskapsnivån när det gäller teknik inom ort- och tunnel-drivning samt kontursprängning. Direkta resultat från projektet är:

- Att en ny välfungerande parallellhålsöppning med Ø 64 mm spräng- och tomhål framtagits.
- Att långa salvor med upp till 7,8 meter borrarat djup nu ger medelindrifter på 7,0 meter eller 90% om bergförhållandena och borrarningen är tillräckligt bra.
- Att de nya borrarings- kontursprängningsmetoderna kan reducera överberget med upp till 50% och öka antalet synliga halvpipor nästan lika mycket.

Inom Sofia-projektet gjordes också ansatser att undersöka effekten av styrd intervalltid i konturen. Sofiaprojektet har omfattat tillredning av totalt cirka 1250 meter ort där bl a öppnings- och kontursprängningsförsök bedrivits. Konturförsöken har innefattat cirka 25 salvor med elektroniska sprängkapslar i konturhålen. Intervalltiderna som används har varit desamma som i ovanjordsförsöken vid Riksväg 60. Både 48 och 64 mm håldiameter har provats.

Två resultatparametrar har registrerats; andelen synlig borrhåls pipa efter sprängning samt överbergsandelen. Resultatet av andelen hålpipa visar att elektro-niksprängkapseln förbättrar resultatet jämfört med konventionell tunnelinitiering både vid 4,4 meter och 7,8 meter salvor samt vid båda håldiameterarna. Vad gäller överbergsandelen, styrs den till stor del av andra faktorer som borraringsprecision och laddningsstyrka men försöken visar att resultatet ytterligare förbättras då momentan eller mycket kort initieringstid används i konturen.

Försök med vattenslitsade borrhål ingick också i projektet. Resultaten visade att hål, som slitsats diametralt med en vattenstråle för att underlätta sprickbildning mellan intilliggande hål, krävde mindre mängd sprängämne. Intressant är att det med hjälp av styrda intervalltider och slitsade borrhål markant går att förbättra kontursprängningen. Kostnaderna för dessa insatser i en 6-7 meters salva ligger ungefär på 300 kronor per ortmeter vardera.

Resultaten tyder på att en kombination av styrd intervalltid och slitsade hål skulle kräva mindre sprängämne per borrhål. Påverkan på omgivande berg blir

mindre och man får därmed också en säkrare arbetsmiljö och lägre förstärkningskostnader.

Vånga, verklig sprickutbredning vid sprängning med olika sprängmedel (minimering av sprängskador i slutlig slänt).

I Vånga stenbrott i norra Skåne har SveDeFo tillsammans med Nitro Nobel undersökt sprickutbredning i berg från några olika typer av sprängämnen. Intressenter i projektet är även Vägverket och Skanska. Försöken utfördes i mycket sprickfri granit, i vilken ett antal två meters Ø 38 mm hål borrades. Försättningen var 0,5 meter. Bakom hålen placerades accelerometrar för registrering av vibrationer. Hålen laddades och sprängdes var för sig.

Efter sprängning togs block ut kring hålen. Blocken sågades vinkelrätt mot hålet och bergytorna karterades. Med denna metod får man en mycket bra bild av sprickutbredningen från sprängningen runt hålet. Denna första test omfattade 8 olika sprängämnen (Dynamex, Prillit, Emulet 50, Emulet 20, Gurit 17, K-rör, Detonex 20 och Krut). Resultaten av fältproven visar mycket tydligt på stora skillnader för såväl spricklängd som frekvens av sprickor från olika typer av sprängämnen. Genom att öka håldimensionen med konstant laddningsdiameter, dvs öka frikopplingen, reduceras spricklängden och vibrationerna markant. Dock måste betydligt fler försök utföras för att säkerställa materialet.

Metoden att visa sprickbildning genom sågning och penetrantsprayning är noggrann och visar tydligt även mycket små sprickor. SveDeFo går därför nu vidare för att bl a undersöka betydelsen av en del sprängtekniska parametrar som specifik laddning, detonationshastighet, gasvolym etc. Målsättningen är att hitta och formulera samband för dessa parametrar och sprickbilden. Detta kan leda fram till nya rekommendationer för sprängning med olika sprängämnen i olika typer av berg.

Avslutningsvis vill jag, i punktform, redovisa ett antal åtgärder/ metoder som erfarenhetsmässigt, var för sig, är viktiga för att få en bättre tunnelkontur:

- rensning av föregående salva
- bra kvalitet på ortvägg - tak
- utsättning - bakrikt
- borrning (riktinstrument, långa salvor, stål - krona - krökning, styrning av hydraultryck

- utbildning - motivation
- sprängteknik (bakblåsning av ANFO, intervalltiden, slitsning, val av sprängämne

Tomas Franzén: Tack Bengt för ditt intressanta inlägg. Nu kommer Christer Svemar, som arbetar på Svensk Kärnbränslehantering AB, att presentera SKB's koncept för djupförvar av använt kärnbränsle.

Presentation av SKB's koncept (Christer Svemar):

Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB, har som uppgift att på ett säkert sätt ta omhand det använda kärnbränslet från de svenska kärnkraftverken och det övriga radioaktiva avfall som uppkommer i Sverige. Ett system finns i drift som omfattar transport med framför allt fartyget Sigyn, slutförvar för lågt och medelaktivt avfall i Forsmark, SFR, samt mellanlager för använt kärnbränsle i Simpevarp nära Oskarshamn, CLAB. Det använda bränslet planeras att förvaras i vattenbassängerna i CLAB under cirka 40 år, varefter bränslet kapslas in och deponeras i ett djupförvar i svensk berggrund. Platsen för detta djupförvar är ännu ej utsedd.

Efter 40 år har bränslet klingat av till cirka 1/10- del både vad gäller värmeavgivning och strålningsnivå. I djupförvaret kommer avklingningen att fortsätta så att kapslarna efter cirka 1000 år inte längre avger en strålning som anses farlig för människan. Däremot är bränslet fortfarande skadligt för människan om ämnen kommer in i kroppen. Det tar cirka 100 000 år innan den sk radiotoxiciteten avtagit så att det deponerade bränslet kommit ner till en nivå som är jämförbar med den ursprungliga uranmalmens. Isoleringsskravet på ett djupförvar är därför satt till minst 100 000 år.

Allt bränsle från det svenska programmet planeras att placeras på en plats. Med hänsyn till sprickstrukturer och vattenförande zoner kan förvaret delas upp i mindre delar som får plats i bergblock vilka skiljs åt av de betydningsfulla diskontinuiteterna på platsen. Den totala ytan för att rymma det svenska använda bränslet är knappt 1 km². Den förordade metoden innebär tillredning på cirka 500 meters nivå under markytan av ett system av parallella orter från vars sula deponeringshålen borrar vertikalt nedåt. Anledningen till att man valt ett hål för att lägga kapseln i och inte att lägga kapseln i orten är bl.a. att man vet att en störd zon utbildas runt en sprängd ort men att man är osäker på denna zons hydrauliska egenskaper. Alltså fördrar man att placera kapseln i mindre påverkat berg utanför ortens interferensområde.

Den viktigaste frågan för djupförvaret är den långsiktiga funktionen med avseende på möjligheten att isolera det använda kärnbränslet från att komma i kontakt med människan, dvs från att lösas upp i grundvatten (vilket förutsätter trasig kapsel), för att sedan transporteras genom bentonitbufferten och via vattenförande sprickor i berget komma till större diskontinuiteter, som står i förbindelse med markytan. Först när en tillfredsställande nivå nåtts på djupförvarets långtidsfunktion kommer olika metoder och tekniker att övervägas, dvs de tekniker som kan bedömas leda till den avsedda funktionen. Därefter kommer kostnadsfrågan in i bilden som ett optimeringsinstrument.

Överväganden beträffande effekter av den störda zonen genomförs för de olika momenten i arbetet i djupförvaret enligt följande lista:

- Tillredning
- Deponering
- Återfyllning
- Förslutning
- Långsiktig funktion och säkerhet

Den allmänna, schematiska bilden av berggrundens storskaliga struktur är att det finns en viss regelbundenhet av sprickor med viss mäktighet och viss utbredning. På de cirka tio typområden som SKB närmare undersökt genom åren är bilden genomgående den att det finns en typ av diskontinuiteter som återkommer med 3-4 kilometers regelbundenhet. Mellan dessa finns en mindre sprickstruktur som uppvisar en ungefärlig regelbundenhet på 300-500 meter. Med denna generella bild som grund är uppfattningen att djupförvaret kan delas upp i olika delar, varav centralområdet är ett. De olika deponeringsblocken avskiljs av diskontinuiteter med stor hydraulisk transportkapacitet och längs vilka rörelser helst sker om seismiska aktiviteter i framtiden skulle komma att utlösas i området. Deponeringsorter och deponeringshål skall hålla ett visst respektavstånd till dessa strukturer.

