

Fundamenter for vegg tilhørende KJ12J ligger ca 1,5 meter over nivå for veggfundamenter til KJ12. Sprinkler gikk gjennom vegg mellom KJ12 og KJ12J og fortsatte under gulvnivå i kjeller i KJ12J. Her var også vegg forskjøvet inn mot kjellerrommet til KJ12. Slike observasjoner indikerer mulig skader på naboeiendommens veggfundamenter. Det kan også indikere et lateralt svelletrykk mot kjellerveggen.

Fundamenter for Karl Johans gate 10, Kirkegaten 32 og 34 ligger lavere enn fundamenter for KJ12. Eksisterende drenering gikk mot Dronningens gate.

I forbindelse med rehabilitering av kjellerlokaler i naboeiendommen KJ12J ble det ved betongsaging i eksisterende gulv saget hull i sprinklerledningen under gulv. Lekkasje varte i ca 40 minutter. Etter ca 24 timer sto det et vannspeil delvis på nivå med kjellergulv i KJ12. Dette ble observert i fire gravegroper etablert for å avklare omfang av forvitring under det eksisterende kjellergulv i KJ12. Vannspeilet sank deretter langsomt de påfølgende fire-fem uker. Vannanalyser viste svært lav pH og svært høye verdier på tungmetaller, uran og aluminium.

Teglsteinsvegger viser ofte riss og sprekker. Tidligere erfaringer har vist at slike vegger kan være ute av lodd. Vi benyttet her LIDAR laserscan for å avklare tilstanden til teglsteinsveggene og fasadevegger. Dette ga verdifulle innspill til hvordan stabilitet skal ivaretas i gjennomføringsfase og permanent.

3.2 Nytt design

Det skal etableres butikklokaler i kjeller. Gulv skal senkes fra kote c+ 6,2... til graveplan ved kote c+ 3,8. Det vil da etableres vertikale skjæringsflater med høyde mellom 2,5 til ca 3 meter fra underkant vegglinje ned til graveplan. Dette ga størst utfordringer mot naboeiendommen KJ12J og mot Karl Johans gate. Videre skal det etableres rulletrapp mellom etasjene. Plasseringen av rulletrapper kan gi utfordringer med hensyn til stabilitet for veggskiver og dimensjonering av bæreevne. Det er kritisk for prosjekteringen at uteleibart areal blir størst mulig.

Viktige funksjonskrav ved bygging i/på alunskifer vil være:

- Ikke etablere en drenert løsning (gradienter som kan føre til et vannsig gjennom alunskifervolumet inn mot bygningen). En vil da gi risiko for forvitring i alunskiferen. Forvitring er ensbetydende med risiko for svelletrykk og svært korrosivt miljø. Vann tett byggegrop må velges under slike forutsetninger. Etablere terrengforskjeller som medfører at det etableres et vannsig, vil dette gi økt risiko for skader også for naboeiendommer.
- Alunskiferen har høyere innhold av uran enn de fleste andre bergarter. Det må derfor etableres et sperresjikt for radon. Ved å velge et radonsperre klassifisert i gruppe A vil en samtidig etablere et diffusjonstett sjikt som hindrer oksygen i luften å få kontakt med alunskiferen.
- Materialvalg må ta hensyn til alunskiferens geokjemiske egenskaper.
- Fundamenteringsløsninger må ta hensyn til alunskiferens mekaniske egenskaper.
- Overflatevann går i lukket system ut i offentlig nett uten å krysse eiendomsgrenser. Dette krever gjerne også et fordrøyningsbasseng.
- Tiltak skal ikke påvirke infrastruktur i grunnen som T-bane og jernbane
- Tiltak skal gjennomføres på egen eiendom, eller på en slik måte at naboeiendom ikke hindres i å gjøre endringer på sin eiendom.

Viktige egenskaper for alunskifer og beslektede skiferbergarter:

- Alunskifer er en svartskifer. Svartskifer er en betegnelse på en lavmetamorf (very low grade) leirskifer med høyt innhold av organisk materiale. Vanligvis er svartskifer også anriket på sulfider. Pyritt (FeS_2) er det vanligste sulfidmineralet. Alunskiferen i sentrale områder i Oslo har i tillegg magnetkis (pyrrhotitt, Fe_{1-x}S). Magnetkis reagerer mye raskere med oksygen fra luft enn pyritt. Begge disse sulfidmineralene finnes som små mineralkorn ganske finfordelt i skiferen.
- Alunskiferen er mer porøs enn andre bergarter. Om en etablerer et høydesprang som f.eks en vertikal skjæring i en byggegrop, kan skjæringen oppfattes som tørr i byggefasen. Over tid vil det dannes et vannsig gjennom skiferen, og forvitring (geokjemiske og mineralkjemiske prosesser) settes i gang. Skiferens mekaniske egenskaper endres. Volumendringer med utvikling av svelletrykk vil også skje.
- Alunskifer og beslektede svartskifer er ved dannelsen anriket på uran. Uran vil som tungmetallene gå over i vannfasen når det etableres et vannsig. Uran er opphavet til radon. Alunskiferen i Osloregionene er delt i mange ulike lag. Laget 2e er særlig anriket på uran.

		Sb	As	Ba	Pb	Cd	Cu	Cr	Hg	Mn	Ni	Se	pH
		0.005	0.01	0.01	0.003	1	0.003	1	0.05	0.001	0.5	0.02	0.01
	Drikkevannsforskriften µg/L	5	10	0	1000	3	1000	50	1	500	20	10	
Kampen	K01 grunnvann	2.48	113	0.83	<0.05	1.55	1.7	<0.02	7.75	2.13			7.99
Kampen	K01 grunnvann	2.46	108	0.11	<0.02	1.55	2.48	<0.002	6.18	2.18			
Kampen	K02 grunnvann	0.734	54.3	0.52	0.954	<1	<0.9	<0.02	499	42.7			7.45
Kampen	K02 grunnvann	0.659	53	0.08	0.925	0.721	0.027	<0.002	500	45			
Kampen	K03 grunnvann	<0.5	50.1	<0.5	<0.05	<1	<0.9	<0.02	660	1.3			7.54
Kampen	K03 grunnvann	<0.3	44.4	0.01	<0.002	0.2	0.014	<0.005	653	1.23			
Kampen	K04 grunnvann	0.523	89.2	<0.5	<0.05	<1	<0.9	<0.02	88.3	3.14			7.59
Kampen	K04 grunnvann	0.507	86.5	0.09	<0.005	0.648	0.048	<0.002	88.2	2.87			
Snarøya	NAK1 Svart skifer	1.15	9.27	29.8	<0.2	<0.05	1.81	<0.5	<0.02	0.308	<0.5	0.211	
Gålgeberg	TF11-U Svart skifer	2.8	<1	90.8	20.8	5.32	1580	<0.5	<0.02	188	1090	5.1	
Gålgeberg	TF11-F Svart skifer	0.177	<1	63.6	28.8	8.48	289	<0.5	<0.02	3390	297	0.014	
Karl Johan	KJ 12-V F Eluat	3.99	750	22.3	12.1	37.8	65	<0.5	<0.02	108	44.5	1.21	
Karl Johan	KJ 12-V U Eluat	23.1	83.3	37.9	0.22	<0.7	1.97	<0.5	<0.02	32.3	16.2	1.95	
Karl Johan	KJ12-I sigevann	7.52	44.6	0.75	<0.5	1.55	<0.9	<0.02	618	197			7.33
Karl Johan	KJ12-II sigevann	4140	570	126	1218	26.24	13100	2.9	34700	46.2			3.35
Karl Johan	KJ12-III sigevann	1.81	23.4	<0.5	6.25	<1	<0.9	<0.02	1340	663			7.31
Kampen	Kampen ristetelet LS10	1.74	1	79.1	0.44	0.26	38.2	0.5	0.02	112	18.9	4.41	
Kampen	Kolonne LS 0.1		0.1	21.8	2.14	9.11	2120	4.63	0.02	3340	673		

Figur: Kjemisk analyse vannprøve fra alunskifer og svartskifer. Tabellen viser at straks forvitring starter vil forurensningspotensialet øke dramatisk og pH verdier blir svært lave.

Det er nylig dokumentert (Per Hagelia (2011): *Deterioration mechanisms and durability of sprayed concrete for rock support in tunnels*) at alunskifer inneholder sulfatmineralet anhydritt (CaSO_4). Ved tilgang på fuktighet vil anhydritt ta opp vann og danne gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). Denne reaksjonen kan utvikle svært høyt svelletrykk ($> 2\text{MPa}$).

3.3 Prosjektering av løsninger

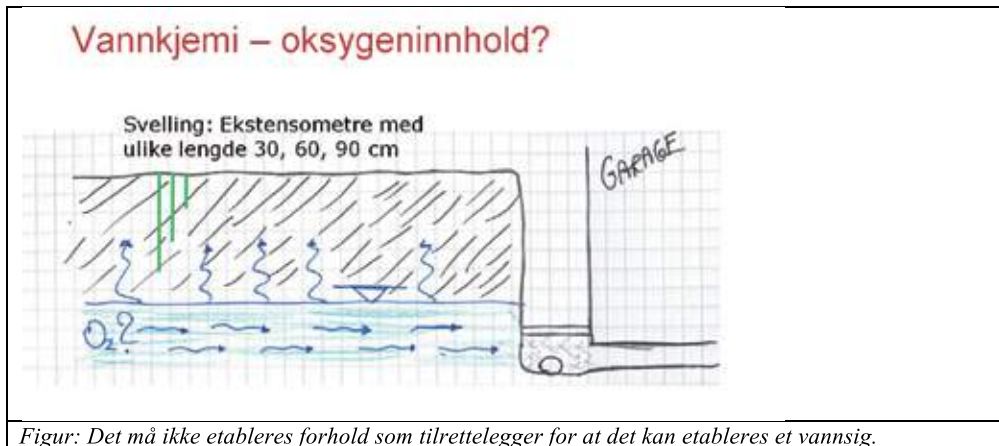
I den tidlige prosjekteringsfase før valg av entreprenør (ENT), kan løsningsalternativer med prinsipper gjennomgås. Valg av løsning vil avhenge av hvordan ENT ønsker å løse oppgaven, tilgjengelig utstyr (trange rom) samt hvordan de ulike alternativer prises og hvordan logistikken for gjennomføring av oppgavene løses. Optimalisering av løsninger forutsetter et tett samarbeid mellom ENT, RIB og RIG.

Det var i dette prosjektet særlig viktig å sørge for at det ikke ble svikt under eksisterende vegger som grenser mot KJ12J og Karl Johans gate og at alle fasader skulle være intakte og stabile gjennom utførelsesfasen.

For å kunne gjennomføre prosjektet med utnyttelse av kjellerarealer måtte det velges løsninger som vil sikre at det ikke etableres svelletrykk ved en eventuell forvitring i alunskiferen. Skulle en her dimensjonere for 2 MPa svelletrykk ville ytterveggen bli så tykke

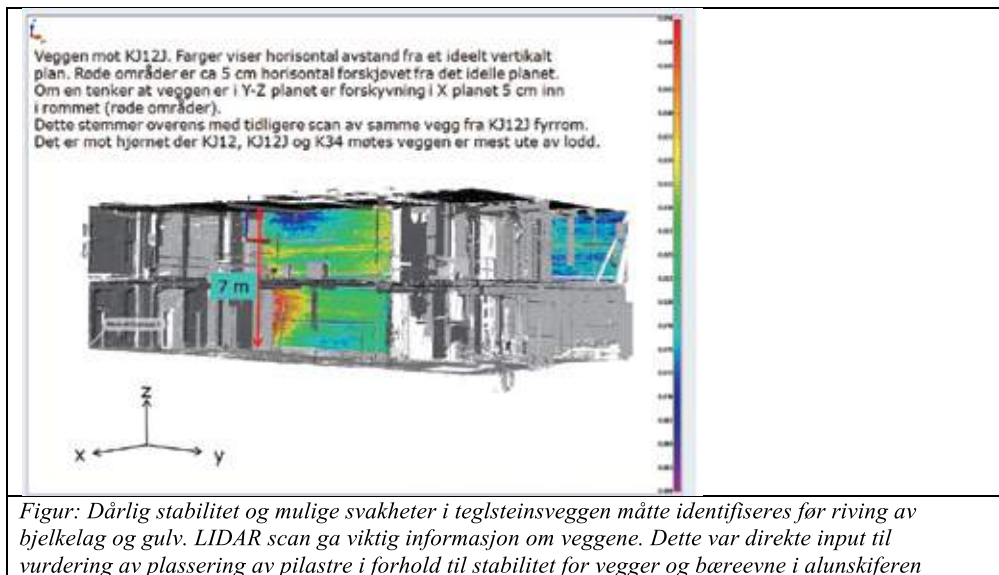
at utnyttet areal ville bli for lite. Det måtte derfor velges løsninger som vil redusere sannsynlighet for forvitring til et minimum:

- Vanntett støp og IKKE drenert løsning. Ikke avretningslag under gulv.
- Forvitret skifer er porøs og kan utvikle svelletrykk ved fortsatt forvitring. Skiferen ble derfor impregnert med epoksy via injeksjonsslanger langs KJ12J.
- Diffusjonstett sperre i gruppe A (radon) mellom skifer og betongstøp.



3.4 Gjennomføringsfasen

Stabilitet for gjenstående yttervegger og fasader ble etablert ved stålbjelker. Disse ble dels forankret i yttervegger mot naboeiendommer. Stabilitet for disse teglsteinsveggene avhenger blant annet av om de er i lodd. Vi utførte derfor LIDAR scan av veggene. LIDAR scan ble fulgt opp under gjennomføringsfasen for å registrere eventuelle endringer i veggene. Dette var svært nyttig.



Stålkjernerpeler må måles for avvik for å sikre at de har ønsket funksjon. Teglsteinsvegger må vurderes nøye for svakheter.



Figur: Stålbjelker for avstiving av fasader og bakvegger

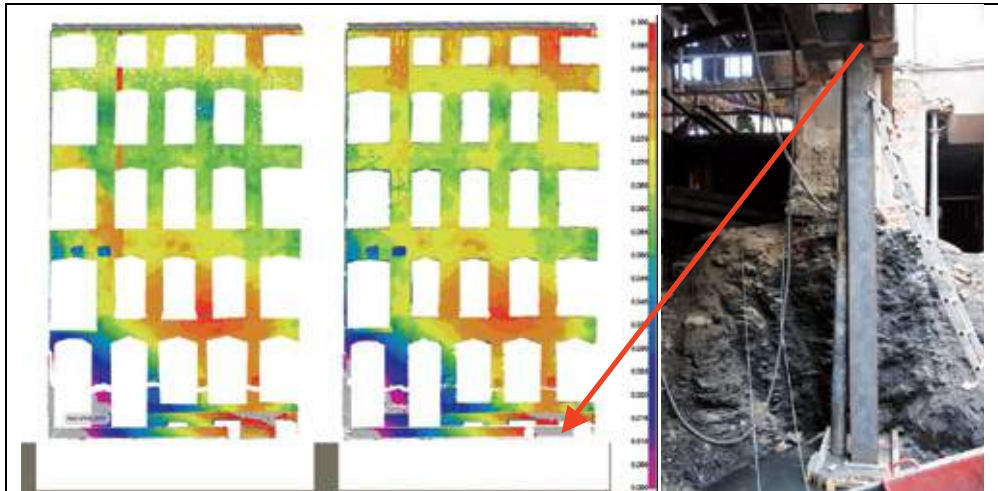
Når fasader står fritt, må det i utførelsesfasen være særlig aktsomhet for å unngå at maskiner kan komme bort i en pel. Dette var en trang byggegrop med flere parallelle arbeidsoperasjoner og masseforflytning.