I närområdet skall tillredningen beakta den bild av möjliga transportvägar som finns för radionuklider ifall kapslarna skulle brista och nuklider gå i lösning. Uttransporten från kapseln antas i beräkningarna som görs ske i ett hål i kapselväggen, där hålet antas uppkomma i svetsen. Därifrån diffunderar nukliden antingen genom bentoniten till en spricka i berget i deponeringshålets vägg eller genom bentoniten upp till området för den störda zonen i deponeringsortens sula, där transporten sker genom flöde. Alternativt kan också nukliden diffundera i en mindre spricka i berget fram till en sprickzon under deponeringshålet. I säker-

hetsanalyserna utgör den störda zonen i sulan den kraftigaste transportkanalen för nuklider som kommit igenom bentonitbarriären.

Under tillredningen har sprickkarteringen hög prioritet för att utröna vilka egenskaper den störda zonen har i olika delar av deponeringsområdet och var man lämpligast kan bygga pluggar för att begränsa axiellt flöde längs orterna.

Bergförstärkning med bult eller betongsprutning vill man begränsa utan att för den skull äventyra arbetssäkerheten. Nackdelen med bultar och betongsprutning är den effekt bultar och främmande material har på den långsiktiga säkerheten efter förslutning av djupförvaret.

Under själva deponeringsoperationen spelar vatteninläckningen en stor roll. Deponeringssekvensen är att man först bygger upp bentonitbarriären varefter kapseln sänks ner i centrum av bentoniten. Därefter fylls resten av deponeringshålet med ytterligare bentonit. Bentoniten är känslig för vatten och börjar genast svälla i kontakt med vatten. Rinner för mycket vatten till innan hela deponeringscykeln i hålet klarats av kan bentoniten svälla så pass att den ej får den kvalitet som behövs för att den långsiktiga funktionen och säkerheten skall uppnås. Då måste arbetet göras om. För att kunna utnyttja så stor andel deponeringshål som möjligt behöver sannolikt vattenförande sprickor tätas av. Framför allt torde den störda zonen i ortens sula härvid kunna utgöra ett problem.

Förutom vattenföringen utgör bergstabiliteten i deponeringshålet en viktig faktor. Bentonittjockleken är noggrant utformad och toleransen ifråga om bergutfall i deponeringshålet är begränsad.

Efter avslutad deponering återfylls deponeringsorterna med en blandning av bentonit och sand, som avvägs så att den hydrauliska konduktiviteten i orten blir lägre än konduktiviteten i det omgivande berget. Tillvägagångssättet är att först kompaktera tunna lager med vibromaskin och därefter blåsa in material i övre delen av orten. För att nå erforderlig kvalitet också i den övre delen krävs en större andel bentonit, vilket är en fördyrande faktor.

Den störda zonen kräver speciella åtgärder vid förslutningen av djupförvaret i syfte att effektivt strypa möjligheterna till axiella flöden längs tillredda orter och schakt. En besvärlig situation kan uppstå runt befintliga sprickzoner. Runt deponeringsorten kan den störda zonen ha en axiell, uthållig utbredning. Om den når fram till den sprickzon som orten passerar finns risk för att en snabb väg bildas för nuklider att transporteras till dagen. Den skyddande åtgärd som planeras att motverka denna direktkontakt med befintliga zoner är att utvidga orten runt

sprickzonen och med hjälp av betong och bentonit bygga en plugg som isolerar sprickzonen.

För schakt finns olika lösningar skisserade som bygger på svällande material och slitsar i bergväggen. I övre delen av schakt till djupförvaret antas att en enklare återfyllning kan vara tillräcklig, eftersom den axiella transporten begränsats på djupare nivåer.

Sammanfattningsvis har det i SKBs arbete visat sig att den störda zon som utbildas runt orter och schakt kan utgöra en i förhållande till andra transportvägar betydande kanal för radionuklider. Arbetet kommer att läggas ner på att förstå de faktorer som påverkar utbildandet av den störda zonen och hur denna kan karakteriseras och eventuellt tätas eller skärmas av. Innan kunskaperna finns kommer säkerhetsanalyserna att förutsätta det mest konservativa antagandet, att zonen utbildas som en uthållig hydraulisk kanal med stor transportkapacitet av eventuellt frigjorda radionuklider.

Tomas Franzén: Vid planeringen av denna diskussion var Bengt Toolanen, Kraftbyggarna Entreprenad AB, tillfrågad att framföra sina erfarenheter kring frågeställningarna *"Finns det skillnader i upphandling, utförande och uppföljning av drivningsteknik beroende på bergkvalitet och förväntad/uppskattad skadezon? Vad styr valet av metod? Erfarenheter från planeringen av Hallandsåstunneln"*. Bengt har, tyvärr, fått förhinder, i sista stund, varför Mats Alestam, Sydkraft Konsult AB, skall redogöra för historia och resultat av upphandlingen av Hallandsåstunneln.

Upphandling av Hallandsåstunneln (Mats Alestam):

Tunneln genom Hallandsåsen blev föremål för utredning redan 1983-84, när länsstyrelserna i Hallands- Kristianstads- och Malmöhus län gav VBB och Sydkraft i uppdrag att utreda lämplig sträckning för en tunnel genom Hallandsåsen. Förutsättningarna var då att kommunerna Båstad och Förslöv skulle ha lämpliga stationsplatser. Fem år senare, 1989, gav Banverket, södra Regionen i Malmö i uppdrag till Sydkraft att göra en förstudie om förutsättningarna för en tunnel genom Hallandsåsen. Förstudien gav vid handen att förutsättningen för ett tunnelbygge i den tänkta sträckningen förelåg. Banverket utförde därefter en banutredning, i egen regi, som blev klar våren 1990.

En senare förfrågan att genomföra detaljerade förundersökningar och bygghandlingar resulterade i att VIAK, Malmö, sedermera VBB VIAK, fick uppdraget bl a i konkurrens med Sydkraft. Bygghandlingarna färdigställdes våren 1991. Hösten 1990 började Banverket förbereda upphandlingen med en prekvalificering. I

första omgången utsågs cirka 15 företag i Skandinavien som kunde anses som prekvalificerade. Med tanke på kommande EES-avtal och att det var en offentlig upphandling tillfrågades cirka 20 europeiska entreprenadföretag om deras intresse för att prekvalificera sig. De färdigställda preliminära bygghandlingarna lämnades sedan våren 1991 ut till cirka 25 entreprenadföretag. Den sammanlagda utbyggda längden dubbelspår inklusive spåren genom tunneln uppgår till cirka 14,6 km. Entreprenaden innefattade följande fyra delar:

- 1 *Norra delen, E 1.* Terrassering för spår och mötesspår, plattformar, banunderbyggnad, broar, provisorisk järnvägsbro över Stensån jämte provisoriskt spår, betongtunnlar, enkelspårtunnlarna in i åsen från norr till sektion 194 + 845 samt ventilationsschakt.
- 2 *Mellersta delen, E 2.* Enkelspårtunnlarna in i åsen från söder till sektion 194 + 845, betongtunnlar vid bergtunnelrörens södra mynnningar, terrassering för spår och mötesspår, (del av) bro över bäck, bäckomgrävning, leverans av bergmassor för vägbankar vid väg 717 och 722 och jordmassor till landskapsmodellering i anslutning till väg 722 (del v) samt banunderbyggnad. Massor skall även tillhandahållas inom eget arbetsområde för väg- och spårunderbyggnader samt släntbeklädnader till södra delen av banan.
- 3 *Södra delen, E 3.* Terrassering för spår och mötesspår samt banunderbyggnad. Bro över Möllebäcken. Massor till väg- och spårunderbyggnader samt släntbeklädnad. Jordmassor till landskapsmodellering avlämnas på plats till entreprenad 4 för landskapsmodellering.
- 4 *Ombyggnad av allmänna vägar vid Förslöv, E 4.* Ombyggnad av väg 717 jämte bro över spåren, ombyggnad av väg 719 och 722 jämte bro över spåren.

Bergtunnelarbetena i entreprenad 1 och 2 ovan förutsätter att tunneldrivning sker på konventionellt sätt. Det åligger vidare entreprenör att samordna sina arbeten med angränsande entreprenörer.

Utbyggnaden av dubbelspåret utförs i sin helhet på entreprenad med undantag för banöverbyggnaden samt banans el-, tele- och signalsystem som Banverket utför i egen regi eller delvis låter utföra som separata entreprenader.

Den 10 juli 1991 gick anbudsförfrågan ut till de entreprenörer som anmält sitt intresse och som prekvalificerat sig. Anbudet skulle vara Banverket tillhanda den 24 september. Vid denna tidpunkt väcktes frågan om inte en dubbelspårstunnel skulle utgöra ett lämpligt alternativ. Bygghandlingar togs fram och översändes till entreprenören den 16 september och anbudstiden flyttades till den 28 november.

Vid anbudstidens slut hade nio stycken anbud från olika entreprenörer eller entreprenörskonsortier inkommit. Anmärkningsvärt var att endast ett av de europeiska entreprenadföretagen som begärt att få delta lämnade anbud. I detta fall hade Banverket stått till tjänst med lämpliga svenska partners utöver den grupp som erhållit förfrågningsunderlaget.