Rød pil
viser
utsparing
for pilaster

Grønn pil
viser
sprekkesett
med ca 45°
fall ut i
byggegrop

Figur: Seksjonsvis utgraving langs vegg mot KJ12J med avstiving ved grube for rulletrapp. Plassering av rulletrapp mot yttervegg mot naboeiendom KJ12J medførte at veggflaten fikk mindre sidestøtte fra etasjeskiller enn opprinnelig prosjektert. Plassering av rulletrapp var i henhold til leietakers ønsker. Plassering av pilastre må avklares med RIB og RIG i fellesskap! Det er viktig å være klar over at alunskifer ikke er en tett bergart



Figur LIDAR scan. Scan til venstre er tatt 01.02.2011, scan til høyre er tatt 06.05.2011. Det er ubetydelige forandringer i vegg. Pel ble satt med for stort avvik og måtte forsterkes/rettes opp med en tilleggshjelpe. Det kunne her være risiko for at pelen kunne knekke ut og dra med seg vegg. Lidar scan viser at det ikke var bevegelse i vegg.

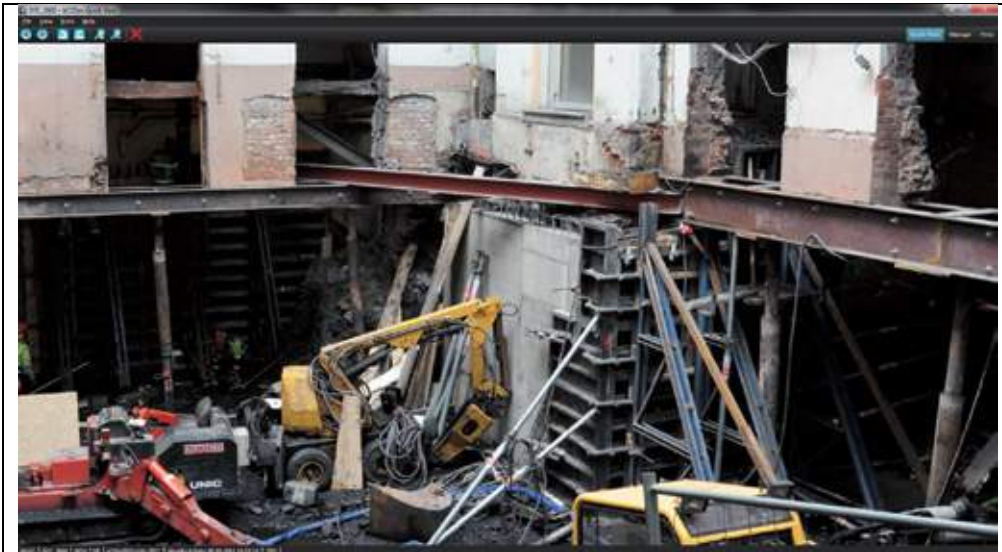
Økonomien i slike rehabiliteringsprosjekt avhenger også av at det etableres en rasjonell drift gjennom prosjektet. Det var her utfordrende å søke å optimalisere uttak av masser og samtidig sikre tilfredsstillende stabilitet for veggskiver som ikke skulle rives. Det oppstår nærmest kontinuerlig forhold som medfører endringer og som må håndteres fortløpende. I tillegg er kompetansen til arbeidere som utfører arbeidet en faktor som påvirker løsningsvalg og oppfølgingsbehovet på byggeplass. Kommunikasjonslinjer må være omforente og entydige.

Tørrmurer var enkelte steder i byggegrøp svært dårlig. Stabilitetsvurderinger ble gjennomført og nøkkelblokker (Key blocks) identifisert og merket på enkeltblokker.



Figur: Tørrmur i portrom. Foto ble brukt som instruks for hvordan arbeidet skulle utføres. For denne vegg var rekkefølge på arbeidsprosesser kritisk for å opprettholde bæreevne.

Utførelse ble grundig gjennomgått med ENT.



Figur: Hjørnet her stjal flere kvadratmeter areal. Løsningen ble utarbeidet i fellesskap med RIB og RIG.

3.5 HMS

HMS omfatter her som følge av alusksiferens egenskaper kontakt med et korrosivt miljø (sigevannet) og støvproblemer (ekstremt finkornet støv som i tillegg er svært klebrig, kullgruveassosiasjoner), og stabilitet (blokkutfall og mindre utfall som kan medføre personskafe). Sikker jobb analyse omfatter ikke bare arbeidere. Det er meget viktig at de som skal utføre arbeidet også har en forståelse av løsningsvalgene og risiko knyttet til feil utførelse. Rådgivende/prosjekterende bør delta i SJA gjennomganger.

4. OPPSUMMERING

For dette prosjektet ble byggherrens prosjekteringsgruppe videreført i utførelsesfasen. Det sikret at viktige forhold for byggherre ble ivaretatt gjennom prosjekterte løsninger også i gjennomføringsfasen. Dette prosjektet gjennomførte store og kostbare inngrep i grunn for å tilrettelegge for større utleibart areal. Slike tiltak er kostbare. Levetid for slike tiltak vil være vesentlig lengre enn byggeiers perspektiv i å beholde eiendommen. Eiendommer i Oslo sentrum er salgsobjekter som avhendes med korte tidshorisonter. En god dokumentasjon over prosjekterte løsninger og utførte arbeider kan gi en bedre pris ved salg.

Momentliste

Stabilitet skjæringer

Stabilitet vegger under riving

Vanntett byggegrop

Sprinklerlekkasje

HMS

Radon

Gjennomføring

LIDAR

Betongkvalitet

Stålkjernepeler

Rekkefølge i gjennomføring

Overflatevann

Fordrøyningsbasseng

Forseglingsløsning

Syredannende prosesser

Vertikale skjæringsflater

Svelletrykk og forvitring i skiferen

Mineraler

Vannkjemi

RISIKO- OG SÅRBARHETSANALYSE FOR LØSMASSESKRED I BERGEN KOMMUNE**Landslide risk assessment, Bergen, Norway**

Dr.ing. Arne Instanes, INSTANES POLAR AS
Siv.ing. Johanna Lohne Rongved, SWECO Norge AS

SAMMENDRAG

I 2006 startet Bergen kommune risiko- og sårbarhetsanalyse (ROS-analyse) for ekstremvær i Bergen. Analysen innebærer at kommunen kartlegger risikoen for flom, kraftig vind, høy vannstand, store bølger, ekstreme nedbørmengder og skredfare i Bergen. Målet er å redusere mulighetene for og konsekvensene av naturkatastrofer. SWECO Norge AS utførte i perioden 2008-2009 detaljkartlegging av skredfare i områder pekt ut i en tidligere fase av ROS-analysen. Kartleggingen ble utført i henhold til Byggteknisk forskrift § 7.32, og i tillegg ble det vurdert sikringstiltak og kostnader for sikring. Basert på erfaring fra skredulykkene i Bergen kommune høsten 2005, er det spesielt stor nedbørmengde og påfølgende vannmetting av løsmassene, samt endret drenering av overflatevann og påfølgende erosjon som ansees som kritisk for skråningene. For de gitte skråningene i Bergen, er det usikkerhet knyttet til løsmassenes skjærfasthet, tyngdetetthet, samt dreneringsforhold, poretrykk og grunnvannsstand. Dette gjør det attraktivt å gjøre estimater av sannsynlighet for utglidninger ved hjelp av probabilistiske analyser. Denne artikkelen omhandler bakgrunn og metodikk for å vurdere risiko for løsmasseskred i Bergen kommune.

SUMMARY

In 2006 Bergen municipality started a project on risk and vulnerability related to environmental loads. The ultimate goal of the project is to reduce the risk to human life and property due to the impact of flooding, extreme wind loads, storm surge and waves, extreme precipitation and landslides. In 2008-2009 SWECO Norway AS carried out a detailed mapping of the landslide risk in designated areas in Bergen. Based on the experience from two fatal landslide accidents in 2005, critical release mechanisms for landslides in the area were evaluated. It is assumed that extreme rain fall can cause increased ground water level and soil saturation, in addition to changes in drainage patterns and erosion, and these combined effects may release landslides in the area. The soil conditions are not mapped in detail and there are uncertainty related to soil shear strength, density, ground water level and flow, and pore pressure. This uncertainty can be incorporated in probabilistic slope stability analysis. This paper presents the background and methodology for risk analysis of landslides in Bergen municipality.

1. INNLEDNING

Bergen kommune gjennomfører risikokartlegging (ROS-analyse) for ekstremvær i Bergen kommune. Analysen innebærer at kommunen kartlegger risikoen for flom, kraftig vind, høy vannstand, store bølger, ekstreme nedbørmengder og skredfare i Bergen. Målet er å redusere mulighetene for, og konsekvensene av, naturkatastrofer. Vurdering av skredfare i bebygde og planlagt bebygde områder inngår i risikokartleggingen. Skredfarekartleggingen ble fremskyndet etter skredulykkene ved Hatlestad terrasse og Hetlebakkvegen høsten 2005. Bergen kommune er den første kommunen i landet som gjør en så omfattende og detaljert kartlegging av skredfaren i skredutsatte områder. Formålet med undersøkelsene er å få en oversikt over skredfaren for å ivareta sikkerheten for kommunens innbyggere. Dette gjelder spesielt ved oppføring av nye boliger, men skal også gi informasjon til hjemmelshavere av eksisterende boliger. I 2008 startet kommunen et pilotprosjekt, som hadde en målsetting om å utvikle en god metode for den videre detaljkartleggingen som skal gjøres i andre områder i kommunen. Pilotprosjektet skal også kunne bidra til faglig metodeutvikling i andre kommuner i landet.

Prosjektet er delt inn i tre faser:

- Fase I: Grovkartlegging av skredfare.
Kartleggingen ble utført av Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) våren 2006 (Sletten med flere, 2005; 2006a; 2006b)
- Fase II: Detaljkartlegging av skredfare
Vurdering av skredfare i henhold til Byggeteknisk forskrift § 7.32, sikringstiltak og kostnader for sikring i områder pekt ut i Fase I.
- Fase III: Forvaltning av resultatene i Fase II

SWECO Norge AS utførte i perioden 2008-2009 undersøkelser knyttet til Fase II. Oppgaven gikk i hovedsak ut på å utarbeide faresonekart, der det ble trukket opp linjer for årlig nominell sannsynlighet for skred, henholdsvis 10^{-3} (en skredhendelse per 1000 år) og 3×10^{-3} (3 skredhendelser per 1000 år). I samråd med NGU, ble en enhetsbredde på 30 meter ansett som hensiktsmessig i faresonekartleggingen og sannsynlighetsvurderingene. For jordskred ble det antatt at utløpsdistansen i de bratte skråningen er lik avstand til en hindring, det vil si bygning eller konstruksjon. Dette betyr at når et jordskred er utløst, vil det bevege seg nedover skråningen til det treffer en hindring.

INSTANES POLAR AS var underleverandør til SWECO Norge AS og ansvarlig for metodikk og analysemetode for løsmasseskred. Steinsprang og steinskred er også en del av ROS-analysen (Bertelsen og Instanes, 2009), men blir ikke omtalt her. Denne artikkelen omhandler bakgrunn og metodikk for vurdering av risiko for løsmasseskred i Bergen kommune.

2. KLIMA

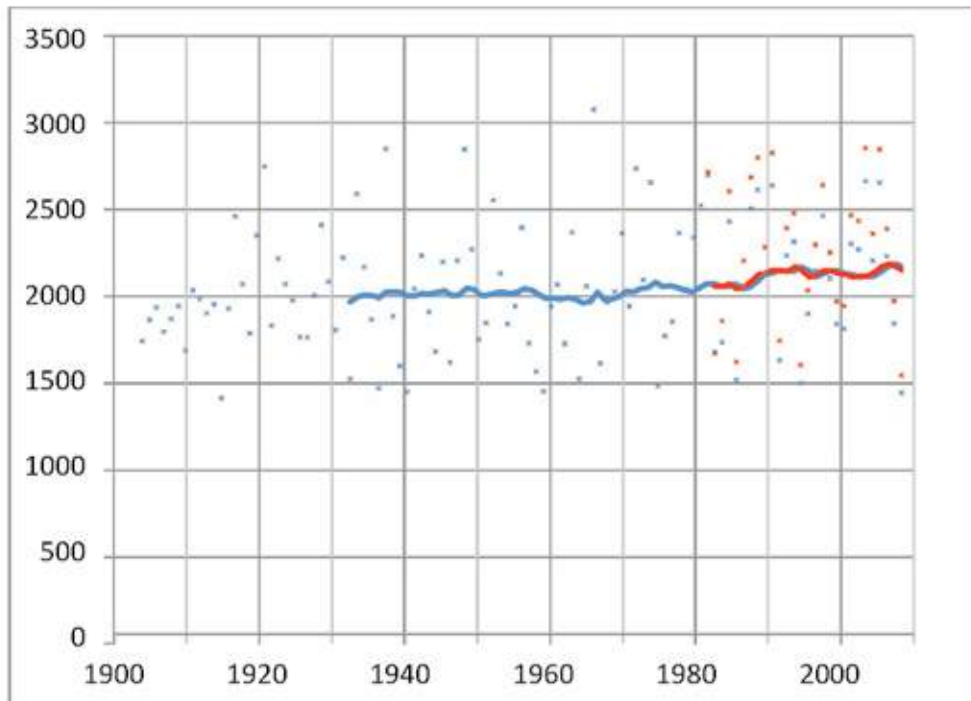
Bergensområdet er preget av et mildt og fuktig klima. I vinterhalvåret kan det forekomme mange fryse-/tinesykluser. Normal årsmiddelnedbør 1961-1990 for Bergen Florida er 2250 mm, men det forekommer betydelige lokale variasjoner. Ved målestasjon Tarlebø ved Svartediket, ca 3 km øst for Florida, er det for eksempel registrert 2800 mm normal årsmiddelnedbør, ved målestasjon Bergen Fredriksberg på Nordnes, er det registrert normal årsmiddelnedbør på 2150 mm, mens det på Nøstet i Bergen sentrum under en kilometer fra

Fredriksberg er registrert 2050 mm. Ved Flesland viser årsmiddelnedbøren 1815 mm og for Gulfjellet i Bergen er det registrert 3155 mm. Figur 1 viser årlig nedbør for Bergen i perioden 1904 til 2011 basert på målestasjonen på Fredriksberg. Det er indikasjoner på at årsmiddelnedbør de siste 30 år har økt noe.

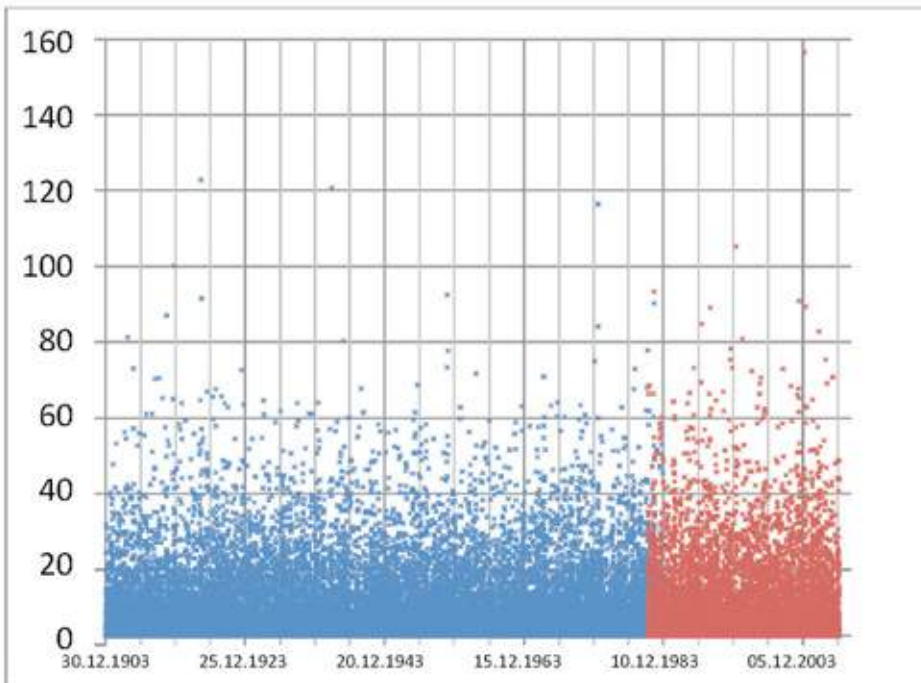
Norges Geotekniske Institutt (NGI) har relatert kritisk nedbør for utløsning av skred til returperiode for kortvarige nedbørsintensiteter (Lied, 2005). Lied antyder at skredfaren er meget stor når et av kravene under er oppfylt:

- 5 % av årsmiddelnedbøren faller i løpet av 12 timer.
- 8 % av årsmiddelnedbøren faller i løpet av 24 timer.
- 24 % av årsmiddelnedbøren faller i løpet av 48 timer

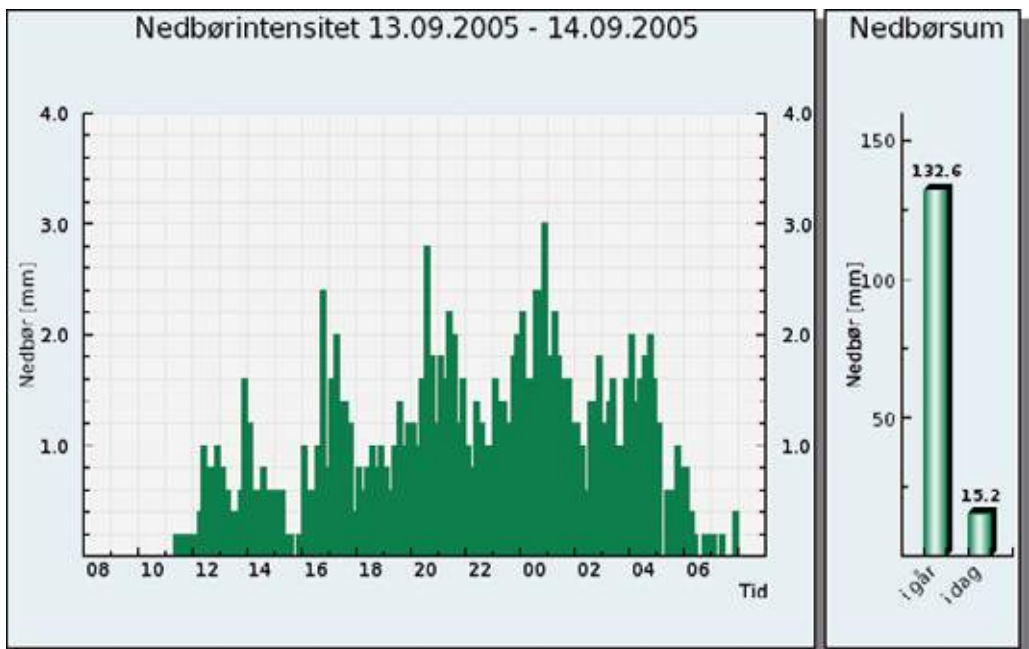
For Bergen betyr dette at skredfaren er meget stor ved en nedbørsmengde på ca 160 til 200 mm på 24 timer, eller ca 100 til 125 mm på 12 timer. Figur 2 viser døgnnedbør fra målestasjonene Fredriksberg (1904-1984) og Florida (1985-2011). Ved skredulykkene på Hatlestad terrasse 14. september 2005 og Hetlebakkvegen 15. november 2005, viste de offisielle målingene henholdsvis 156,5 mm og 88,2 mm nedbør på Florida i løpet av 24 timer. Figur 3 og 4 viser 10-minutters nedbørintensitet i tidsrommet rundt skredulykkene i Bergen høsten 2005. Den offisielle 24-timersverdien på 156,5 mm ble målt på Florida i perioden 13. september 2005 kl.08:00 til 14. september 2005 kl.08:00. Måleren står på plenen utenfor Geofysisk Institutt, Universitetet i Bergen. I samme periode ble det målt 132,6 mm nedbør på måleren som står på taket av Geofysisk Institutt, se figur 3. Figuren viser at det falt ca 100 mm på 12 timer, så NGIs 12-timers krav til meget stor skredfare, var sannsynligvis overskredet.



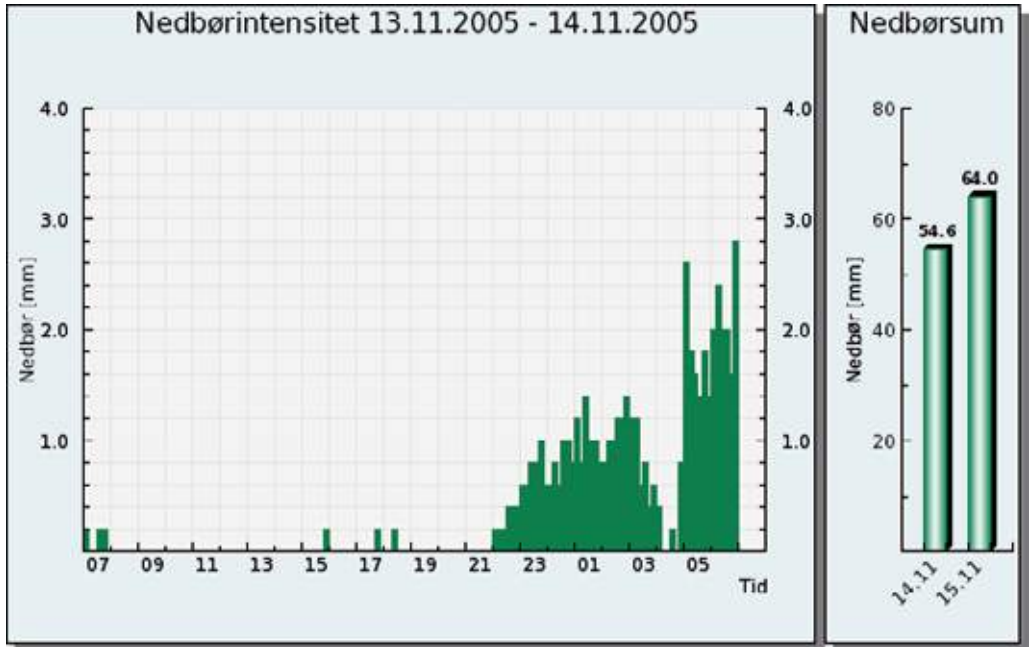
Figur 1 Årlig nedbør Bergen (mm). Data fra Fredriksberg og Florida (justert).



Figur 2 Døgnnedbør (mm) Bergen.
Målingene 1904-1984 er fra Fredriksberg, 1985-2011 fra Florida.



Figur 3 10-minutters nedbørintensitet 13.-14. september 2005 (målt ved bakken)



Tabell 3 Sikkerhetsklasser for plassering av byggverk i skredfareområde

Sikkerhets-klasse for skred	Konsekvens	Største nominelle årlige sannsynlighet	Type bygg og anlegg
S1	Liten	10^{-2}	Mindre garasjer, båtnaust, boder, lagerskur med lite personopphold og mindre brygger for sport og fritid.
S2	Middels	10^{-3}	enebolig, tomannsbolig, fritidsbolig med inntil to boenheter, små bygg for næringsdrift, mindre driftsbygninger i landbruket, samt mindre kaier og havneanlegg.
S3	Stor	5×10^{-4} (definert som $< 10^{-3}$ før revisjon av forskriften i 2010)	eneboliger i kjede/rekkehus med tre enheter eller mer, boligblokker, brakkerigger, næringsbygg, større driftsbygninger, skoler, barnehager, lokale beredskapsinstitusjoner, overnattingssteder og publikumsbygg.

Tabell 4 Konsekvensklasser fra Eurocode (Eurocode, 2008)

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Type bygg og anlegg
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Lagerbygg, landbruksbygninger, drivhus
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, konserthall, offentlige bygninger med store menneskemengder

Tabell 5 Pålitelighetsklasser og største nominelle årlige sannsynlighet

Pålitelighets-klasse	Minsteverdi for β		Største nominelle årlige sannsynlighet
	Referanseperiode 1 år	Referanseperiode 50 år	
RC1	4,2	3,3	10^{-5}
RC2	4,7	3,8	10^{-6}
RC3	5,2	4,3	10^{-7}

Konstruksjonen levetid kan knyttes til største nominelle årlige sannsynlighet ved hjelp av forholdet:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (1)$$

hvor P er sannsynligheten for at en ekstremhendelse vil skje i konstruksjonens levetid,
 T er største nominelle årlige sannsynlighet (eller returperiode) for ekstremhendelsen,
 n er levetiden til konstruksjonen

Ved å bruke største nominelle årlige sannsynlighet fra *Byggteknisk forskrift*, vil en enebolig (sikkerhetsklasse 2) med forventet levetid på 100 år, ha en akkumulert risiko på nesten 10% for å oppleve en skredhendelse i løpet av levetiden. Bygninger i sikkerhetsklasse 3 vil ha en risiko på hele 2% ved samme levetid. Dette synes å være meget høyt, hvis det antas at skredet fører til kollaps av konstruksjonen.

Duckett (2004) refererer til CIRIA (1977) som uttrykker den totale risiko for sammenbrudd i en konstruksjon, P , som funksjon av konstruksjonens levetid, n , og antall menneskeliv som kan gå tapt, n_r . P skal ikke være høyere enn:

$$P = \frac{10^{-4}}{n_r} K_s n \quad (2)$$

K_s er en faktor som har med type bygg eller anlegg å gjøre. Anbefalte verdier for K_s varierer fra 0,005 for demninger, 0,05 for boliger, kontor og industri, 0,5 for broer til 5 for tårn, master og offshore konstruksjoner.

Hvis en gjør samme antagelser som ovenfor for en enebolig, og antar at i verste fall 10 menneskeliv kan gå tapt i en skredulykke, gir dette en "høyeste akseptabel risiko" på 5×10^{-6} . De nominelle årlige sannsynlighetene som fremgår fra tabell 3 vil derfor gi uakseptabel høy risiko, sammenlignet med betraktninger etter ligning (2). Imidlertid gir estimat etter ligning (2) konservative verdier. Sarveswaran og Roberts (1999) antyder at akseptabel årlig risiko for sammenbrudd av broer kan settes til 2×10^{-5} . Dette er allikevel betydelig lavere akseptabel risiko enn det som fremgår av tabell 3.

Byggteknisk forskrift synes derfor å gi risiko for skredhendelse som er høyere enn det som anses som akseptabelt for kollaps i en konstruksjon eller konstruksjonselement, i henhold til Eurocode.

4. STABILITET AV LØSMASSESKRÅNINGER

3.1 Beregningsmetodikk

I skråninger med begrenset løsmassemekting og relativ konstant skråningshelning, kan sikkerheten mot brudd for overflateparallele utglidninger uttrykkes ved hjelp av enkle likevektsligninger. For skråninger over grunnvannsnivå kan sikkerheten mot brudd (materialkoeffisient) angis som:

$$\gamma_m = \frac{a \tan \varphi}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (3)$$

hvor	γ_m	=	materialkoeffisient
	a	=	attraksjon (kPa)
	φ	=	karakteristisk indre friksjonsvinkel løsmasse
	γ	=	tyngdetetthet løsmasse (kN/m ³)
	z	=	dybde til bruddflate (m)

For skråninger med grunnvannsnivå i terrengoverflaten kan sikkerheten mot brudd (materialkoeffisient) angis som:

$$\gamma_m = \frac{a \tan \varphi}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} + \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma \tan \beta} \quad (4)$$

Hvor parametre er de samme som forrige ligning og

$$\gamma' = \text{neddykket tyngdetetthet løsmasse (kN/m}^3\text{)}$$

For de gitte skråningene i Bergen, er det usikkerhet knyttet til løsmassenes skjærfasthet, tyngdetetthet, og dreneringsforhold, poretrykk og grunnvannsstand. Dette gjør det attraktivt å gjøre estimer av sannsynlighet for utglidninger ved hjelp av probabilistiske analyser, som for eksempel Monte-Carlo analyser. Denne type analyser brukes når:

- Det er usikkerhet knyttet til input-parametere,
- Det ikke er mulig å komme frem til et eksakt resultat ved deterministisk analyse.

Ved en Monte-Carlo analyse utføres det gjentatte analyser med variable inputparametere. Det må i utgangspunktet bestemmes et utvalg av mulige inputparametere (i dette tilfelle jordartsparemetere) med middelerdi og standardauvik. Analysen genererer input tilfeldig basert på utalgene, og foretar en deterministisk beregning med de gitte inputparametere. Beregningene gientas så med nye tilfeldige valgte input. Hver analyse inngår i sluttresultatet. Resultatet fra en Monte-Carlo analyse sier noe om sannsynligheten for brudd eller utglidning i en skråning eller hvis det er mange skråninger, hvor mange av disse som vil gå til brudd. Denne type analyser gir også som resultat pålitelighetsindeksen β , som er omtalt i Eurocode. Det bemerkes at det er ingen sammenheng mellom "sikkerhetsfaktor" og "sannsynlighet for brudd/utglidning".

Ved tidligere løsmasseskred i Bergen kommune (Multiconsult, 2005a, 2005b; Norem og Emdal, 2005) er det antydnet at sikkerhetsfaktoren (materialkoeffisienten) ved en deterministisk analyse bør være minst 1,3 til 1,6 for at sikkerhetskravene i byggeforskriften skal være ivaretatt (krav til sammenbrudd av boliger; 10^{-3} per år). Imidlertid vil vi påpeke, som nevnt ovenfor, at det er ingen sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og sannsynlighet for brudd.

I det etterfølgende er det utført skråningsstabilitetsanalyser både ved hjelp av de deterministiske ligningene (3) og (4) ovenfor og Monte-Carlo analyser. Sistnevnte analyser er utført ved hjelp av det geotekniske analyseverktøyet SLOPE/W (Geo-Slope International, 2007).