Utvärdering av anbud och teknisk värdering av olika alternativ låg nu framför Banverket. Sydkraft Konsult bidrog med rådgivning och teknisk utvärdering av bl a reservationer i anbudet.

Vid en jämförelse mellan olika tekniska lösningar som enkelspårstunnel alternativ dubbelspårstunnel bedömdes bl.a. investering, stabilitet, säkerhet och driftförhållanden. En viktig faktor i jämförelsen var den att dubbelspårsalternativet krävde räddningstunnlar på c/c cirka 1000 meter, vilket i detta projekt var nästan ogenomförbart och direkt gav påverkan på investeringskostnaden. Tillgängligheten för två enkelspårstunnlar under driftperioden var vida överlägsen andra alternativ. Vid en jämförelse med två enkelspårstunnlar har Räddningstjänsten i Båstad föreslagit tvärtunnlar på c/c 500 meter, men avståndet är inte låst utan bearbetas under projektets gång.

Vad beträffar andra säkerhetsdetaljer kan nämnas att brandventilation inte krävs för tunnarna, en erfarenhet som inhämtas från Tyskland, Schweiz, Österrike och Frankrike där dessa åtgärder inte genomförts.

Utvärderingen av anbudet blev komplicerad och kompletteringsfrågor om bl a reservationer fick ställas till flera anbudsgivare. Förhandlingar inleddes i början av 1992 med ett fåtal entreprenörgrupper. Efter intensiva förhandlingar under februari kunde Banverket den 5 mars meddela allmänheten att entreprenaden, del 1 t.o.m. 4 hade upphandlats av Kraftbyggarna Entreprenad AB, Luleå.

Avtalskonstruktionen är mycket intressant eftersom man upphandlat ett sidoanbud med fullborrning (TBM) och entreprenadform totalentreprenad, dvs ABT 74. Anbudssumman är cirka 690 Mkr och avser såväl mängdreglerad del som fast del, vilka båda skall indexregleras. Overheadkostnaden motsvarar cirka

11%, bergförstärkning cirka 22%, bergdrivning cirka 58%, vägar cirka 0,6% och broar, betongtunnlar cirka 8,4%.

Bergförstärkningar i det aktuella fullborningsalternativet är värt sitt eget kapitel. Förstärkningarna är uppdelade i 8 stycken olika klasser efter angivna Q-värden. Beroende på det aktuella Q-värdets intervall är den permanenta förstärkningen bestämd. Banverkets krav på långtidsegenskaper är att förstärkningarna skall fungera i 100 år. I förstärkningsåtagandet ligger även injekteringsdelen med krav på att inläckning inte får överstiga 12 liter/min och 100 meter för de två tunnelrören vilket är ett mycket högt ställt krav med tanke på den bergmassa som finns i Hallandsåsen.

Förstärkningsarbetena som inkluderar bultning, sprutbetong, stålågar, injektering, stillestånd m m ersätts med à-priser multiplicerat med utförda mängder som mäts månadsvis. Den ackumulerade betalningen skall inte vid något tillfälle överstiga 150 Mkr multiplicerat med kvoten mellan utförd och total tunnellängd. Ersättningen är av någon slags incitamentsmodell varför entreprenören erhåller de 150 Mkr oavsett om de har upparbetats eller ej. Överstiger ersättningen 150 Mkr minskar à-priserna med 30%. Detta fortgår upp till en övre nivå på 193 Mkr som ej kan överskridas utan att entreprenören får stå för merkostnaderna. Utbetalning utöver 150 Mkr görs först när tunnelarbetena är helt färdigställda.

Kraftbyggarna hade även lämnat ett huvudanbud innefattande konventionell sprängning av två enkelspårstunnlar. Detta anbud låg cirka 6% högre i pris än TBM-anbudet. Om TBM-metoden oavsett orsak ej fungerar skall Kraftbyggarna övergå till konventionell tunneldrivning enligt förfrågningsunderlaget. Ersättning skall då utgå efter prissatt mängdförteckning för sprängda tunnlar. À-priserna skall, vad gäller bergarbeten, minskas med 13%.

I uppgörelsen ingår ett avtal avvikelser från AB 72 vilka bl a är:

- samordning enligt AB 72, kap 3 § 14 åligger byggnadsentreprenören,
- à-pris för samtliga arbeten gäller oberoende av mängdförändringar. Begränsningarna i AB 72 kap 6 § 3 gäller ej,
- med ändring av AB kap 6 § 2 och § 3 gäller att för bergtunnlar ersättning för "väsentligt rubbade" respektive "andra" förutsättningar ej skall utgå utöver avtalad ersättning för stillestånd och avtalade à-priser i övrigt,

- tvist enligt AB 72 kap 9 § 1 avgörs av allmän domstol såvida parterna inte överenskommer annat.

Det finns vidare ett kvalitetskrav på att tunneln ej i någon punkt får avvika från tunnelns fastställda spårgeometrisk centrumlinje, som innebär att det radiella avståndet 440 cm från nämnda centrumlinje till tunnelvägg underskrids. Garantitiden i kontrakten är 5 år, räknat från godkänd slutbesiktning.

Kraftbyggarna har valt en TBM-maskin från Atlas Copco, modell Jarva. Den har i normalfallet diametern 9,1 meter men kan om bergkvaliteten är mycket dålig borras med en diameter av 9,25 meter eller maximalt 9,4 meter. Utrustningen måste klara sonderingsborrning, injekteringsborrning, bultning o d, vilket ställer stora krav på det aktuella TBM-konceptet. Entreprenören har tänkt sig att fullborra den östra tunneln från norr och sedan vända tillbaka och borra västra tunneln söderifrån.

Vid projekt av den här storleken krävs klara handlings- och befogenhetslinjer. Sydkraft Konsult har därför på Banverkets uppdrag arbetat fram en projekt- och kvalitetshandbok, som skall göra projektet mera gripbart för de involverade parterna. Det önskade resultatet av en god entreprenadupphandling är *rätt kvalitet* (inklusive funktion) med *rätt ekonomi* (investering och årskostnad) vid *rätt tidpunkt*. För beställaren finns det dessutom några viktiga aspekter på en god upphandling:

- Att i god tid känna projektets slutliga ekonomi inom rimliga marginaler och att kunna följa den ekonomiska utvecklingen under hela projekttiden.
- Att kunna fatta nya beslut under projekttiden utan att drabbas av onödiga kostnader, dvs att kunna påverka resultatet under projekt tiden.
- Att kontinuerligt kunna följa projektets tidsmässiga utveckling och i god tid bli varnad, om förseningar kan uppstå.
- Att ha tydliga och enkla ansvarsförhållanden för den färdiga produkten.

Totalentreprenaden anses vara den form, där beställaren har den sämsta möjligheten att påverka utförandet i detalj. Totalentreprenören har ju åtagit sig att klara beställarens funktionskrav med sina tekniska lösningar men dessa är ju normalt inte preciserade i detalj vid anbudets avlämnande eller ens vid kontraktstecknan-

det. Beställaren kan således råka ut för överraskningar under kontraktstiden, alltför eftersom totalentreprenörens projektering fortskrider. På samma sätt anses totalentreprenaden ge beställaren mycket dåliga möjligheter att företa ändringar, sedan entreprenör utsetts.

Banverket har i detta projekt eliminerat många av dessa risker genom att de har detaljprojekterat anläggningen, så att projekteringen som Kraftbyggarna gör är endast beroende på annan drivningsmetod dvs ett cirkulärt tvärsnitt i stället för hästskoformen.

Tomas Franzén: Tack Mats för dessa mycket intressanta upplysningar om Hallandsåstunnelns upphandling. Som sista inlägg i denna session kommer Gunnar Nord, Skanska Teknik AB, att presentera en jämförelse av andel överberg mellan borrhning/ sprängning och fräsning med "roadheader" vid Ocean Outfall, Sydney

Jämförande studie av olika drivningstekniker (borrhning/sprängning och "road-header"- teknik) i syfte att minimera andelen överberg (Gunnar Nord):

Skanska utsågs tillsammans med Parson Bridge att färdigställa två relativt korta tunnlar som skulle ingå i ett nytt avloppssystem för Sydney. Tunnelarna gick under benämningen "Ocean outfall". Arbetena var uppdelade på två kontrakt där del 1 bestod av två nedfarter från markytan till ett betryggande djup under havsbotten. Dessa tunnlar hade arean 24 m² med längderna 800 meter och 1000 meter. Lutningen på bägge tunnelarna var 1:4. Det befintliga berget bestod av svagt stupande lager av sandsten, siltsten och lersten. Hållfastheten hos bergarterna skiftade högst avsevärt.

Tunnelarna skulle efter berguttaget hel-inklädas med betong, s.k. lining. För att beställaren inte skulle drabbas av kostnader för "extra betong" på grund av slarvigt uttag av berget hade han specificerat följande betalningsregel. Full betalning erhöles för såväl berg som betong in till en s.k. "payline" (B- linjen), som var belägen strax utanför en s.k. "excavation line" (A- linjen). "Excavation line" betyder här att inget berg får befinna sig innanför denna linje efter utsprängningen. Det innebär att man har bonus och straff för kvaliteten på sprängningen eller uttag på annat sätt.

Det är alltså en typ av kontrakt där det lönar sig att vara noggrann med uttaget. Under anbudsskedet liksom under utförandet fördes en diskussion kring vilken uttagsmetod, som var den bästa och hur man skulle gå tillväga för att minimera överberget. Man beslöt sig för att fräsa ut tunnelprofilen. På plussidan för fräsalternativet låg den förväntade fina profilen med minimal förstärkning och på mi-

nussidan fanns stora kostnader för maskinutrustning på grund av slitage. Vad gäller framdrift är såvitt känt inte någon väsentlig skillnad mellan fräsning och borrar/sprängning. Man bestämde sig således för att fräsa ut berget.

På grund av att den aktuella bergarten "Hawksbury sandstone" är mycket stark för att vara en sandsten, var man tvungen att välja en stor maskin för att få en effektiv avverkning. Detta innebar tyvärr också att man inte kunde uppnå den perfekta konturen. Tunnelkonturen från den använda fräsmaskinen AM 100 från Voest Alpine ser ut som logon till MacDonalds. Fräsmaskinen har en kraftig bärare och har en bom som gör att fräshuvudet täcker hela tunnelarean. Men på grund av att maskinen är så stor kan man inte få den perfekta konturen. Man får ett häng vid hjässan samt en oönskad rundning vid botten.

När man fräser i torrt berg dammar det en hel del. För att väsentligt reducera dammspridning användes vattenbegjutning. Dessutom är det svårt att veta var man befinner sig speciellt när man driver tunnel med lutning 1:4 utför. Man använder sig därför av ett flertal riktningsgivare (laser) vilket i detta projekt innebar sex stycken lasrar. Det fanns ingen laser i hjässan och det berodde på att ventilationstuben var placerad i denna position. Utlastning skedde dels med en fyrhjulsdreven liten lastbil, en s.k. "Jeffrey car", men den ersattes senare med ett spel och rälsbunden vagn som anslöts direkt bakom fräsmaskinen.

Beställaren kontrollerade resultatet i tunnelsektionen 300-360 meter, dvs 60 meter tunnel. Resultaten visar att man här i snitt hade tagit bort $0,073 \text{ m}^3$ berg/meter tunnel utanför B- linjen. Mellan A- och B- linjen hade man tagit bort $0,581 \text{ m}^3/\text{m}$. Tillsammans utgör dessa $0,654 \text{ m}^3/\text{m}$ och med en båglängd på 12,7 meter blir det genomsnittliga överberget 5,1 cm. Denna siffra förefaller rimlig eller kanske till och med något för bra.

På arbetsplatsen fanns även en borrarjumbo tillgänglig för att kunna sättas in vid behov. Det var en relativt modern maskin med hydraulhammare. Borrar och sprängning tillämpades över ett begränsat tunnelavsnitt. Även då var ambitionen att minimera mängden överberg. Det innebar att man utnyttjade de sex befintliga lasrarna och att man använde mallar mellan dessa för att markera påhugg för varje konturhål. Manuell inriktning av den korrekta tunnelriktningen gjordes av borrarbommarna och lasern. Hålen ansattes på teoretisk linje och man strävade efter att sticka ungefär 8 cm med en salvlängd på cirka två meter. För att hålla stickning inom önskat mått fick borrar-maskinen "slicka" bergkonturen. Lång tid åtgick för att ställa upp borrarvagnen på ett riktigt sätt.

Beställaren gjorde sedan en uppmätning av överberget i tunnelsektionen 400-460 meter där man hade borrarat och sprängt. Även här mätte man i 13 sektioner och

resultatet blev att uttaget utanför B- linjen var $0.343 \text{ m}^3/\text{m}$ tunnel och mellan A- och B- linjen var uttaget i snitt $0,397 \text{ m}^3/\text{m}$. Tillsammans ger det $0,74 \text{ m}^3/\text{m}$ eller i snitt 5,8 cm överberg. Detta resultat som är näst intill icke trovärdigt, visar att man med modern teknik och kompetent personal kan uppnå samma resultat vad gäller mängd överberg för fräsning respektive borrar/sprängning.

Vid det andra projektet där bergförhållandena inte var lika gynnsamma som vid Sydney och Hawksbury sandstone, erhöll man vid mycket god precision på utsättning men utan riktinstrument på borbommarna överberg i storleksordningen 27 cm.

Diskussion: Olika tekniker och drivningssystem

Tomas Franzén: Tack Gunnar för den intressanta jämförelsen mellan fräsande tunneldrivning och konventionell drivning med borrar/sprängning. Vad jag dock personligen saknar är resultat från undersökningar om skadezonens utbredning vid fullbörning, TBM.

Ingemar Magnusson: Vid all typ av tunneldrivning är det tre punkter som är speciellt viktiga, nämligen

- ekonomi
- miljö och
- stabilitet.

Vad gäller den sista av dessa punkter, stabiliteten, vill jag hävda att skadezonens djup (under normala förhållanden på 0.3-0.6 meter) är oväsentlig genom den bultning och förstärkning som utförs. Av den anledningen påstår jag att en sprängd förstärkt tunnel når högre långtidsstabilitet än en icke förstärkt TBM-tunnel. *Det går inte att tala om för berget att det är stabilt!*

Ragnar Carlsson: Projektering, planering och utförande av skonsam sprängning måste ske genom en mycket noggrann styrning, innefattande:

- val av lämplig sprängmetod
- val av skadezonsdjup
- detaljerad borrarplan
- detaljerad laddplan
- detaljerad tändplan
- uppföljning och kontroll.

Norbert Krauland: Hur spränger vi skonsamt i borrhålens längdriktning? Det är ju enormt viktigt att vi anstränger oss med att spränga skonsamt i salvans front.

Här tror jag att tekniken med att göra "tallriksslitsar" med vattenslitsteknik kan rikta sprängverkan och på så sätt minska skadezonen i borrhålens längdriktning. Vidare vill jag hävda att andelen kvarstående hålpipor inte duger som skadezonsmått i dagbrottsgruvan i Aitik. Då är geometrin på slänterna mer tillämpbara.

Bengt Niklasson: Jag instämmer med att andelen hålpipor inte är ett bra mått på skadezonen i Aitik. Jag vill dock hävda att andelen hålpipor kan vara ett bra mått på totalkvaliteten i tunnlar. Jag håller vidare med Norbert att vi bör lägga energi på att minimera skadorna i borrhålens riktning. Ett sätt kan vara med riktad sprängverkan med tallriksslitsar, ett annat sätt kan vara genom att minska borrhålstrycket i botten, eventuellt genom att minska längden underborrning till hälften.

Norbert Krauland: Jag tror inte man skall minska underborrningen. Däremot tror jag på riktad sprängverkan med slitsteknik (både tallriksslits och slitsar längs med borrhålen).

Ingemar Marklund: Vid LKAB har vi sett att överbergsandelen sjunker vid kontinuerlig uppföljning, vilket demonstrerar hur viktig motivationen är. Vi ser att det är oerhört viktigt att personalen under mark skall ha den bästa och senaste informationen. Jag tror också att man genom en utökad funktionskontroll vid sina sprängningar kan lära sig vad man egentligen gör och därmed förbättra sina resultat.

Björn Åkre: Vid våra uppföljningar i Grödingebanan har vi stött på ett annat problem. Vi har observerat att det är svårt att få personalen att tro på tekniken; i detta fall riktgivare och den "robotiserade" utsättningen av borrhålen. "Gubbarna" hävdar att de är bättre än borrhålen och använder den inte fullt ut.

Tomas Franzén: Jag ser på klockan att tiden för denna intressanta session tyvärr är slut och får därmed bryta argumenteringen här fastän jag ser att flera personer har begärt ordet.

Session 5. Sammanfattning av seminariet

Inledande kommentarer av Håkan Stille.

Håkan Stille: För att sammanfatta detta seminarium och att försöka formulera framtida behov av forskning och utveckling måste man först reda ut skadezonsbegreppet. Innebär den påverkan som tunneldrivningen orsakat att man får en nedsättning av funktionen kan man tala om en skada. Det kan dock vara så att

den orsakade påverkan är önskvärd, exempelvis vid avlastningssprängning där man flyttar höga bergspänningar längre ut från tunnelperiferin. I detta senare fall kan man inte kalla påverkan för en skada varför begreppet "störd zon" förslagsvis bör användas. Man måste sedan dela upp analysen av den störda zonen beroende på om påverkan på det kvarstående berget orsakas av den aktuella drivningsmetoden (borrning/sprängning eller TBM) eller av förändrat spänningstillstånd till följd av själva hålrummet.

I det senare fallet med spänningsomlagringar till följd av uttaget hålrum får man speciellt analysera och modellera trycktöjning/pålastning och dragtöjning/avlastning och påverkan på omgivande berg (öppnas eller sluts befintliga sprickor). Till detta kommer tunnelns (alternativt bergrummets) geometriska utformning och dess påverkan på spänningssituationen kombinerat med de befintliga strukturerna i berget och dess effekter. Det finns dock idag en bra kunskap och etablerad teknik att modellera och förutsäga den störda zonen som konsekvens av spänningsomlagringar.