5. OMRÅDEBESKRIVELSE

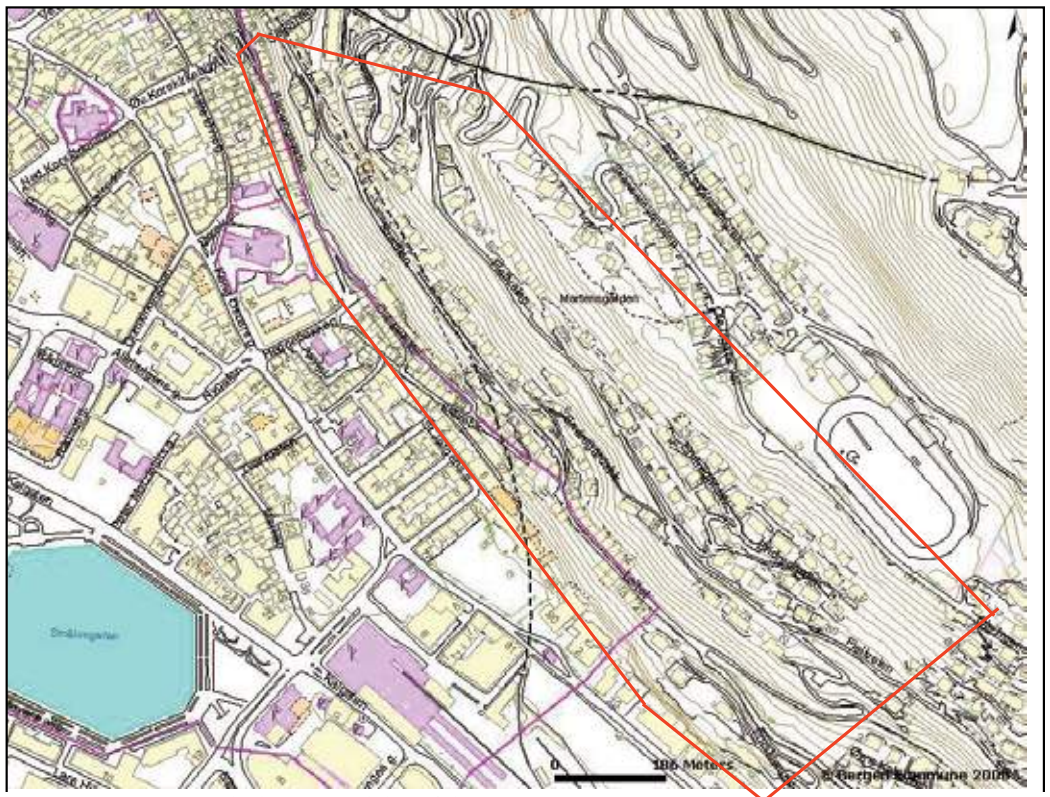
Ett av deloppdragene i ROS II-analysen, var et pilotprosjekt (PILOT II) som gikk ut på å utarbeide faresonekart i fjellsiden fra Svartediket til Munkebotn (Bertelsen og Instanes, 2009). Fjellsiden i dette området ble delt opp i 9 mindre områder. Hvert område er beskrevet i egne rapporter. Faresonekart ble utarbeidet hvor årlig nominell sannsynlighet ble vurdert til å være større enn henholdsvis 3×10^{-3} og 10^{-3} . Denne artikkelen omhandler metodikken som ble utarbeidet for løsmasseskred og eksemplifisert med delområde 9 – Brattlien, som ligger like ovenfor Bergen sentrum, se figur 5. Delområde 9 strekker seg fra Øvre Korskirkeallmenning i nordvest, til forbi idrettsbanen på Skansemyren i sørøst. Områdets øvre avgrensing er Ole

Irgens vei på kote 175, nedre avgrensning er St. Jørgens gate og Bispengsgaten på kote 25. Gjennomsnittlig skråningshelning er over 30°.

Bebyggelsen er etablert på 4 ”terrasser” oppover skråningene:

- Nederste terrasse består av bebyggelse i Bispengsgaten, Cappes vei og Skivebakken.
- Skivebakken forbinder nederste terrasse og terrasse 2 (ca kote 75)
- Terrasse 2 består av bebyggelse i Brattlien, Endregårdsbakken og Leitet,
- Endregårdsbakken forbinder terrasse 2 og terrasse 3.
- Terrasse 3 består av bebyggelse i Fjellveien, Martensgården, Endregårdsveien og Endregården (ca kote 125),
- Gangstier og trapper forbinder Martensgården, Endregårdsveien og Endregården med øverste terrasse.
- Øverste terrasse består av stort sett ubebygde områder i Ole Irgens’ vei og Skansemyrsveien (ca kote 175)

De fleste tomtene er opparbeidet, enten ved å sprengre inn i berget i bakkant, ved oppfylling bak støttemurer i fremkant, eller ved en kombinasjon av begge metoder. Det er flere steder etablert gangstier og trapper, delvis ved bruk av støttemurer, for å etablere adkomst fra bilvei til boliger. Bilveiene i området synes å være etablert på samme måte som boligene, ved delvis sprengning, delvis utfylling bak støttemur.



Figur 5 Oversiktskart over delområde 9

Ubebygde arealer mellom ”terrassene” har et tynt løsmassedekke og skråningshelninger fra 27° til over 40° (over mindre avstander ble det observert skråningshelninger helt opp til 50°). En del høye bergskrenter og skjæringer finnes også. Figur 6 viser skråfoto over nordre del av området (www.gulesider.no). Bispengsgaten ses til venstre og Ole Irgens vei oppe til høyre. Figur 7 viser søndre del, med Leitet og Brattlien midt i bildet, og Endregårdsveien til høyre. Området inneholder i hovedsak bygninger som ligger i sikkerhetsklasse 2, men også flere bygg som antas å tilhøre sikkerhetsklasse 3, se tabell 3.

6. UTLØSNINGSMEKANISMER

Følgende utløsningsmekanismer er mulig for løsmasseskred i området:

- Artesisk poretrykk i grensesjiktet mellom løsmasser og berg forårsaket av store nedbørmengder. Dette kan føre til utløsning av ”flaskskred”.
- Erosjon i topplaget på grunn av ukontrollert drenering av overflatevann. Dette kan føre til progressiv eller retrogressiv skredutvikling.
- Kryp eller sakte glidning i jordmassene.
- Steinsprang.
- Jordskjelv.
- Fylling, graving eller andre inngrep i skråningene.



Figur 6 Nordre del av området (foto fra www.gulesider.no)

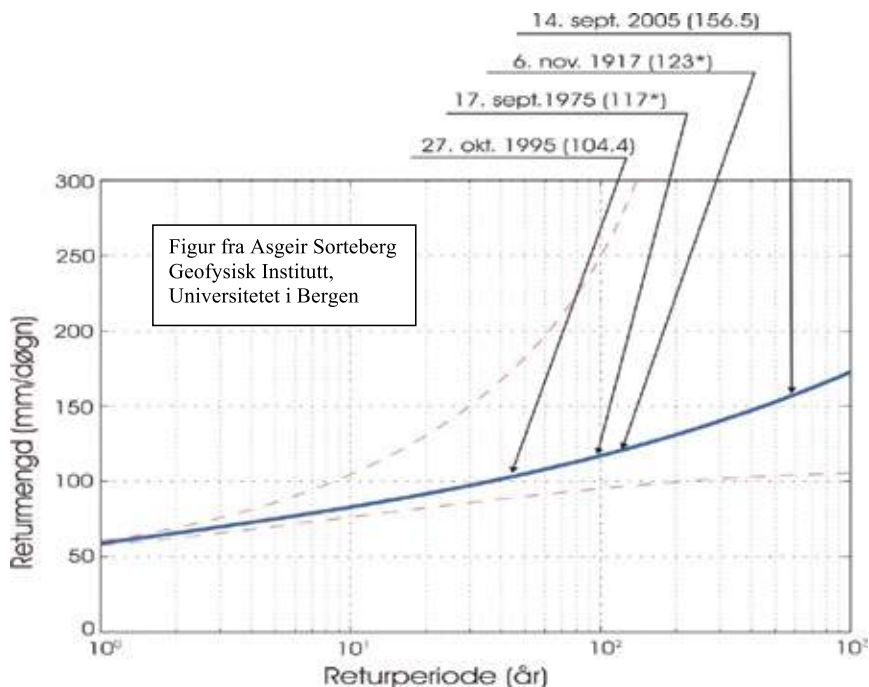


Figur 7 Søndre del av området (foto fra www.gulesider.no)

På bakgrunn av skredulykkene høsten 2005, er spesielt store nedbørsmengde og påfølgende vannmetting av løsmassene og endret drenering av overflatevann, samt påfølgende erosjon som ansees som kritisk for skråningene. Figur 8 viser returperioder for ekstreme nedbørhendelser i Bergen. Returverdiene er estimert fra en generalisert Pareto-fordeling (Sorteberg, 2009).

Figur 8 indikerer at ekstremnedbøren 14.september 2005 hadde en returperiode på om lag 600 år, og var dermed en ca $1/600$ eller $1,67 \times 10^{-3}$ hendelse (beste estimat). Beregningene av returverdier er basert på stasjonære tidsserier. Hvis langtidstrenden viser mer ekstremnedbør, slik klimamodeller indikerer vil returperiodene være for høye (og for lave ved avtagende ekstremnedbør). Siden det er få verdier for de mest ekstreme hendelsene vil lange returperioder være avhengig av noen få hendelser. En ny hendelse vil derfor forandre returverdiestimatet.

Det ble ikke rapportert omfattende utglidninger i delområde 9 under ekstremnedbørhendelsene høsten 2005. Under befaringene er det heller ikke observert store ferske masseforflytninger, bortsett fra erosjon av løsmasser i bekkefar. På grunn av den store usikkerheten knyttet til ekstremnedbørhendelser og returperioder, er det i det etterfølgende konservativt antatt at nedbørshendelsen i 2005 hadde en returperiode på mindre enn 333 år, eller 3×10^{-3} . Det kan derfor antas at løsmassene i skråningene per i dag har en sannsynlighet for utglidning som er mindre enn 3×10^{-3} . Undersøkelser etter skredulykker i bebodde områder viser at det svært ofte er menneskelige faktorer som anleggsarbeid, brudd på vannledninger, fylling og graving som er hovedårsak eller medvirkende faktor i skredutviklingen. Disse faktorene må derfor ikke undervurderes, og kan medføre økt risiko for utglidninger i løsmasseskråningen i delområde 9.



Figur 8 Returperioder for ekstreme nedbørhendelser i Bergen (Sorteberg, 2009)

7. JORDARTSPARAMETRE

Det er ikke utført spesielle geotekniske undersøkelser for å fastslå jordartsparametere for løsmassene i skråningene. Basert på tidligere erfaringer antas det at løsmassene i hovedsak består av et topplag av organiske blandingsmaterialer over fast velgradert materiale (Bergensmorene).

Bergensmorene er et fast materiale med følgende typiske egenskaper:

$$\begin{aligned}\phi &= 35^\circ \text{ til } 40^\circ \\ a &= 10 \text{ til } 50 \text{ kPa} \\ \gamma &= 19 \text{ til } 20 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

For blandingsmateriale er det antatt en friksjonsvinkel i størrelsesorden 35° og tyngdetetthet fra $17,5$ til $19,5 \text{ kN/m}^3$ (Norem og Emdal, 2005).

For langtidsstabilitet av naturlige skråninger må bruk av attraksjon gjøres med forsiktighet. Norem og Emdal (2005) påpeker at: *"..jordmassene i de øvre jordlag kontinuerlig utsettes for nedbryting ved fryse-tineprosesser og bevegelse i rotsystemet. I skråninger vil siging av massene føre til vedvarende omrøring av jordmassene som effektivt bryter ned kohesjonen"*.

De observerte løsmasseskråningene i delområde 9 har skråningshelninger fra ca 26° til over 40° (lokalt opp til 50°). Dette betyr at løsmassene må ha betydelig attraksjon, ellers ville utglidninger skjedd tidligere. Figur 11 viser minimum attraksjon for å oppnå $\gamma_m = 1,0$ versus

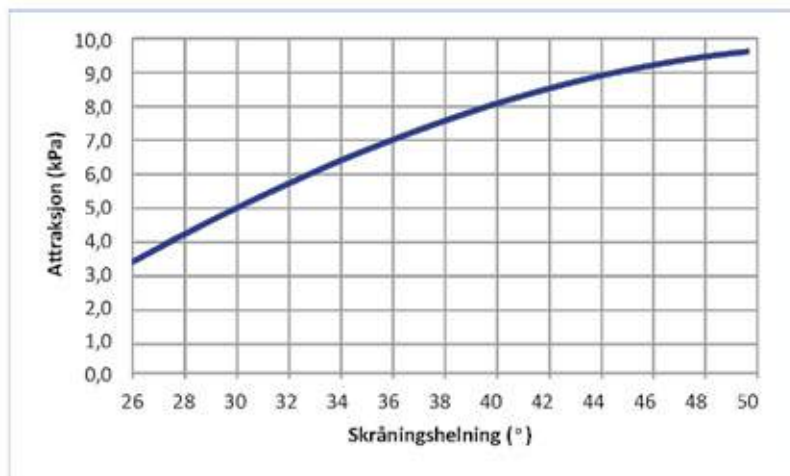
skråningshelning beregnet ved hjelp av ligning (4). Det er her antatt et mettet friksjonsmateriale med indre friksjonsvinkel 35° . Figuren viser at minimum attraksjon for en skråningshelning på 26° er ca 3,5 kPa. For en teoretisk skråningshelning på 50° øker nødvendig attraksjon til ca 9,5 kPa. Det ble ikke rapportert om omfattende utglidninger i dette området under ekstremnedbør-hendelsene høsten 2005.

Under befaringene ble det heller ikke observert store ferske masseforflytninger bortsett fra erosjon av løsmasser i bekkedar. Hvis det antas at jordmassene var mettet under ekstremnedbørhendelsene høsten 2005 må altså løsmassene på det tidspunktet ha hatt attraksjon i størrelsesorden 10 kPa. På bakgrunn av dette er det utført stabilitetsanalyser med jordartsparametere som vist i Tabell 4.

Tabell 4 Jordartsparametere benyttet i stabilitetsanalyser delområde 9

Analyse	Tyngde-Tetthet	Indre friksjonsvinkel	Attraksjon	Kohesjon	Kommentar
Deterministisk (overflate)	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 35^\circ$	$a = 10 \text{ kPa}$		Dagens situasjon
Probabilistisk (dype brudd, overgang berg)	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ $\sigma = 0,3 \text{ kN/m}^3$	$\phi = 35^\circ$ $\sigma = 1,5^\circ$		$c = 20 \text{ kPa}$ $\sigma = 3.5 \text{ kPa}$	Fremtidig $c \rightarrow 0 \text{ kPa}$

For å ta høyde for usikkerhet knyttet til en fremtidig svekkelse av attraksjon er det gjort probabilistiske analyser av skråningsstabilitet ved hjelp av Monte-Carlo-simuleringer, se tabell 4. Det understrekes at den foreslåtte metodikken og beregningsmetodene må anses som beste estimat basert på de opplysningene som foreligger per dags dato. Metodikken og beregningene bør oppdateres hvis det blir utført geotekniske grunnundersøkelser, rapportert om nye utglidninger eller endrete dreneringsforhold.



Figur 11 Teoretisk attraksjon for å oppnå $\gamma_m = 1,0$
Indre friksjonsvinkel $\phi = 35^\circ$

8. RESULTATER FRA STABILITETSANALYSENE

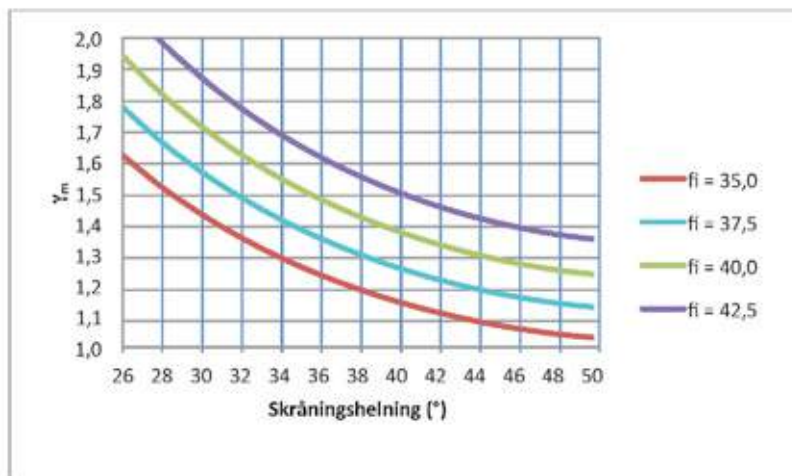
8.1 Deterministiske analyser

Dagens situasjon i skråningen er, basert på argumentasjonen ovenfor, at løsmassene har en indre friksjonsvinkel på minimum 35° , og attraksjon på minimum 10 kPa. Ved lavere indre friksjonsvinkel og attraksjon ville løsmassene ha glidd ut under ekstremnedbørhendelsene i 2005. De deterministiske beregningene sier altså noe om sikkerheten i skråningene per dags dato under nedbørhendelser tilsvarende minst en 3×10^{-3} -hendelse.