Nästa steg blir att analysera påverkan från respektive drivningsteknik. Vid borrning/sprängning har det med all tydlighet framkommit att de samband/modeller som används idag för att förutsäga sprickutbredning inte är tillfredsställande. Man måste här mer ingående studera hur det aktuella spänningstillståndet, typ av bergart, spricksituation, typ av sprängmedel och inspänningen påverkar sprickutbredningen och den störda zonen. Det vore också värdefullt att närmare studera, och om möjligt verifiera, det ryska försöket, Vovk et al, 1974 (som redovisades av Bill Hustrulid) att definiera och klassificera bergets uppsprickning i närheten av sprängda borrhål i kategorierna; uppkrossat berg, uppsprucket berg och påverkat berg. Detta kan vara en väg att bedöma de praktiska konsekvenserna (den praktiska skadezonen) av sprängning. Den första kategorin med uppkrossat berg kan eventuellt vara ett mått på konsekvenser för bergkonstruktionens funktion medan den andra kategorin med uppsprucket berg kan vara ett mått på inläckningen till tunneln. Den tredje kategorin är, i ett praktiskt perspektiv, troligen endast intressant för SKB med deras stora krav på täthet i tunnelns närhet, även i ett långt tidsperspektiv. Här uppfattar jag de försök som SveDeFo genomför i stenbrottet i Vånga som positiva och lovande. Jag hoppas att resultaten från dessa försök kan bidra till att vår kunskap om sprickutbredningen vid sprängning ökas. Det kräver dock att man studerar sprickutbredning både vid enkelhålsprängning och vid hela salvor (samverkande borrhål).

Det finns ett antal faktorer vid borrning och sprängning som påverkar kvaliteten på tunneln och på den störda zonen i det kvarstående berget, nämligen;

- utsättning

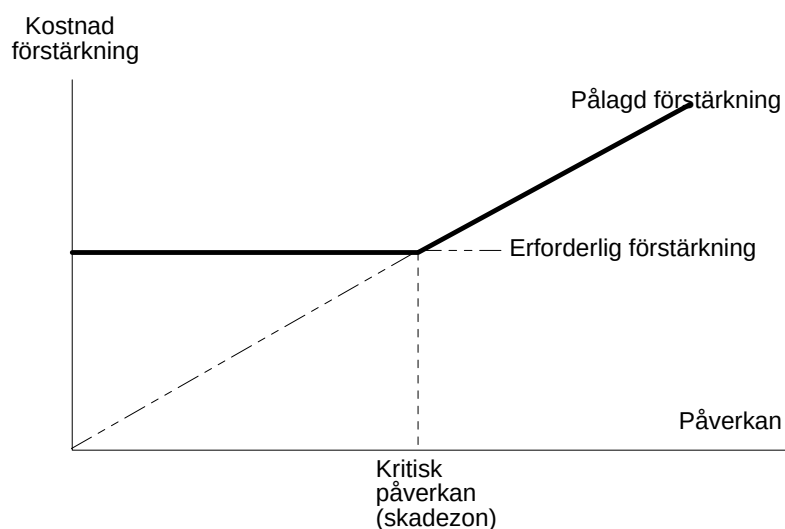
- borrarsteknik
- sprängteknik
- motivation (personal/kontrakt)
- bergets strukturer.

Vad gäller den störda zonen i kvarstående berg vid fullbörning, i kristallint berg, finns mycket få resultat presenterade. Känslomässigt tycker man dock att den störda zonen från fullbörning är mindre än från borrar/sprängning. Vid fullbörning föreligger alltid en risk för en stor andel "överberg" genom att tunnelformen är given och i vissa fall är mycket större än den erforderliga tunnelformen. För att få en balans vid argumenteringen är det då av största vikt att man genomför en grundlig uppföljning av den störda zonens utbredning och dess konsekvenser vid fullbörning.

När man analyserar de efterföljande konsekvenserna av den störda zonen får man dela upp dessa i ett antal olika punkter:

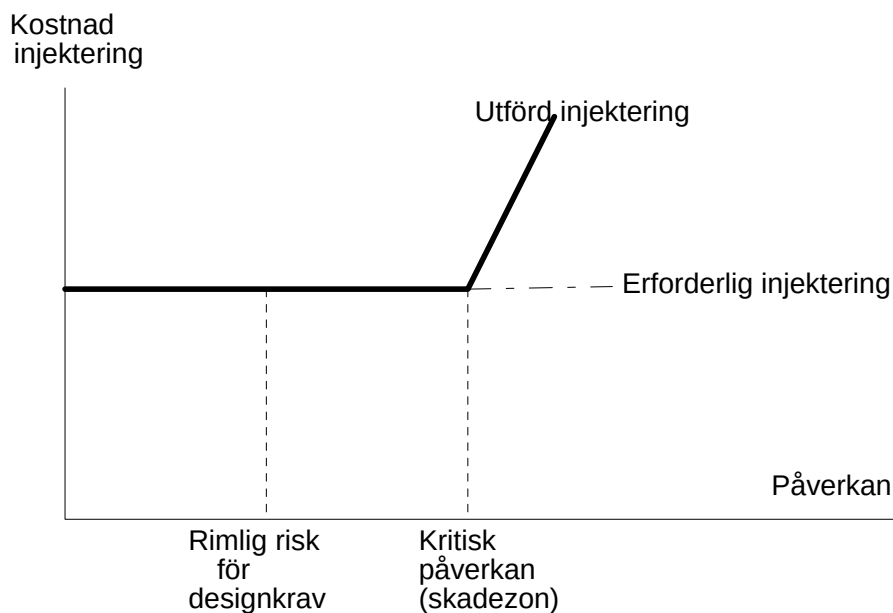
- överberg/överbetong
- förstärkningsnivå/stabilitet
- tätning/vattenläckage
- ytråhet.

Kostnaden för förstärkningen ökar först när påverkan från skadezonen medför att den planerade förstärkningsinsatsen inte räcker, enligt:



Vad gäller inläckning/hydrauliska effekter till följd av den störda zonen är inte heller dessa klarlagda. För de behov som finns i anläggningsbranschen bör insatser göras för att testa och verifiera det enkla hydrologiska sambandet med berget antaget som ett homogent poröst medium och med utgångspunkt i ökningen av "effektiv" tunnelarea som mått på vatteninläckning. Den störda zonen kan ha en positiv effekt på inläckande vattenmängd genom en större s.k. "skinfaktor".

Konsekvenserna i det fall man spränger sönder en i förväg utförd injektering är omfattande. Den erforderliga efterinjekteringen orsakad av sprängningen följer nedanstående schematiska diagram,



Idag mäter man den störda zonen (påverkan från tunneldrivningen) med ett stort antal metoder, enligt;

- Deformationsmodul (deformationer)
- Geofysik
- Okulärt
- Vattenförlust (tätning)
- Svängningshastighet

i syfte att användas vid

- Projektering (prognos)
- Byggande (åtgärder, "design as you go")
- Drift (övervakning)

Det är dock svårt att omsätta mätresultaten från de uppräknade metoderna till en kvantifierbar konsekvens för anläggningens funktion. Därför efterlyser jag metoder som direkt eller indirekt kan kvantifiera de skador som påverkar bergrummets funktion, exempelvis stabilitet, bärförmåga och täthet.

Övergripande diskussion

Roland Pusch: Jag instämmer i Håkan Stilles förslag att avskaffa begreppet skadezon eftersom det ger en negativ betydelse av påverkan av det kvarstående berget, vilket ju inte alltid är fallet. Vi har tidigare fått oss exemplifierat hur man genom avlastningssprängning flyttar de höga bergspänningarna ut i berget och därigenom minskar risken för smällberg. Vi såg i Stripa att den störda zonen jämnt fördelade vattenflödet in till den återfyllda tunneln, vilket var positivt. Jag föreslår att vi använder begreppet "störd zon" vilket också ansluter till den engelska benämningen "Excavation Disturbed Zone (EDZ)" vilket jag tycker är ett alldeles utmärkt uttryck. Jag vill sedan avslutningsvis informera om att NAGRA faktiskt utfört studier på den störda zonen i samband med fullborrning i Grimsel, Schweiz, som visade på ett stort antal småsprickor i de första centimetrarna i berget från tunnelperiferin.

Finn Ouchterlony: Jag tycker att man kan överväga benämningen "närzon" som ett alternativ till "störd zon".

Nick Barton: Man får inte glömma bort att påverkan på det kvarstående berget kan fortsätta efter det att en undermarksanläggning tagits i drift. I en vätskefylld anläggning får man se upp med det invändiga trycket där ett högt hydrauliskt tryck kan spräcka upp befintliga sprickor.

Bengt Niklasson: Jag vill höja ett varnande finger för att dra alltför stora slutsatser om den störda zonens utbredning utifrån vibrationsmätningar eftersom de är så pass komplexa och svåra att utföra. Dessutom påverkar geometrin på salvan resultaten.

Ingemar Magnusson: Jag vill upplysa församlingen om att jag under ett helt år i Boliden jobbade med mekaniserad bergbrytning och anser mig vara insatt i de två drivningsteknikerna borrning/sprängning och mekaniserad bergbrytning.

Man kan konstatera att det inte finns någon "bästa metod" som gäller generellt. För att uppnå en högre nivå på argumenteringen om för- och nackdelar mellan de olika drivningsteknikerna (som idag bedrivs på en "Kalle Anka- nivå") efterlyser jag undersökningar på den störda zonens omfattning och utbredning från de båda drivningsteknikerna. Jag vill hävda att det tyvärr är teknikglädjen och inte ekonomin som styr valet av drivningsteknik i många fall.

Leif Tollerup: Tyvärr ser vi ingen skadezon vid våra fullborrade tunnlar. Där- emot ser vi en fördel med fullborrade tunnlar i att det är lättare att identifiera vattenförande läckvägar för efterföljande åtgärder, exempelvis efterinjektering. Slutligen vill jag hävda att de krav som idag ställs på inläckning till våra tunnlar är orimligt höga.

Ingemar Marklund: Kan det vara så att en tunnel med en stor störd zon (dvs en uppsprucken zon) med ett täckande lager av sprutbetong bättre kan ta upp spän- ningsomlagringar än en tunnel med en liten skadezon. Min avslutande fråga är därför: "Hur långt vill vi gå i vår strävan att minimera den störda zonen?"

Tomas Franzén: Jag ser tyvärr att tiden har runnit iväg och att det dags för mig att avsluta seminariet. Jag vill avsluta diskussionerna kring detta komplexa och intressanta problem med att konstatera att det blir ett intressant och stimulerande arbete för SveBeFo och övriga organisationer att formulera och driva framtida forskning och utveckling på detta område.

Jag kan dock konstatera att följande punkter har framstått som speciellt viktiga att få belysa under den närmaste framtiden:

- Utveckla och eventuellt modifiera sambandet mellan störda zonen och vibrationshastighet samt fortsatta sprickutbredningsförsök med olika sprängmedel
- Utröna störda zonens inverkan på inläckage
- Jämförande studier på den störda zonen vid borrhning/sprängning och vid fullborrning. Hur ser störda zonen från en TBM ut?
- Försöka utveckla "skonsam skrotning"- teknik och att studera effekterna av mekaniserad skrotning.

APPENDIX 3: THE "PRACTICAL" BLAST DAMAGE ZONE IN DRIFT
DRIVING AT THE KIRUNA MINE: WILLIAM HUSTRULID

**The "Practical" Blast Damage Zone in
Drift Driving at the Kiruna Mine**

William Hustrulid

LKAB
Kiruna, Sweden

and

Department of Mining
Colorado School of Mines
Golden, Colorado- USA

1. Introduction

Figure 1 shows the desired and as-driven profiles for one round in a 7m x 5m drift at the Kiruna Mine. The incorrect size and shape contribute to extra driving costs and problems (and costs) to those who eventually use the drift. A drift driving project was conducted during May to August 1992 on the 686m level in the Y40 area of the Kiruna Mine. The overall project objective was the development of drilling and blasting practices for achieving the desired profile. Poor drift driving results can be due to poor design, poor execution or a combination of both. All were examined in the project. A "traditional" source of overbreak is the overcharging of the contour and in some cases the helper row of blast holes. Hence an important aspect of the project has been the definition and evaluation of the amount of "practical" contour blast damage experienced in drift driving. To examine this a total of thirteen rounds were shot in four different headings. Four very different wall loadings

- o Kimulux
- o Kimanol
- o Kimulux 22
- o Pentyl Stubin

were used in the rounds. The amount of blast disturbance observed for each case is reported. Comparisons are made with the available predictor curves. An attempt has been made to quantify the different disturbance zones and their extents. Application of the technique to the Aitik Mine is briefly described. Some recommendations regarding further work are presented.

2. Definitions

Some definitions will be presented before discussing the blasting results. The term overbreak (överberg) will be used to denote the amount by which the final scaled drift profile exceeds that desired. The reasons for this departure includes poor execution (hole placement, orientation, etc.), poor design and structurally controlled overbreak. The blast disturbed zone includes all rock around the opening in which new cracks have been created existing cracks have been extended displacement along cracks has occurred.

Vovk et al (1) have done a series of experiments in which spherical charges of TNT have been fired in large granite, limestone and concrete blocks. Their results are summarized in Tables 1 and 2. As can be seen they distinguished zones of crushing, radial fractures and induced fracturing. With this definition, the limit of induced fracturing would correspond to the extent of the blast disturbed zone.

The zone of practical significance varies with the type of rock structure being created. In the disposal of nuclear waste, permeability changes around emplacement drifts is of importance. Thus the zone of **practical importance might include that in which "induced fracturing" occurs**. For mining drifts the zone of rock surrounding the drift which must eventually scaled down is the minimum practical extent. If blasting has disturbed the surrounding rock to such an extent that a more costly type of reinforcement is required then this must also be considered "practical" rock disturbance. This same approach can be applied to rock slopes for example. In this project, the evaluation of "practical" blast disturbance has been limited to determining the amount of rock outside of the drilled profile which can be scaled down using a mechanical scaling machine.

3. Test Description

The basic drilling pattern with burden and spacing dimensions superimposed is shown in Figure 2. There are a total of 59 holes of which 13 (64 -mm in diameter) make up the cut (Figure 3). The remaining holes in the 55 meter (18 ft) long round are 48 mm in diameter. A typical delay pattern with Nonel caps is shown in Figure 4. The drill pattern was projected onto the drift face by the surveyors using a projector. After drilling, the surveyors returned to determine the orientation of the roof, wall and floor holes (Figure 5). In addition, the surveyor located the wall holes with respect to the "riktlines". The desired wall should be 0.5m outside of these lines. Using the collar orientation and position measurements, the location of the wall holes on the mid-round section can be located.

The test plan involved the use of four different explosive loadings in the 48 mm diameter wall holes

- (1) Full-loading with Kimulux
- (2) Full loading with Kimanol
- (3) Loading with the tube charge Kimulux 22 (22 mm in diameter).
- (4) Loading with one strand of detonating cord (Pentyl Stubin 40 grams PETN/m).

The roof holes were charged with detonating cord in all of the tests. The floor holes were charged with Kimulux in all tests except those involving Kimanol. In these, Kimanol was used. A KP primer (Förstärkarpatron) was used in each hole. In addition, a short length of Kimulux was introduced at the bottom of each hole containing detonation cord. The characteristics of these explosives are given in Table 3. After blasting, the scaler was asked to thoroughly scale down the roof and particularly the walls. The surveyor then returned to measure the mid-round

drift profile. By comparing the hole locations on this profile with the actual "as-built" profile, the amount of practical blast disturbance could be determined.

Figure 6 shows the test area on the 686 meter level in the Kiruna Mine. It was desired to shoot several rounds with the same wall loading to obtain an idea of reproducibility. Initially it was planned to use one wall loading in each heading. However, due to possible variations in rock type and the effect of driving direction, the charging was varied in each heading following the pattern in Figure 7. The measured hole orientations for the wall roof and floor holes are presented in Figure 8 together with the average, median and desired values. The standard deviation has been calculated as well. As can be seen there is a considerable range in the wall hole values even though the average and desired values are rather close. For the roof and floor holes there is a significant difference between the average and that desired. Clearly the first step in reducing overbreak lies in improving the drilling precision. Figures 9 through 12 show the calculated wall hole positions (based upon the collar location and hole orientation) at the mid-round together with the measured profiles for the different rounds. It should be recalled that (a) all the roof holes are charged with detonating cord, (b) all of the floor holes are charged with Kimulux (For the 2 rounds using Kimanol, all holes with the exception of the roof holes are fully loaded with Kimanol) and (c) all holes inside the contour are charged with - Kimulux. On the figures, the cross (X) denotes the actual collar position and the short vertical line (I), the expected hole location at mid-round. In the third round in Ort 400, the hole locations were not measured prior to charging. In Ort 402 the floor was approximately 1 meter too low and the roof too high (due to adverse structures) prior to beginning the tests.

4. Analysis

The analysis of the results has only just begun. In this section, some preliminary observations will be presented. Table 4 summarizes the distances between the wall hole positions and the scaled wall. The actual values for each hole and the average for the entire wall are reported. A minus sign (-) means that the wall lies inside the projected hole position. Some general conclusions are:

- A. There is considerable variation both from the left and right sides of the same round and from round to round using the same explosive. Because of these variations additional tests are required before real definitive conclusions can be drawn.
- B. Kimulux gives the most overbreak and Pentyl Stubin the least.

- C. The average amount of damage is somewhat greater in waste rock than in the ore.
- D. The maximum amount of observed damage for wall holes fully loaded with Kimulux in ore was 37 cm. In waste the maximum value was 57 cm.
- E. With Pentyl Stubin, the final wall was very close to the hole location. Half holes generally remained.