Materialkoeffisienten kan da uttrykkes som en funksjon av skråningshelning og materialets indre friksjonsvinkel, se Figur 12. Figur 12 viser materialkoeffisient, γ_m som funksjon av skråningshelning beregnet ved hjelp av ligning (3). Det er her antatt et mettett friksjonsmateriale med mektighet 1-2 meter og med indre friksjonsvinkel varierende fra 35° til $42,5^\circ$, attraksjon 10 kPa og tyngdetetthet $18,5 \text{ kN/m}^3$.

Det kan observeres fra Figur 12 at løsmasseskråninger opp til en skråningshelning på 50° har en materialkoeffisient $\gamma_m > 1,0$. Imidlertid kan det observeres at det kun er skråningshelninger lavere enn ca. 34° som har $\gamma_m > 1,3$ og skråningshelninger lavere enn ca. 26° som har $\gamma_m > 1,6$, som ref. /4/ mener er minimumskrav for 1×10^{-3} -hendelser.

Det kan konkluderes fra Figur 12 at på generell basis tilfredsstiller skråningene i delområde 9 kravet til stabilitet for 3×10^{-3} -hendelser, men ikke for 10^{-3} -hendelser.



Figur 12

Materialkoeffisient versus skråningshelning

Mettett materiale, $\phi = 35^\circ$ til $42,5^\circ$, $a=10 \text{ kPa}$, $\gamma=18,5 \text{ kN/m}^3$

8.2 Probabilistiske analyser

For å kunne vurdere fremtidige ekstreme hendelser er det utført probabilistiske skråningsstabilitetsanalyser hvor jordartsparemetene er uttrykt med middelverdi og standardavvik, se tabell 4. Figur 13 viser resultatene fra analysene som skråningsvinkel mot sannsynlighet for utglidning. Knekken på kurven ved en skråningsvinkel på ca 37° fremkommer på grunn av de statistiske parametrene som er gitt for materialets

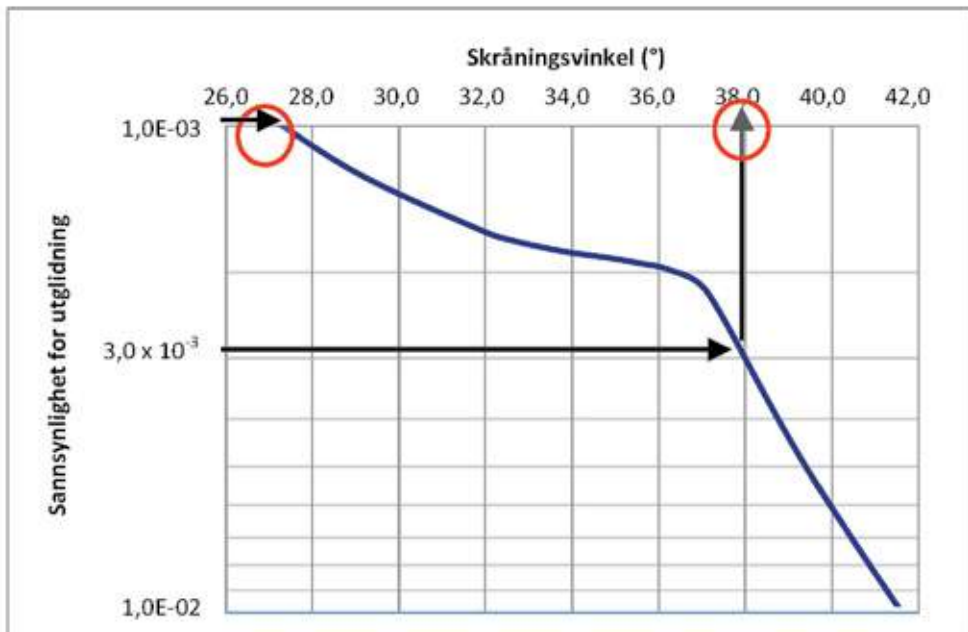
friksjonsvinkel. Figur 14 viser middelveiden for materialkoeffisienten for de samme beregningene. Hvis denne figuren sammenholdes med Figur 12 viser den med all tydelighet at det er problematisk å relatere sikkerhet mot utglidning til et krav om deterministisk materialkoeffisient (sikkerhetsfaktor).

Følgende generelle konklusjoner kan trekkes fra de probabilistiske analysene for det aktuelle området:

- For 3×10^{-3} -hendelser kan fremtidige utglidninger forekomme i skråninger med større skråningshelning enn ca. 38° .
- For 1×10^{-3} -hendelser kan fremtidige utglidninger forekomme i skråninger med større skråningshelning enn ca. 27° .

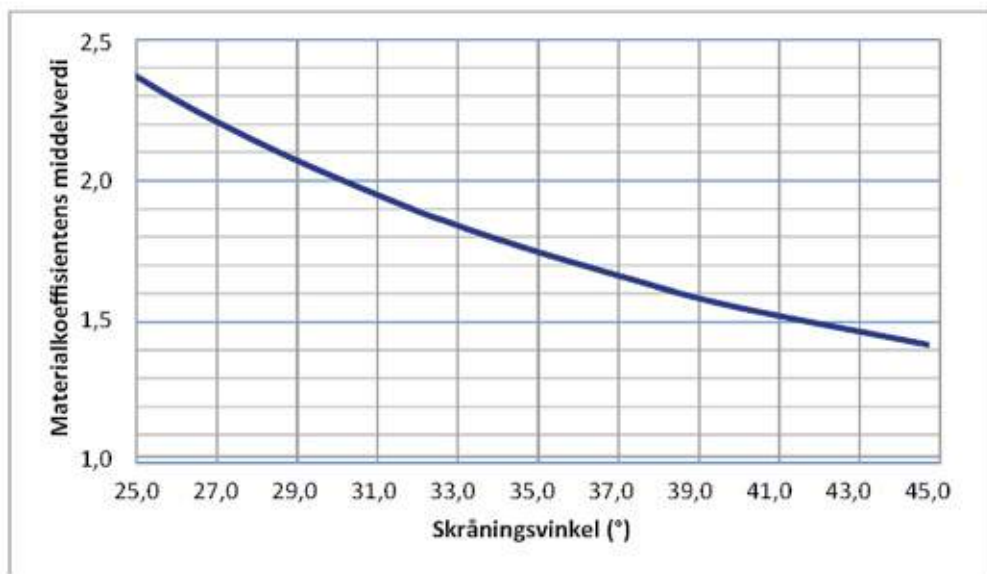
Forutsetningene for disse konklusjonene er at det er ekstreme nedbørhendelser som er utløsende årsak til utglidningene.

De generelle retningslinjene som er anført her er benyttet ved vurdering av de spesifikke områdene og skråningene.



Figur 13

Resultat fra probabilistiske stabilitetsanalyser



Figur 14 Middelverdi av γ_m fra probabilistiske stabilitetsanalyser

9. KONKLUSJONER

Følgende konklusjoner kan trekkes fra denne artikkelen:

- Hvis det antas at en skredhendelse kan føre til kollaps i en konstruksjon og tap av menneskeliv, synes *Byggteknisk forskrift* å akseptere høyere årlig nominell sannsynlighet for skredhendelser, enn det som fremgår av Eurocode.
- Det anbefales å bruke probabilistiske analyser for å vurdere sannsynlighet for brudd eller utglidning i skråninger. Sikkerhetskoeffisient (materialkoeffisient) fra deterministiske analyser av skråningsstabilitet bør ikke kobles mot risiko og sannsynlighet for brudd.
- For å vurdere effekten av fremtidige ekstreme nedbørhendelser på skråningsstabilitet i Bergen kommune, er det utført probabilistiske stabilitetsanalyser ved hjelp av SLOPE/W.
- Det er antatt at ekstremnedbørhendelsen i Bergen 14.september 2005 representerte en nedbørhendelse på minst 333 år (3×10^{-3} - hendelse). Løsmasseskråningene i Brattlien i Bergen sentrum gikk ikke til brudd høsten 2005, og dette faktum er brukt i vurdering av jordartsparemetere.
- Resultatene fra de probabilistiske analysene for dette området viser at:
 - for 3×10^{-3} -hendelser kan fremtidige utglidninger forekomme i skråninger med større skråningshelning enn ca. 38° .
 - for 1×10^{-3} -hendelser kan fremtidige utglidninger forekomme i skråninger med større skråningshelning enn ca. 27° .

10. REFERANSER

Bertelsen, G. og Instanes, A. 2009. *ROS II – skredfare. PILOT II-Fjellsiden-Svartediket-Munkebotn. Delområde 9 Brattlien*. SWECO-rapport nr.96793001/03/09.

Duckett, W. 2004. *Risk analysis and the acceptable probability of failure*. International Association for Bridge and Structural Engineering - Designing for the consequence of failure. Paper 06. 5 p.

CIRIA (Construction Industry Research and Information Association). 1977. *Rationalisation of Safety Factors and Serviceability Factors in Structural Codes*. CIRIA Report 63.

Eurocode. 2008. *Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.. Norsk Standard NS-EN 1990:2002+NA:2008*.

Geo-Slope International Ltd. 2007. *Stability Modeling with SLOPE/W 2007*. An engineering methodology. www.geo-slope.com.

Kommunal- og regionaldepartementet. 2010. *Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggeteknisk forskrift)*. www.lovdata.no

Lied, K. 2005. *Fare-evaluering av skred i forhold til lovverket*. Foredrag på Seminar om sårbarhets- og risikoanalyser, 17. november 2005. Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

Multiconsult AS. 2005. Notat G-01. *Rasrisiko etter rekordnedbør 14.september. Hatlestad*. Datert 20.09.05.

Multiconsult AS. 2005. Notat G-02. *Stabilitetsforhold. Årsaker til skredet*. Datert 26.09.05.

Norem, H. og Emdal, A. 2005. *Ras mot boliger ved Hatlestad terrasse, Bergen. Vurdering av rapporter fra Multiconsult AS*. Brev datert 4.oktober 2005, 5 sider.

Sarveswaran og Roberts. 1999. *Reliability analysis of deteriorating structures - the experience and needs of practising engineers*. Structural Safety 21 (1999) 357-372.

Simenstad, K.-A. P. 2005. *Hvilken fare kan samfunnet akseptere/tolerere?* Foredrag på Seminar om sårbarhets- og risikoanalyser 17. november 2005. Norges Geotekniske Institutt, Oslo.

Sletten, K., Stalsberg, K., Derron M.H., Blikra, L.H. og Bargel, T.H. 2005. *Potensielt skredfarlige områder i Bergen kommune*. Pilotprosjekt. Norges geologiske undersøkelse, NGU Rapport 2005.088.

Sletten, K., Follestad, B.A., Stalsberg, K., Sveian, H. og Derron M.H. 2006a. *Potensielt skredfarlige områder i Bergen kommune. Delrapport 1*. NGU Rapport 2006.043.

Sletten, K., Follestad, B.A., Stalsberg, K., Sveian, H. og Derron M.H. 2006b. *Potensielt skredfarlige områder i Bergen kommune. Delrapport 1*. NGU Rapport 2006.043.

Sorteberg, A. 2009. Returperioder for ekstreme nedbørhendelser i Bergen. Personlig kommunikasjon med Asgeir Sorteberg, Geofysisk Institutt, Universitetet i Bergen.

SKREDOVERVÅKNING OG –VARSLING. NY TVERRETATLIG SATSING**Landslide and avalanche monitoring and forecasting. Upcoming public services.**

Sivilingeniør Tore Humstad, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Fra 1. januar 2009 fikk Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) ansvaret for å ivareta statlige forvaltningsoppgaver innen forebygging av skredulykker. Dette fritar ikke andre etater som Statens vegvesen og Jernbaneverket det sektoransvaret de har for sikkerhet og framkommelighet på veg og bane. Derimot gir det dem en arena for å samarbeide på tvers av sektorene og finne felles løsninger på felles utfordringer. Overvåkning og varsling av skredfare er et eksempel på en slik oppgave som er like aktuell for både veg, bane og bosetning. Der ansvaret tidligere ikke har vært klart definert, har NVE nå tatt på seg ansvaret med å utvikle slike tjenester forutsatt at de andre etatene bidrar med brukerpremisser, fagkompetanse og relevante data.

Gjennom samarbeid på tvers av etatene planlegges det å opprette en offentlig skredvarslingstjeneste som tilbyr snøskredvarsling innen utgangen av 2012 og løsmasseskredvarsling i løpet av 2013. Det jobbes også med å etablere metoder for overvåkning andre skredtyper. Dette vil gjøres blant annet i det tverretatlige Naturfareprogrammet som vil gå i perioden 2012 til 2015.

SUMMARY

Since January 1, 2009, the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) is responsible to administrate public duties within prevention of avalanche and landslide accidents. This does not relieve other agencies as the Public Roads and Railway Administrations to secure the accessibility of their roads and railways. However, it gives them a possibility to collaborate across sectors and to find common solutions to common challenges. Monitoring and forecasting of avalanches and landslides is an example of such a task that is equally relevant for roads, railways and settlements. Where the responsibility has not previously been clearly defined, NVE has now taken the task to develop such services. Other public agencies must provide user premises, expertise and relevant data to the project.

Through collaboration across agencies, it is planned to develop a public avalanche warning service offering snow avalanche forecasts by the end of 2012 and landslide forecasts within 2013. The agencies are also working to establish methods for monitoring the other types of slides. This will be done through the interdepartmental Natural Hazards programme that will be carried out in the period 2012 to 2015.

1. INNLEDNING

Fra 1. januar 2009 fikk Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) ansvaret for å ivareta statlige forvaltningsoppgaver innen forebygging av skredulykker. Dette fritar ikke andre etater som Statens vegvesen og Jernbaneverket det sektoransvaret de har for sikkerhet og framkommelighet på veg og bane. Derimot gir det dem en arena for å samarbeide på tvers av sektorene og finne felles løsninger på felles utfordringer. Overvåkning og varsling av skredfare er et eksempel på en slik oppgave som er like aktuell for både veg, bane og bosetting. Der ansvaret tidligere ikke har vært klart definert, har NVE nå tatt på seg ansvaret med å utvikle slike tjenester forutsatt at de andre etatene bidrar med brukerpremisser, fagkompetanse og relevante data.

En av disse oppgavene som NVE har tatt på seg, er utvikling av skredvarsling på regionalt nivå. Oppgaven ble gitt i Stortingsproposisjon nr. 1 for perioden 2008-2009. I denne ba regjeringen NVE starte utviklingen av en operativ overvåkings- og varslingstjeneste for skredfare. Colleuille og Engen (2009) gjennomførte på vegne av NVE et utredningsarbeid for landsdekkende skredvarsling der ”regionalt nivå” ble definert som områder på størrelse med fylker, deler av fylker (f. eks. Sunnmøre, Helgeland osv.) eller grupper av kommuner. Innen Statens vegvesen sitt ansvarsområde betyr dette at regionalt nivå vil dekke en eller flere driftskontrakter mens ”lokalt nivå” består av en bestemt skredutsatt strekning med kjente sårbare punkt.

Ut fra denne kartleggingen ble det valgt å satse på en organisasjonsmodell for varslingstjeneste for snø- og løsmasseskred som innebærer at Meteorologisk institutt (Met.no) varsler fare for snøskred, mens NVE varsler fare for løsmasseskred. Øvrige samarbeidspartnere er Statens vegvesen, Jernbaneverket og Norges Geotekniske Institutt (NGI).

Formålet med regional skredvarsling er å oppnå et system som kan utløse beredskapstiltak på riktig tid med den hensikt å redde liv, helse og materielle verdier. I tillegg skal organisasjoner og enkeltpersoner få et bedre grunnlag for å lage lokale varslingstjenester, ta nødvendige forholdsregler og gjøre egne vurderinger for å sikre sine eiendeler og aktiviteter.

To FoU-prosjekter er satt i gang for å utvikle og teste hvordan varslene bør utarbeides, kvalitetssikres og presenteres: ett for varsling av snøskredfare og ett for varsling av fare for løsmasseskred. I tillegg startes flere tilknyttede aktiviteter i det nye tverretatlige Naturfareprogrammet (2012-2015) innen måling av skredbevegelser i jord- stein og snømasser, overvåkning av værforhold og værrelaterte hendelser som skred, flom og stengte veger. Også dette programmet blir et samarbeid mellom NVE, Statens vegvesen og Jernbaneverket.

Denne presentasjonen beskriver kort det arbeidet som gjøres innen snøskredvarsling og løsmasseskredvarsling samt litt om planer for overvåkning av bl.a. steinsprangfare i det nye naturfareprogrammet.

2. SNØSKREDVARSLING

Regional snøskredvarsling har vært diskutert i Norge i mange år. Konkrete forslag til mulige løsninger ble presentert bl.a. for Norges forskningsråd i flere søknader på 80- og 90-tallet og på snøskredkonferansen i Stryn i 2005 (Jaedicke m.fl., 2005). Meteorologisk institutt varsler allerede i dag snøskredfare for de høyeste faregradene som en del av sin ekstremværvarsling. Det vil si varsling av “stor” og “meget stor” snøskredfare, noe som tilsvarer grad 4 og 5 på den internasjonale snøskredfareskalaen fra 1 til 5. Målet med at den nye varslingstjenesten er at den skal varsle for alle faregrader og med en finere geografisk oppløsning en tilfellet er for eksisterende tjeneste. Mens faregrad 4 og 5 i stor grad er direkte relatert til værforhold som store snøfall og sterk vind, er faregrad 3 (“markert” fare) oftest mer relatert til farlig lagdeling i snødekket. Det er faktisk på denne faregraden vi har flest fatale ulykker, og dette er trolig forårsaket av at skredfaren i slike tilfeller er mindre åpenbar for folk ettersom den tilsynelatende er mindre avhengig av værforholdene. Det nye varslingsopplegget krever derfor flere opplysninger og målinger av selve snødekket hvis det i det hele tatt skal være mulig å sette en faregrad. I tillegg trengs et tettere nettverk av værstasjoner med en større representativitet i høyfjellet.

Prosessen med å etablere regional skredvarsling i Norge baserer seg på to viktige anbefalinger i utredningen til Colleuille og Engen (2009): (1) At det umiddelbart påbegynnes FoU-arbeid for å utvikle en bedre metodikk for å overvåke og varsle snøskredfare regionalt, og (2) at eksisterende kompetanse bevares og benyttes gjennom at institusjoner som NVE, Met.no, NGI, Statens vegvesen og Jernbaneverket sammen bidrar om utviklingen av skredvarslingstjenesten (Engeset m.fl., (2011). Prosjektet utvikler funksjonalitet på nettstedet SeNorge.no, som også er til nytte for overvåking og varsling av løsmasseskred og flom. Prosjektet bygger på arbeidet i prosjektet ‘Klima og transport’ (Humstad, 2010), samt 40 år med erfaring med skredvarsling i Norge. Metoder som brukes er beskrevet av bl.a. Jamieson og Johnston (2002), Simenhois og Birkeland (2006) og Kronholm m.fl (2010).

Løsningen som er valgt innebærer i grove trekk at NVE blir eier av tjenesten og innehar bestillerfunksjon overfor de andre deltagende institusjonene. Meteorologisk institutt blir ansvarlig for utarbeidelse av varsler og formidler varslene via etermedier (TV og radio) og nettstedet yr.no. En ekstern snøskredfaglig institusjon gir det skredfaglige underlaget bl.a. basert på feltobservasjoner av snødekket og samspill med prognosemodeller hos Meteorologisk institutt. Denne tjenesten vil lyses ut på anbud. I FoU-prosjektet har Norges Geotekniske Institutt (NGI) denne funksjonen.

Det ble allerede i FoU-fasen etablert et observatørnettverk som utfører snøobservasjoner i terreng på relevante steder for å definere skredfaregraden og snødekks oppbygging og stabilitet. NVE knytter fram mot lansering av tjenesten til seg et nettverk av høyt kvalifiserte observatører som jobber deltid for NVE og forplikter seg til minst en lokal farevurdering for hver varslingsregion hver uke. For øvrige vil de viktigste brukerne som Statens vegvesen, Jernbaneverket, Statens naturoppsyn og enkelte alpinanlegg bidra med egne observatørnettverk som melder inn til samme system.

Prosjektet utvikler også og en ny og forbedret produksjonslinje for å innhente og analysere data og formidle varsel. Denne omfatter både værstasjoner, observasjoner fra terrenget men også observasjoner og vurderinger som gjøres av f.eks. lokalkjente oppsynsmenn og brøyteentreprenører. Gjennom perioden 2010-2012 blir det gjennomført to testsesonger der

tjenesten utvikles gradvis slik at den kan bli operativ fra desember 2012. Den første testsesongen hadde 5 varslingsregioner, den andre får 23.

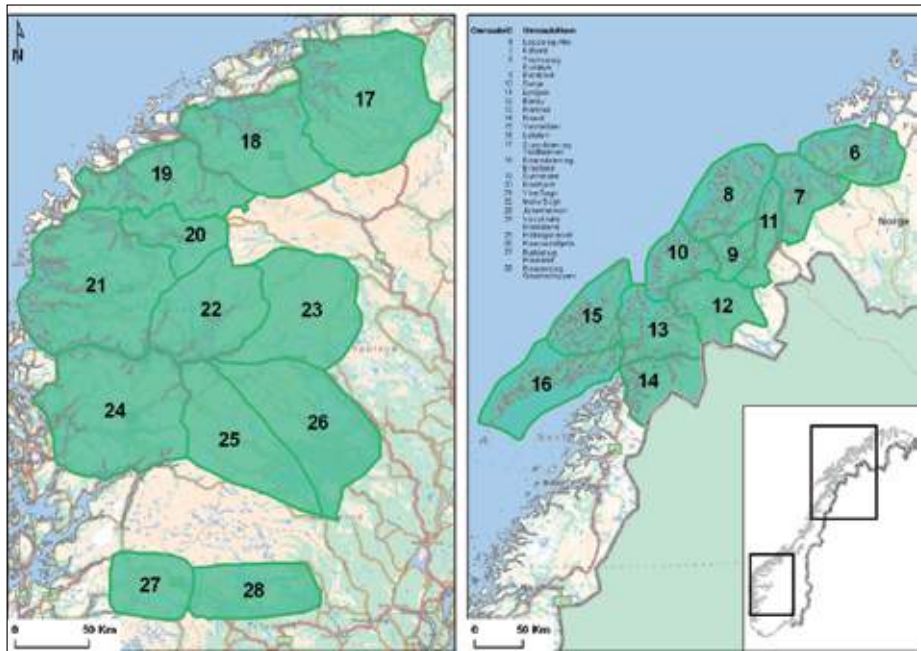
Eksempel på feltundersøkelser er vist i figur 1.



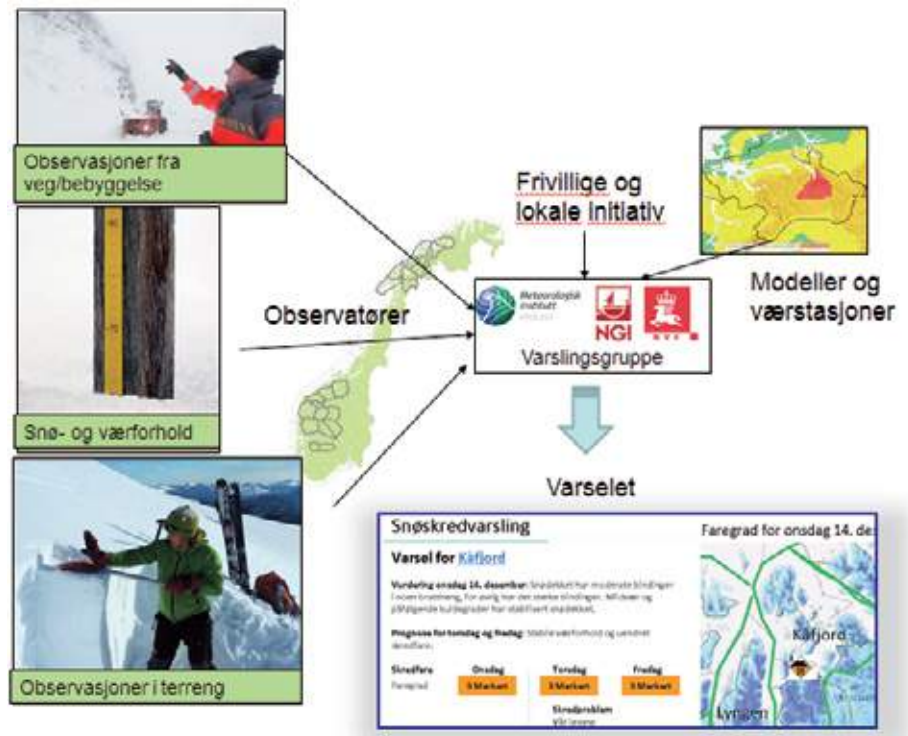
Figur 1: Kompresjonstest utviklet av Jamieson og Johnston (2002) utføres på isolert snøsøyle på 30x30 cm som ett av flere grunnlag for å definere faregrad i observasjonsområdet. Dette blir igjen ett av flere grunnlag som varslingsgruppa bruker for å fastsette en regional faregrad (foto: Tore Humstad)

De 23 varslingsregionene for vinteren 2011/2012 er vist i figur 2.

Prinsippet for data- og informasjonsflyt fra de tre observatørtypene (observasjoner fra veg/bebyggelse, snø/vær på faste steder og observasjoner i terreng), fra frivillige og fra modeller og værstasjoner er vist i figur 3. Varslingsgruppen gjennomgår all relevant informasjon og utsteder et varsel som blir publisert på nettstedet yr.no. Observatørene rapporterer ved hjelp av nettløsninger og smarttelefon-applikasjoner.



Figur 2: Varslingsregioner vinteren 2011/2012 (illustrasjon: NVE).



Figur 3: Prinsipp for informasjonsflyt (illustrasjon: Statens vegvesen og NVE).

3. VARSLING AV FARE FOR LØSMASSESKRED

En varslingsjeneste for fare for løsmasseskred skal basere seg på samme prinsipp som for snøskred og flom, nemlig en faregradsvarsling på regionalt nivå. En slik landsdekkende tjeneste er i dag ikke operativ i noe land. Det finnes derfor heller ikke noen veletablert metodikk. Den norske tjenesten må derfor i stor grad etablere denne metodikken selv.

Gjennom utredningen til Colleuille og Engen (2009), ble følgende rollefordeling for en framtidig tjeneste forslått: NVE skal varsle og formidle fare for løsmasseskred i nært samarbeid med eksisterende flomvarslingsjeneste. Også her vil Met.no sine formidlingskanaler for etermedier og yr.no benyttes. På vegen fram mot en operativ tjeneste i 2013, skal utviklingen av varslingsmetoden foregå i samarbeid med NGI, Statens vegvesen og Jernbaneverket.

Skredvarslingsjenesten skal være basert på en analyse av hydrometeorologisk tilstand i jorda beregnet av NVE (ved hjelp av hydrologiske modeller) på grunnlag av Meteorologisk institutts værvarsler og ut fra direkte hydrologiske målinger (snø-, grunn- og markvanntilstand, samt vannføring). Jernbaneverket og Statens vegvesen skal bidra med observasjoner og data om hendelser som skred og stengte veger og banestrekninger.

En skredfaglig institusjon skal delta i produksjonslinjen for utarbeidelse av skredfarevarsel. Denne tjenesten vil lyse ut på anbud.

Varslingsjenesten skal basere seg følgende typer vannrelaterte skred i løsmasser:

- Jordskred
- Flomskred

Jordskred defineres her som utglidning av løsmasser i bratt terreng hvor jordartenes fasthet er redusert for eksempel pga. høyt vanninnhold og porevannstrykk.

Flomskred defineres som hurtige skred i bratt terreng bestående av vann og løsmasser utløst av stor vannføring og erosjon langs eksisterende eller nye vannveier. Slike skred inntreffer i områder hvor de ordinære dreneringssystemene (raviner og bekkeløp) ikke klarer å ta unna tilførsel av vann.

Varslingssystemet krever at meteorologiske og hydrologiske variabler overvåkes, simuleres og predikeres. Varslingssystemet skal derfor basere seg på en faglig vurdering av hydrometeorologisk informasjon.

Grunnen til at dette prosjektet settes i gang er en erkjennelse av at det vil ta tid å fysisk sikre all flom- og skredutsatt bebyggelse, veg- og jernbanenett. Akseptert risiko kan endre seg, og sårbare områder kan være ukjente, rett og slett fordi vi ikke kjenner framtidens klimascenario. Varsling gjør det mulig for lokale beredskapsmyndigheter å øke beredskapen og sette i verk skadeforebyggende tiltak når dette trengs. Dette øker sjansen for å redde liv og flyttbare verdier, sette personale og maskiner i beredskap og utføre inspeksjon/rensing av bekker, kulverter og stikkrenner og eventuelt stenge veg og bane og evakuere utsatte boligområder.

4. SKREDOVERVÅKNING OG -VARSLING I NYTT “NATURFAREPROGRAM”

Statens vegvesen, Jernbaneverket og NVE har i 2011 gjennomført et forprosjekt til et større Naturfareprogram som skal gå i perioden 2012-2015. Programmet har som hensikt å fange opp felles utfordringer innen håndtering av naturfarer som ikke utelukkende hører hjemme hos bare én samfunnssektor, og som derfor historisk sett har falt litt ”mellom stolene”. Det er foreslått en arbeidspakke for skredovervåkning og -varsling i vid forstand. Både den ovennevnte snøskredvarslingen og løsmasseskredprosjektet tas inn denne arbeidspakken som har følgende målsetning; utvikle, teste og evaluere metoder for overvåkning og varsling av skredfare.

Med *skredovervåkning* menes både direkte målinger av skredbevegelser og stabilitet på skredfarlig materiale og indirekte målinger av meteorologiske og hydrologiske parametere som har betydning for stabilitet og skredutløsning. Overvåkning av datakilder som publiserer informasjon om skredhendelser inngår også.

Med *skredvarsling* menes arbeid som inkluderer klassifisering av nåværende og prognosert faregrad for en gitt skredtype og kommunikasjon av dette til aktuelle mottakere innenfor de berørte samfunnssektorene slik at disse er forberedt når faren truer.

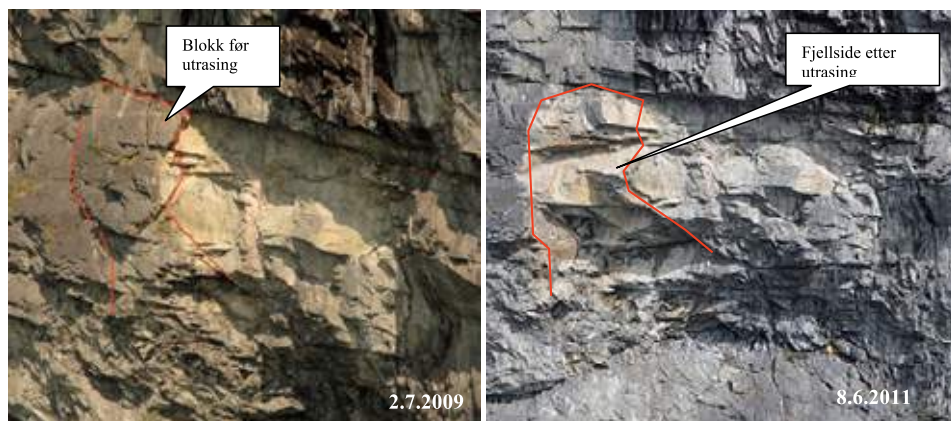
De nye prosjektene skal starte nye aktiviteter innenfor valgt tema og gjennomføre disse innenfor faglige og økonomiske rammer gitt av Naturfareprogrammet. Det skal prioriteres å løse oppgaver som er viktige for storsamfunnet men som ikke naturlig hører hjemme hos bare én enkelt etat/sektor.