Holmberg and Persson (2.) have presented a series of curves (Figure 10) relating the peak particle velocity (V) generated by a 3 meter long charge to the distance (R) from the charge as a function of charge concentration (Kg/m). These curves are based upon the use of the equation

$$V = \frac{Kw^\alpha}{R^\beta} \quad (1)$$

The constants used

$$\begin{array}{rcl} K & = & 700 \\ \alpha & = & 0.7 \\ \beta & = & 1.5 \end{array}$$

apply for competent Swedish bedrock The charge concentration (l) for an arbitrary explosive or blasting agent must be normalized to an explosive with the weight strength S_{ANFO} of 1.02. Holmberg and Persson indicate that in competent Swedish bedrock the zone of "incipient fracture" is bounded by peak particle velocities in the range 700-1000 mm/sec. This zone is taken to mean that in which "new cracks are induced or enlarged. They also note that "whether the damage affects the stand-up time of the rock contour or not depends on the character of the damage, the rock structure, the ground water flow and last, but not least, on the orientation of the damaged planes in relation to the contour and the static load." In terms of blast planning, they suggest that "It is not unusual for tunnel constructors to fail to consider the effects of the charges in the rows adjacent to the often well-planned smooth blasted contour row. Charging the adjacent rows with a heavy charge results in cracks spreading further into the remaining rock than from the smooth blasted row. It is better to optimize the charge calculations such that the damage zone from any hole in the round will not exceed the damage zone from the contour holes (Figure 11). This can easily be done by use of Figure 12 where the damage zone is given for different charge concentrations."

Figure 12 shows the results for the four wall loadings used in the current set of tests. It is seen that the Kimulux and Kimanol ($\rho_e = 1.0 \text{ gm/cm}^3$) curves are basically identical. Using a peak particle velocity limit of 1000 mm/second one finds the following blast disturbed zones:

<u>Explosive</u>	<u>Maximum Extent of the Disturbed Zone (m)</u>
Kimulux	1.55
Kimanol	1.55
Kimulux 22	0.57
Pentyl Stubin	0.13

These values are significantly greater than those observed in the mine. It could mean that, as seen in Table 5, the Kiruna ore and footwall properties are too different from Swedish bedrock for the curves to apply. The Kimulux 22 and Pentyl Stubin are decoupled from the hole wall whereas the others are fully coupled. Perhaps this must be taken into account? It could be that the theory is wrong (some discussion regarding this is included in the paper by Hustrulid et al (3)).

One particular problem with the theory is that the velocity contribution from the small charges making up the total charge are assumed to arrive at the observation point at the same time. This is not true particularly at close distances to long charges. It could also simply be that the "practical" blast damage is much less than this maximum disturbance limit.

Hustrulid et al (3) have presented an alternative theoretical approach which allows variations in rock and explosive type, and de-coupling to be easily incorporated. The long cylindrical charge is assumed to consist of a string of equivalent spherical charges. The peak particle velocity at any point is given by

$$V = \left(\frac{P_w}{\rho c} \right) \left(\frac{b}{R} \right) e^{-IR} \quad (2)$$

Where

V	=	peak particle velocity (m/sec)
P_w	=	pressure applied to the hole wall (Pa)
ρ	=	rock density (Kg/m ³)
c	=	p-wave velocity (m/sec) for the rock mass
R	=	distance from the charge center (m)

$$\begin{aligned}
 b &= \text{radius of the equivalent sphere (m)} \\
 &= 1.2247 r_h \\
 r_h &= \text{cylindrical hole radius (m)} \\
 I &= \text{attenuation factor (m}^{-1}\text{)}
 \end{aligned}$$

The detonation pressure for the explosive may be calculated using

$$P_D = 0.25 \rho_e (\text{VOD})^2 \quad (3)$$

where

$$\begin{aligned}
 P_D &= \text{detonation pressure (GPa)} \\
 \rho_e &= \text{explosive density (g/cm}^3\text{)} \\
 \text{VOD} &= \text{detonation velocity (km/sec)}
 \end{aligned}$$

The pressure(P_e) at the wall of the explosive column is approximately equal to

$$P_e = \frac{1}{2} P_D \quad (4)$$

If the charge is fully coupled (the explosive fills the entire borehole area) the borehole wall pressure (P_w) is

$$P_w = P_e \quad (5)$$

For de-coupled charges the explosive gases at the charge wall must expand to fill the blast hole. During expansion, the pressure drops. The following relationship may be used to calculate the wall pressure.

$$P_w = (r_c / r_h)^{2\gamma} (P_e) \quad (6)$$

where

$$\begin{aligned}
 r_c &= \text{charge radius (m)} \\
 r_h &= \text{hole radius (m)} \\
 \gamma &= \text{adiabatic expansion factor}
 \end{aligned}$$

It has been suggested that $\gamma = 1.3$. In equation (2), the R in the denominator represents geometric spreading (decrease in amplitude of the generated spherical wave with distance). The exponential term takes into account other types of amplitude reduction with distance. In seismic surveys conducted by geophysi-

cists this attenuation factor is given the symbol (x). Figure 13 shows the results of attenuation studies conducted by McKenzie (5.) in the B- ore and hanging wall rock at the Research Mine (Luossavaara). Although there is a considerable spread the average values

$$I = a = 1.40 \quad (\text{B-Ore})$$

$$I = a = 0.86 \quad (\text{hanging wall})$$

will be used for the development of the peak particle velocity-distance curves. In summary, equation (2) can easily accommodate different

- rock types
- explosives
- charge couplings

Figures 14 and 15 present the curves for ore and waste respectively for the four wall loadings. Now because the wall pressure of Kimulux is significantly greater than with Kimanol, the two curves are not the same. Assuming that a peak particle velocity of 1000 mm/sec limits the blast affected zone, the results are summarized below.

	Explosive	Disturbance Limit (m)
<i>Ore</i>	Kimulux	1.2
<i>Ore</i>	Kimanol	0.7
<i>Ore</i>	Kimulux 22	0.4
<i>Ore</i>	Pentyl stubin	0.05
<i>Waste</i>	Kimulux	2.05
<i>Waste</i>	Kimanol	1.2
<i>Waste</i>	Kimulux 22	0.65
<i>Waste</i>	Pentyl stubin	0.1

The values for Kimulux, Kimanol and Kimulux 22 are all higher than the practical damage zone observed in the mine. Accepting for the time being that the approach is correct, then the peak particle velocity limits delineating zones of practical interest in drifting must be significantly higher. These limits can be determined by examining the field results.

Consider first the results of Vovk (1.) in which spherical charges of TNT were used in granite, limestone and concrete. For TNT it has been assumed (Reference 8) that

$$\begin{aligned}\rho_e &= 1.56 \text{ g/ cm}^3 \\ \text{VOD} &= 6640 \text{ m/sec}\end{aligned}$$

The detonation pressure becomes $P_D = 17.2 \text{ GPa}$ and the wall pressure $P_W = 8.6 \text{ GPa}$. The physical properties for the granite are similar to those of the Luos-savaara hanging wall. The minimum ($I = 0.55$), maximum ($I = 1.30$) and average ($I = 0.86$) values for the attenuation factor have been used to develop the curves shown in Figure 16. Superimposed on this figure are the distances expressed in terms of charge radius for the observed crushing, radial fracturing and induced fracturing limits. Assuming that the average attenuation factor applies then one finds the following velocity and distance limits

Type of Disturbance	Average Velocity(m/sec)	Average Distance
crushing	35	12.5 b
radial fracturing	13	25 b
induced fracturing	1.9	61.5 b

whereas in the Russian work these zones have been identified by core drilling, in the field drifting this was not done. An indirect technique will be used. Figure 17 shows the general testing pattern in which the roof holes were always charged with Pentyl Stubin and the wall charging varied. For the burdens used (80 - 100 cm), the Pentyl Stubin is not strong enough to break the unfractured rock by itself. However, if the burden rock has been sufficiently preconditioned (disturbed) by adjacent charges, it is strong enough to complete the breaking process, leaving a sculpted surface. Thus it will be assumed that the final wall profile (and roof profile) produced when Pentyl Stubin is used is due to damage produced by the helper holes fully loaded with Kimulux. The disturbance limit for these holes is determined by measuring from the theoretical (face marked) helper holes to the final scaled profile. Obviously there will be variation. The results are given below:

	Direction	Average Distance(cm)
ORE:	Helper holes to final roof	96
	Helper holes to final roof	104

WASTE:	Helper holes to final roof	108
	Helper holes to final roof	90

The next extreme value is produced when the wall holes are fully charged with Kimulux (Figure 19). It is expected that the amount of rock scaled down outside of the hole position corresponds to the extent of the crushed zone. There is a large amount of variation observed and much more data is needed to develop a reasonable average. Some judgement has been applied to develop the values given below

	<i>Crushed zone (cm)</i>		
Material	Maximum	"Range"	Average
Ore	40	20-30	16
Waste	55	25-40	28

These values have been superimposed on the ore and waste constructed using average attenuation factors (Figures 20 and 21).