Arbeidspakken legger opp til følgende aktiviteter:

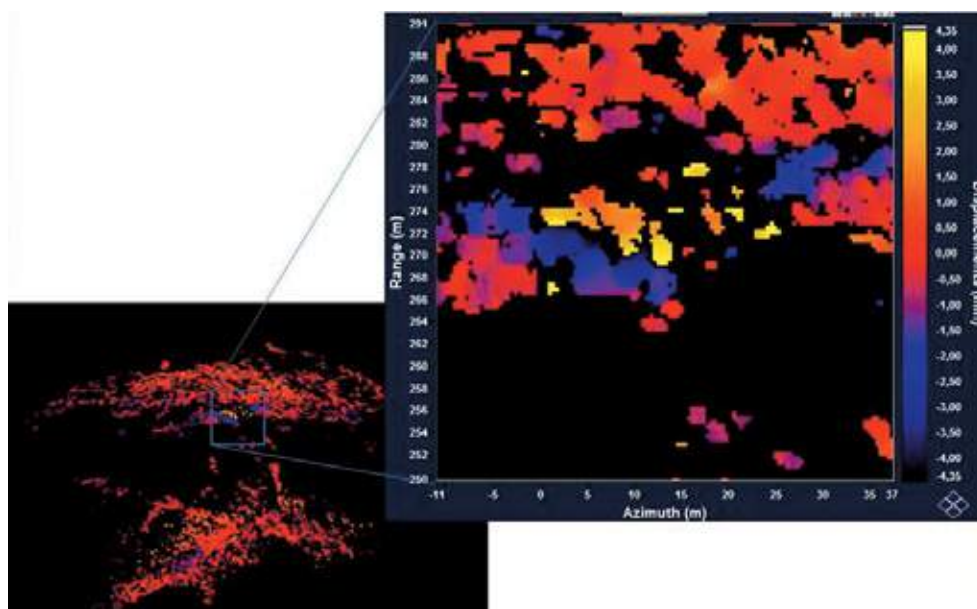
- Varslingstjenester og samferdselsberedskap
- Snøskredvarsling (videreføringsprosjekt)
- Løsmasseskredvarsling (videreføringsprosjekt)
- Håndtering av hendelser
- Utvikling av kartportalløsninger (“FøreVar”)
- Overvåkning av skredbevegelser og stabilitet
- Stasjonsnett

Under “overvåkning av skredbevegelser og stabilitet” skal det legges vekt på skredtyper som skjer hyppig men som det er vanskelig å varsle bare ut fra indirekte forhold som meteorologiske og hydrologiske faktorer. Steinskred er et eksempel på en slik skredtype. De utgjør f.eks. nær halvparten av alle skredhendelser på veg, men siden de ikke er like direkte knyttet til værforholdene slik snøskredene og løsmasseskredene er, blir det prioritert å gjøre direkte målinger av bevegelser framfor indirekte målinger av værparametere.

Et eksempel på en slik målemetode er i forkant av programmet testet ut ved Rv. 70 på Oppdølsstranda ved Sunndalsøra (Kristensen og Blikra, 2011). Her gjennomføres bakkebaserte radarmålinger av i alt fire kildeområder for steinsprang. Målingene gjøres for å holde oversikt over bevegelsene bergskrentene i området. Hensikten er å dokumentere effekten av sikringstiltak, planlegge oppgradering av disse og utvikle en metode som kan bekrefte stabilitet etter en rashendelse. Figur 4 og 5 viser eksempel på måleresultater i forbindelse med en utrasing i juni 2011.



Figur 4: Bildet til venstre (foto: Kjetil Moen, Multiconsult) er tatt i Oppdølsstranda sommeren 2009. Bildet til høyre (foto: Tore Humstad, SVV) er tatt noen timer etter et ras i juni 2011. Omrissene er en tolkning av størrelsen på den utraste blokka ($\sim 50 \text{ m}^3$).



Figur 5: Inferogram som viser bevegelser registrert vinterhalvåret 2010/2011 (mellom to målekampanjer), der det innfelte bildet tilsvarer blokka i figur 4. De røde områdene antyder ingen målbar bevegelse. De gule områdene viser områder bevegelse på inntil 5 mm i retning mot radaren. De blå områdene viser økt avstand, antakelig knyttet til at bevegelsen nedover har overskredet en hel bølgelengde. De gule og blå områdene dekker sammen de områdene som har deformasjon, mens de røde områdene antas å være mer stabile (illustrasjon og tolkning: Lene Kristensen, Åknes/Tafford Beredskap IKS).

Naturfareprogrammet vil trolig starte opp i januar 2012.

REFERANSER

Colleuille, H. og Engen, I. K., 2009. Utredning om overvåking og varsling av løsmasse- og snøskredfare på regionalt nivå. NVE, oktober 2009.

Engeset, R. V., Bjørlien, J.E., Ekker, R., Humstad, T., Jaedicke, C., Kronholm, K., Müller, K., Rustad, B. K., Seierstad, I. A., Schuler D. V., og Taurisano A. (2011): Utvikling av regional snøskredvarsling. Rapport fra det første året. NVE-rapport nr 12/2011

Humstad, T. (2010): Databehov ved trinnvis varsling av snøskredfare. Erfaringer fra regional og lokal varsling i Møre og Romsdal mars 2010. Statens vegvesen, VD-rapport 19, september 2010.

Jaedicke, C., Bakkehøi, S. og Kristensen, K. (2005): Skredvarsling i Norge. Hvor står vi, hvor skal vi? Presentasjon på snøskredkonferansen, Stryn 10-13.11.2005

Jamieson, B. og Johnston, C. (1996): The Compression Test for Snow Stability. Dept. of CivilEngineering, University of Calgary, Calgary, Alberta

Kristensen, L., og Blikra L. H. (2011): Radarkartlegging av potensielle løsneområder for steinskred på rv. 70 forbi Oppdølsstranda – Sluttrapport. Rapport “Åknes 04.2011”

Kronholm, K., Jaedicke, C., Sandersen, F., og Kristensen, K. (2010): Varsling av regional snøskredfare. Metoder og data til vurdering av faregrad. Norges geotekniske institutt, dokumentnr. 20100461-00-1-R, datert 5. juli 2010

Simenhois, R. og Birkeland, K. (2006): The extended column test. A field test for fracture initiation and propagation. Proceedings of the 2006 International Snow Science Workshop, Telluride, Colorado

**(22) E6 Trondheim Stjørdal, parsell Trondheim, Dagsone vest
Spesielle utfordringer krever spesielle løsninger****E6 Trondheim – Stjørdal, section Trondheim – cut and cover tunnel
Special challenges calling for special measures**

*Prosjektleder Harald Inge Johnsen, Statens vegvesen
Byggeleder Anders Beitnes, Faveo/Statens vegvesen*

SAMMENDRAG

Statens vegvesen har for første gang benyttet “konkurranspreget dialog” og inngått kontrakt med NCC om å bygge en 4 felts løsmassetunnel i Trondheim. Grunnen består av kvikkleire der utgravingen er dypest (20 m) og nabolaget består av verneverdige bygninger. Støtteveggene måtte utføres med usedvanlig strenge krav til både tetthet og stivhet. De er utført med rørsput som er boret inn i berg, en helt ny metode. Dette bedømmes nå, midt i anleggsperioden til å ha vært meget vellykket. Artikkelen beskriver i grove trekk de viktigste metodevalgene og de spesielle grepene som er gjort for å styre dette utfordrende prosjektet.



Figur 22.1. Byggegrøp tett inn mot vernet bebyggelse

SUMMARY

Norwegian Public Roads Administration has for the first time used “competitive dialogue” as procurement method and awarded Scandinavian contractor NCC for a 4 lane cut & cover tunnel in the city of Trondheim. The ground is dominated by extremely sensitive clay in the section where the excavation is at its deepest (20 m) and the neighborhood is a protected township. Supporting walls were subject to very strict requirements with respect to stiffness and water tightness. The diaphragm is performed by tubular sheet piles, drilled into the bedrock, a totally new concept. At this moment, in the midst of the construction period, this concept is considered to be a success. The paper describes some of the main features and measures utilized to perform and manage this challenging project.

INNLEDNING

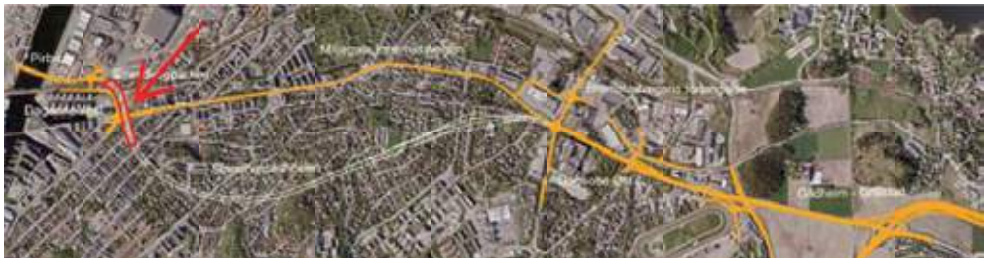
Statens vegvesen bygger ny hovedinnsfartsveg til Trondheim fra øst. Det bygges fire felt i 2 løps tunnel fra Strindheim/Leangen til Lademoen/Nyhavna. Tunnelen på ca 2,5 km består i vest av en ca. 300 m cut & cover tunnel, til dels gjennom kvikkleire under verneverdig bebyggelse. Overgangen mellom bergtunnel og betongkonstruksjon, bygget i åpen grop, ligger ca 20 m under terreng.

Prosjektet har vært fulgt med stor interesse fra både nabolag, egen organisasjon og fagmiljøer i Norge og utlandet på grunn av de spesielle utfordringene. Denne artikkelen tar for seg kontraheringsfasen, de spesielle løsningene som er valgt og noen generelle grep og erfaringer fra gjennomføringen så langt. I skrivende stund er anlegget midt i byggefasen.

LITT OM PROSJEKTET E6 TRONDHEIM – STJØRDAL

E6 ble bygd som 2- (og 3-) felts motorveg fra Grilstad til Hell/Værnes i 1990-årene. Gjennom Stjørdal og i Trondheim, der det lenge har vært behov for 4-felts veg, har planarbeid og politiske prosesser trukket i langdrag med mange “kamper” om trase og løsning.

På Stjørdal var det vanskeligste temaet en vegstrekning gjennom en viktig lokalitet for trekkfugler. Dette har nå fått en god teknisk løsning og et nytt vegsystem er på plass her for E6 i løpet av 2011 og andre hovedveger i 2013.



Figur 22.2 Dagsone vest markert med rødt

I Trondheim ble den opprinnelige traseen langs jernbanen forkastet pga. hensyn til boligmiljøene og man havnet på en løsning med tunnel gjennom berg fra Strindheimkrysset til Møllenberg. I 2003 forelå en plan med lukket tunnel under bebyggelsen i vest, da med frysing av kvikkleira. I 2006 ble det laget reguleringsplan for den endelige traseen, som nå var basert på åpen byggegrop. Tunnelen skal avløse den sterkt trafikkerte Innherredsvegen som tenkes opprustet til miljøprioritert gate og dette skal gjøre det mulig å utvikle nye kvaliteter ved Østbyen i Trondheim. I tillegg utgjør denne nye innfarten fra øst et ledd i en ny ringveg i Trondheim, bl.a. knyttet sammen med Pirbrua og nytt kryss på Rotvoll som også inngår i det samme utbyggingsprosjektet. Den delen av Strindheimtunnelen som går gjennom berg samt et komplisert kryss ved Nidar Sjokoladefabrikk er under bygging i en enhetspriskontrakt med Skanska Norge som hovedentreprenør. Pr. utgangen av oktober 2011 er 70 % av tunnelene utsprengt og avanserer i henhold til plan. Hele prosjektet, med en kostnadsramme på opp mot 4 Mrd NOK er 80% bompengefinansiert og utbygging kunne starte for fullt etter Stortingsvedtak om fullfinansiering i 2009. Trondheimsdelen skal stå ferdig våren 2014.

PLANFASE, FORUNDERSØKELSER OG FORUTSETNINGER

Vegutredning, hovedplan og reguleringsplan la til grunn at det skulle være mulig å bygge en dyptliggende løsmassetunnel som forlengelse av bergtunnelene fra Møllenberg og på en eller annen måte knytte den til vegsystemet i dagen på Lademoen og Nyhavna.

Det var tidlig kjent at grunnen til dels består av kvikkleire og at dybden til berg øker raskt fra 10 m ved innslaget i berg til langt over 100 m ute under havneområdet. Tørrskorpa utgjør typisk 3 – 4 m i gateløpene, men er noen steder mindre enn 1 m under kjellergulv. I forundersøkelsesfasene ble det boret for å finne en grunnest mulig bergovergang, men man studerte et bredt område med tanke på ulike former for geometrisk vegtilknytning og ulike tekniske løsninger for bygging. Frysing var som nevnt lenge en favoritt, men det kom fram sterke betenkeligheter. Man måtte ha behandlet et stort volum med KC-peling, og da hadde man ikke kunnet spare bebyggelsen fra flytting likevel. Skjolddrift og flere ulike former for avstivet byggegrop ble vurdert og undersøkelses-programmet ble utformet deretter. Leira som dominerer et belte på ca 100 m bredde og nesten hele dybden til berget, er middels fast i urørt tilstand, men den er meget sensitiv og blir helt flytende ved omrøring (og ved tining etter evt. frysing). I anleggets ytre soner består grunnen av lite sensitiv leire, silt og sandige masser og på utsiden av jernbanen domineres grunnforholdene av oppfylte industriarealer med grus over gammel sjøbunn.

Bydelen har sammenhengende kvadratur med verneverdige arbeiderboliger som ble bygd i ensartet stil fra 1880 til 1900. Denne bebyggelsen måtte bevares så autentisk som mulig.



Figur 22.3 Flere hus ble flyttet ...

Videre krysser traseen sterkt trafikkerte gater og jernbanen som må holdes i kontinuerlig drift. Dette er en jernbane som først ble etablert som den selvstendige Meråkerbanen i 1881 og senere koblet til det nasjonale nettet. Nå heter den Nordlandsbanen, og det verserer planer både om utvidelse til dobbeltspor og elektrifisering. Veganlegget går rett under en holdeplass som er i ferd med å få sin renessanse i takt med heftig ny byutvikling på Nedre Elvehavn.

Figur 22.4 .. byggegropa har det likevel trangt



SPESIELLE GEOTEKNISKE OG GEOLOGISKE UTFORDRINGER

En positiv konstellasjon er at det ikke er grunn til å frykte kvikkleireskred i et større område, da forekomsten ligger som skål mellom berget og stiv leire og har ikke utløp eller skrenter mot elva. Imidlertid utgjør kvikkleira, som har et vanninnhold langt over flytegrensen, et potensiale for meget store skader i omgivelsene og problemer for anlegget:

1): Det kan oppstå egensetninger på opp mot 10% dersom den utsettes for en viss kritisk reduksjon i poretrykket. Og poretrykket er i dette området styrt av en skjør grunnvannsbalanse med tilførsel fra åsryggen bakenfor og utløp mot lavere områder som stenges av leiravsetningen. Dersom byggegropa åpner for ny utdrenasje, kan et stort område trues av sterkt skadelige setninger. Drenasjen kan være gjennom utette vegger, under foten av veggen i overgang til berg (der det ofte finnes et noe mer permeabelt morenelag) og gjennom sprekker i berget under veggene evt. via kanaler dypt nede.