One finds that the crushed and influenced zone limits are:

Material	Crushed Zone (m/sec)	Influenced Zone (m/sec)
Ore	15-31	1.5-1.8
Waste	20-38	4-6

These are only approximate due to the attenuation factor assumption. Somewhere between these two would be a limit for which drift reinforcement is influenced. The influence zone dimension is important in drift round design. This is shown diagrammatically in Figure 22. The damage produced within the influence zone by the inner row is utilized by the outer row in breaking the round. On the left hand side of the drift the original contour row has been charged with Kimulux. The new contour row can now be charged with Pentyl Stubin and create the final outline. On the right hand side, the original contour row has been charged with Pentyl Stubin. It is highly unlikely that holes in the expanded contour row if charged with Pentyl Stubin would break the interlying rock. Thus the burden dimension whether for inner or contour row holes should be based upon or related to the influence zone limit.

In summary, the approach would be to

- (1) Calculate the peak particle velocity as a function of distance for the explosive rock combination under consideration.
- (2) Superimpose the various limiting velocity values for the different types of damage
- (3) Use the damage limits in planning the blast.

In the case of drifting at Kiruna, the burden on the contour row of holes appears to be close to the influence limit. When the contour holes are charged with Kimulux the amount of overbreak is the same order of magnitude as the crushed zone. The rock to the limit of the influence zone would be disturbed. This will translate into additional demands on the reinforcement and extra scaling time as compared to blasting with Pentyl Stubin. The magnitude of the difference has not been quantified. This should be done in the future.

5. Application to the Aitik Mine

The steepness of the slopes which can be created and maintained at the Aitik Mine is of major importance. Unwanted blast damage results in flatter bench face angles and the need to leave wider safety benches. The overall slope angles are thereby reduced and stripping requirements increased. This translates into smaller minable reserves, a reduced mine life and higher costs per ton. Although not the main topic of this paper, some of the published blasting results have been reanalyzed using the present approach. In the first test series the explosive Reolit 10 was used in 171 mm diameter holes. Peak particle velocity measurements were made at distances of 8.5, 13.9 and 26.9 meter from the charge. The following values are assumed to apply

P_e	=	1.5 gm/cm ³
VOD	=	4500 m/sec
hole diameter	=	171 mm
P_D	=	7.59 GPa
P_w	=	3.79 GPa
I	=	32 kg/m

Lacking better information it is assumed that

ρ	=	2.64 gm/cm ³
c	=	5700 m/sec

The peak particle velocity measurements made by Holmberg and Persson revealed that

Distance (m)	PPV (m/sec)
8.5	1.442
13.9	0.562
26.9	0.283

Figure 23 shows the PPV versus distance curves with no attenuation

$$V = (P_W b)/(\rho c R) = 252 (b/R) = 26.37/R$$

and with attenuation

$$V = (P_W b)/(\rho c R)(e^{-IR}) = (26.37/R)(e^{-0.09R})$$

The attenuation factor

$$I = 0.09$$

was determined by forcing the curve through the measured points at distances of 8.5 and 13.9 meter. At distances long compared to the charge length, a different type of attenuation applies.

A second set of tests were performed using Reolit in 250 mm diameter production holes.

A summary of the important parameters are

ρ_e	=	1.5 gm/cm ³
VOD	=	5000 m/sec
hole diameter	=	250 mm
P_D	=	9.375 GPa
P_W	=	4.69 GPa
I	=	75 kg/m

The measured (vertical) peak particle velocities were

Distance (m)	PPV (m/sec)
13.2	1.520
27.0	0.693

The predictor curve (without attenuation) is

$$V = 312 (b/R) = 47.76/R$$

and with attenuation

$$V = (47.76/R) e^{-0.065R}$$

The attenuation factor

$$I = 0.065$$

has been determined using the measurement station closest to the blast ($R = 13.2$). The curves are shown in Figure 24., Disturbance assessment done by coring and through the use of extensometers. Damage is considered to have occurred when the number of cracks after the shot is measurably greater than that before the shot. It was concluded that

- there were great difficulties in determining "new" fractures in this jointed rock.
- possibly with the exception of the zone within a two meter distance from the blast hole, the number of cracks which result from the blasting is small.
- there were obvious differences before and after blasting in the zone 0 -10 meter.
- there is a 50% probability of damage extending to 22.5 meter from the hole.
- there is only a 5% probability that the damage extends beyond 32 meter.

These damage zones of 2 meter, 10 meter, and 22.5 meter have been superimposed on Figure 24. As can be seen, the crushed zone at 2 meter corresponds to a peak particle velocity of about 20 m/sec The fractured zone to 10 meter has a value of about 25 m/sec If the disturbance zone extends to 22.5 meter, the peak particle velocity is about 0.7 m/sec If one now applies these same limits to the 171 mm diameter hole one finds that (Figure 25),

crushed zone	=	1 meter
fractured zone	=	6 meter
influenced zone	=	12 meter

There is unfortunately no confirmation as to whether these are correct or not. In any case, the technique allows the simulation of a number of explosive combinations and blast geometries with the possibility of identifying those which might provide improved slope conditions.

6. Conclusions and Recommendations

The early work done by Holmberg and Persson in which they

- (a) provided curves-of peak particle velocity as a function of distance away from the charge and
- (b) established a "damage" limit is very useful even today.

Much remains to be done, however, in

- (1) evaluating the soundness of the basic concept
- (2) developing "practical" disturbance limits for various mining applications and
- (3) providing guidelines which can be used in going from a certain excavation specification back to the selection of explosives and blasting patterns.

In this paper another technique for arriving at peak particle velocity - distance curves has been presented. It is fundamentally more correct than the Holmberg approach and easily accommodates varying rock types, explosive types and coupling ratios. The results (curves) are not too different from those obtained by Holmberg. The peak particle velocities corresponding to different types of rock disturbance (crushing, radial fracturing, induced fracturing) have been examined. Unfortunately, the data are not as complete as desired and a number of assumptions have had to be made. However it is believed that the type of approach demonstrated is worthy of further development both for underground and open pit applications. The wave generated in the rock surrounding the blast hole occurs independent of the burden. The penetration of the gas into existing cracks, the generation of new cracks and the extension of existing cracks by the gas pressure is dependent upon the burden. In the peak particle velocity approach, the effect of the gas pressure on the development of the disturbed zone has not been taken into account. This should be examined prior to focusing entirely on the PPV ap-

proach. The Russians, in particular Neiman, have done some very interesting work on blast damage zones in open pit mining.

Their work should-be thoroughly reviewed and understood prior to designing a new field/laboratory program. It is of utmost importance that a "model" be available prior to designing the tests so that the appropriate parameters can be collected and observations made. If the current model should be adopted then on needs

1. Explosive parameters
2. Rock parameters
3. Explosive-rock parameters (attenuation)
4. Damage limits appropriate to the application

This last item is of particular importance. the 700-1000 mm/sec limit is not of particular relevance when looking at overbreak in drifting. The true limiting value is much higher than this. Some value in between these- should perhaps be used regarding rock reinforcement effects. Thus the limiting values in the different rock types must be tied to an economic consequence.- For example, a certain type of heavy blasting translates into overbreak, extra scaling and extra rock reinforcement. Quantification of the consequences will allow the most cost effective procedures to be developed. A great deal of money can be made or lost through the choice and application of a drilling-blasting system. It is very important to develop the tools for easily evaluating the economic consequences of the various alternatives.- This requires the development of a good blast disturbance - consequence model.

7. References

- 1 Vovk A.A., Mikhalyuk, A.V., and I.V. Belinski "Development of Fracture Zones in Rocks During Camouflet Blasting", Soviet Mining Science, 1974.
- 2 Holmberg, R and P-A. Persson, "Design of Tunnel Perimeter Blasthole Patterns to Prevent Rock Damage", Tunnelling 1979 (Proceedings), M.J. Jones, editor, Institution of Mining and Metallurgy, London 1979.
- 3 Hustrulid, W., Bennett, R., Ashland, F., and M. Lenjani, "A New Method For Predicting the Extent of the Blast Damaged Zone", 1992 Sprängteknisk Konferens, Nitro Nobel, Göteborg-Kiel, January 15-16,1992.

- 4 Nordqvist, A., "Application of Ultrasonic Cross-Hole Seismics To Hard Rock Conditions", Licentiate Thesis, University of Luleå, 1986:066.
- 5 Mckenzie, C., "The Application of Cross Hole Seismics To The Evaluation of Changing Rock Conditions at the Swedish Research Mine", Report to LKAB, April 12,1984.
- 6 Holmberg, R. and P-A Persson, "Markvibrationsmätningar vid sprängningars Närområde i Boliden AB:s Aitik Gruva, SveDeFo Report DS 1978:1.
- 7 Holmberg, R. and N. Krauland, "Undersökning av Sprickfrekvens Före och Efter Sprängning med 250-mm Hål i Aitik", SveDeFo Report DS 1977:12.
- 8 "Properties of Explosives of Military Interest", AMCP 706-177,1-967. Publication of the U.S. Army.