2): Lokal omrøring/ kollaps av kvikkleiras skjøre struktur kan initieres av skjærkrefter, rystelser eller mekanisk påvirkning og omdanne den til en væske med egenvekt ca 20 kN/m^3 , dvs. det dobbelte av vann. Dette vil sette opp store hydrostatiske trykk.

3): Et brudd med galopperende utvikling trenger ikke mer enn ett lite hull der omrørt leire skvises inn i utgravingen.

4): Omrørt leire blir et helt umulig materiale å håndtere for vanlig grave- og byggearbeid. Det gjelder både graving og transport og det gjelder som byggegrunn for alle andre operasjoner.

5): Det trenges en viss stivhet og skjærstyrke for å hindre både bunnoppresing og sammenbrudd mellom byggegropsveggene under det som til enhver tid er gravenivået. Hvis kvikkleira, som i utgangspunktet kan ha relativt bra styrke, får selv små soner med omrøring, kan hele den globale situasjonen svikte og byggegropsveggene kollapse eller bunnen komme opp.

6): Ved eventuell frysing av kvikkleire for å oppnå en stabil byggesituasjon, vil man ha samme problem som omrøring når leira tiner igjen, den blir da helt flytende.

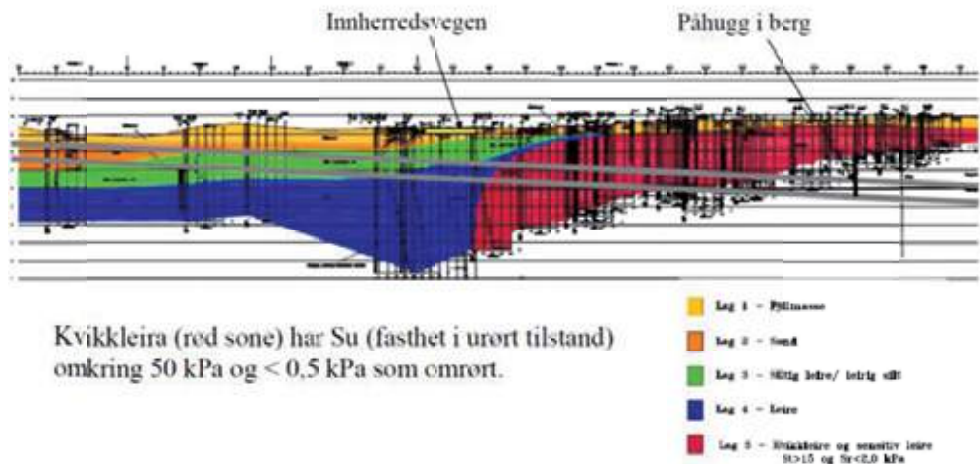


Fig. 22. 5 Lengdeprofil gjennom byggegropa

I anleggets ytre sone er det en utfordring knyttet til graving i nivåer lavere enn grunnvannstanden, med innvasking, erosjon og oversvømmelse. Faktisk så man fra prøvebrønner at vannstanden påvirkes av flo og fjære mer enn 200 m fra sjøkanten. Utfordringer får man både med fundamentering av den lavtliggende tunnelkonstruksjonen (som kommer på 4 % stigning opp mot en rundkjøring på kt +2,6) og man har det ved

omlegging av overvanns- og avløpsledninger som gjerne følger gateløp med mye trafikk og sterke gravebegrensninger.

BASISKONSEPTET – “BYGGHERRENS LØSNING” SKULLE UTFORDRES

For reguleringsplanen i 2006 måtte det utredes og prosjekteres et grunnkonsept for byggeplan slik at reguleringsarbeidet fikk et konkret grunnlag for arealbruk og trafikkløsninger. Det ble laget etter innspill fra noen av landets beste rådgivere på geoteknikk og besto av en åpen byggegrop med tradisjonell, ekstra kraftig spunt i ca 30 m bredde. Innenfor veggene ble det designet en betongtunnel med form som to sirkulære rør á 12 m. Der spuntveggene ville komme til berg, skulle det satses på jetinjeksjon som tetting. Løsningen forutså også utstrakt bruk av kalk-sementpeling som grunnforsterkning.

Interne vurderinger i byggherreorganisasjonen som ble bygd opp – og en gjennomgang hos et KS2¹-team - medførte et ønske om å utfordre denne løsningen med kompetanse og erfaringer fra andre miljøer og spesielt entreprenørkompetanse fra andre land.

KONTRAHERING MED KONKURRANSEPREGET DIALOG

Norge følger strengt regelverket i EU og det gjelder også hva man kan gjøre mht. samråd med tilbydersiden i en kontraheringsprosess. Derfor var det svært viktig at EU nettopp hadde åpnet for å kunne benytte såkalt “konkurransepreget dialog” som anskaffelsesform. Vegdirektoratet engasjerte seg (med Kasper Nordmelan som ekstern rådgiver) for å prøve dette for Dagsone vest. Etter invitasjon og prekvalifisering deltok tre entreprenørgrupperinger under våren 2009 i en prosess med gradvis løsningsutvikling basert på egne og innleide rådgiveres ideer og analyser. Byggherren hadde et team på tre personer som deltok i utarbeidelsen av konkurransegrunnlaget og senere i alle møter, men det ble holdt streng fortrolighet om løsningene overfor de øvrige deltagerne og omverdenen. Risikomodell ble brukt for å avsløre svakheter og forbedre gjennomføringssikkerhet underveis i prosessen. Risikofordelingen mellom byggherre og entreprenør var et gjennomgående tema og det ble gjort flere (felles) presiseringer underveis. Det var forutsatt å komme ut med en totalentreprise, men en stor del av entreprisen ble gjort regulerbar, da hensikten primært var å oppnå et totalentreprenøransvar for selve byggegropa og løsmassetunneldelen.

Når alle 3 gruppene hadde kommet fram til løsninger som tilfredsstilte kravene og et akseptabelt risikonivå, ble det gjort klar for innlevering av tilbud i to faser: del I med besvarelse av alle tekniske elementer og del II med økonomiske betingelser. I evalueringen ble det lagt vekt på robusthet i løsning og byggeprogram, inngrep i bygningsmassen og kompetanse i organisasjon og verdikjede.

Tilbyderne tok et bredt metodesøk og la ned en imponerende innsats i sitt eget utviklingsarbeid, bl.a. med fullskalaforsøk og geotekniske undersøkelser. Prosessen ga flere viktige bidrag til sikrere løsninger, og for det vinnende anbudet kom også kostnadene ned i forhold til tidligere anslag. Den ene av tilbyderne valgte imidlertid å trekke seg før innlevering, slik vi opplever det på grunn av manglende risikoforståelse innen den tyske konsernledelsen.

¹ KS2: Finansdepartementets kvalitetssikring av prosjektkostnader.

Prosjektledelsen karakteriserer anskaffelsesmetoden som en betinget suksess, til tross for et godt resultat for både teknikk og kostnad i vinnende konsept. Dette bunner i at flere av de største entreprenørene i Norge slike som Veidekke og Skanska ikke viste interesse for å delta. Dette til tross for at EBA² hadde bedt Vegdirektoratet om å involvere entreprenørene mye mer i løsningsutvikling.

SPESIELLE TEKNISKE LØSNINGER

NCC hadde gjennom dialogfasen bygd opp en verdikjede med egen kompetanse, rådgivere, spesialistentreprenører og leverandører som bidro sterkt til både tekniske nyvinninger, optimale metodevalg og trygghet for gjennomføring. Spesielt nevnes NCC's egen geotekniker Torgeir Haugen og underleverandørene Sweco, Kynningsrud og Hercules. I samarbeid med byggherren har disse bidratt til viktige tekniske løsninger. Vi trekker spesielt fram:

- Spuntvegg av rørprofiler som ble boret ned i berg og senere utstøpt, noe som bidro til både tetthet og stivhet som vanlig spunt ikke ville kunne gitt, samtidig som man fikk rimelig rask og sikker framdrift.
- Rektangulært tunneltverrsnitt som medførte smalest mulig byggegrop, minst mulig oppdrift og robust kraftoverføring mellom veggene i byggefasen.
- Kalk-sementforsterkning av all kvikkleira mellom spuntveggene i et optimalisert mønster og innblandingsforhold. Faktisk er det oppnådd omkring 500 kPa fasthet med 30 kg/m³ KC-innblanding, altså langt bedre effekt enn tidligere ansett som god praksis.
- Massiv betongkonstruksjon som oppnår rissfrihet, vanntetthet og presumptivt god bestandighet vha flygeaskeinnblanding (lavvarmebetong).



Fig 22.6 Nedboring av siste 2 m av hvert spunnrør med senkbor. mellom Prosjektleder Svein-Arne Henriksen ser på.



Fig. 22.7 Jetinjeksjon mellom KC-blokk og spunt

² EBA: Entreprenørforeningen - Bygg og Anlegg

Byggherren har valgt å ta styringen med grunnvannskontroll i berget vha en injisert tettegardin under spuntveggene og vanninfiltrasjonsbrønner og piezometerstasjoner på utsiden. Her inngikk geohydraulisk modell og prøvepumping i vurderingene før det ble tatt beslutning om å kunne avansere med utgraving. Byggherren tar også ansvar for omfanget av bergsikring og tetting i de to ca 30 m lange bergtunnelene som får svært liten bergoverdekning. Design og sekvenser planlegges imidlertid i tett samarbeid.

Det skal også understrekes at kontrakten omfatter et stort arbeid med omlegging av by-infrastruktur, jernbanebru med avansert samvirke mellom stål og betong og intrikate føringsveier for elektro. Disse elementene er prosjektert av byggherrens byggeplankonsulent Asplan VIAK/ Myklebust/Elplan³.

For tunnelkonstruksjonen og byggegropa er det laget en designmanual som avklarer de viktigste forutsetningene og prinsippene for godkjenning før endelig detaljprosjektering. Det er hhv Sweco og NCC's prosjekteringsavdeling som utfører design. Prosjekteringen er underlagt 3.partskontroll, som involverer Vegdirektoratets fagavdelinger, Cowi og Norconsult. Dette har vært en konstruktiv og grundig prosess, men den har trukket veldig ut i tid. Det har bl.a. oppstått en komplikasjon ved godkjenning av fleksible, tette og vedlikeholdsvennlige fuger som er en essensiell del av konseptet, men hvor vi ikke har relevant erfaring i Norge.

ORGANISERING OG OPPFØLGING I BYGGEPERIODEN

Løsmassetunnelen har gjennom hele prosjekterings- og kontraheringsfasen vært ansett som et prosjekt med høyeste prosjektklasse (i hht NS 3480). Dette har gjort det nødvendig å sette fokus på mer enn bare de tekniske løsningene.

- Fagkompetanse og organisasjon hos entreprenøren er nevnt.
- Kompetanse, erfaring og beslutningsevne i byggeledelsen ble også ansett som avgjørende. Byggeleder og geotekniker ble hentet inn eksternt for å styrke prosjektavdelingen i SVV Region Midt. Byggelederen (fra Faveo) har faglig bakgrunn som forskningssjef i geofag i SINTEF og lang erfaring innen utfordrende tunnelprosjekter. Geoteknikeren (Sigbjørn Rønning, Multiconsult) har fulgt prosjektet i ulike roller både i planfase og som deltager i ett av dialogteamene. Ytterligere en erfaren geotekniker (Svein Hove) fra ressursavdelingen i SVV går inn i byggelederstab på deltid. Det er også tilgang på godt utdannede og dedikerte medarbeidere i prosjektorganisasjonen med spesialoppgaver innen aktuelle byggfag, HMS, trafiksikkerhet, kommunikasjon, økonomi og IT.
- Tilgang på faglig nettverk i kritiske profesjoner er også viktig. Statens vegvesen har et sterkt internt fagnettverk der særlig betong og geoteknikk er viktige for denne oppgaven. Det var også vurdert å etablere en ekstern referansegruppe innen geoteknikk. Man fant imidlertid at det burde være tilstrekkelig kompetanse innen et utvidet nettverk som nå møtes jevnlig i geomøter. Dette består av kontrollkonsulent (Norconsult), NCC's geoteknikere, Vegdirektoratets fagavdeling, Swecos rådgivere i geofag samt byggeledelsens geo-personer. Det er i tillegg til dette et sporadisk samarbeid med professorer og fagledere ved NTNU og HIST knyttet til gjennomføring av studentoppgaver.

³ Myklebust og Elplan har begge gått inn i Norconsult i løpet av 2011.

- For at det skal være kapasitet og fokus på kritiske fenomener og situasjoner i gjennomføringen, må byggeledelsen og samarbeidet med entreprenøren forstyrres minst mulig av trivielle oppgaver og etterslep i daglige oppgaver: Derfor er det lagt vekt på å etablere førsteklasses verktøy og tilstrekkelig kapasitet for tett oppfølging av tekniske avklaringer, kvalitetskontroll og endringshåndtering. I denne sammenheng har e-rom med gode dokumentasjonsrutiner og effektiv kommunikasjon vist seg å være uvurderlig.
- Fremdriftsplanen er et viktig styringsverktøy og essensiell for å ta vare på kontraktsmessige avklaringer når det oppstår endringer. Det tilstrebes at denne skal oppdateres 2 ganger per år med regulering av tidsfrister for å ta vare på godkjente forsinkende forhold.
- Risiko har vært et sentralt tema gjennom planfasen og i anskaffelsesprosessen. Ved kontraktsinngåelse forelå det en relativt omfattende og heldekkende risikoplan som NCC hadde benyttet til å demonstrere robusthet og beredskap i sitt konsept. Likeså forelå en risikoanalyse slik Statens vegvesen har som standard i forkant av kontraktsinngåelse. Vi ville benytte disse som redskap for verdiskaping og håndtering av usikkerhet i gjennomføringsfasen og innførte i samarbeid med NCC en samarbeidsarena omkring oppdatering og aktiv bruk av en helhetlig risikoplan. Dvs. det måles risiko for SHA⁴, ytre miljø, tid og økonomi. Arbeidet foregår i dedikerte grupper som settes sammen ut fra faser og arbeidsområder. Temaer og risikoforhold kategoriseres med poengskala 1 – 5 for hhv. sannsynlighet for hendelse og alvorlighet av utfall. Resultatet er at vi til enhver tid har en best mulig oversikt over viktigste risikoer og kan bli enige om prioritering og tiltak med ansvar og frister i tråd med prinsippet for “føre var”.
- Konflikter, eller i alle fall uoverensstemmelser kan ikke unngås i et prosjekt som dette. Byggherre og entreprenør har grunnleggende forskjellige mål, men kan likevel samarbeide og spille hverandre god. Det som er viktig er at ikke konflikter ligger der og forsurer et godt samarbeid. I dette prosjektet er det tilknyttet et 3-personers konfliktløsningsråd (KLR) som besøker kontrakten jevnlig og bidrar til framdrift i vanskelige avklaringer.

NOEN ERFARINGER SÅ LANGT

I tre andre foredrag senere i dag, på Geoteknikkdagen, vil det bli presentert noen erfaringer i detalj. Her skal vi kort trekke fram erfaringene som vi opplever fra prosjekt- og byggeledelsen innen noen sentrale momenter:

- Konkurransepreget dialog: Anskaffelsesmetoden tok minst ½ år ekstra og kostet en del, ikke minst for tilbyderne, men resultatet mer enn oppveier dette sett fra Statens vegvesens side. De tre største fordelene ligger i 1): at det fremkom tekniske forbedringer og besparelser, 2) at det gjennom prosessen ble etablert et aktivt samarbeid innen verdikjeden av underentreprenører og leverandører og 3) at entreprenørgruppen opparbeidet eierskap og stolthet for den valgte metoden, noe som bidrar vesentlig til holdninger og løsningsvilje for å få dette til.
- Risikofordeling i totalentreprisen: Vi kunne fra byggherresiden ha ønsket en renere NS 3431-kontrakt, men vi innser at det var nødvendig med den ansvarsbegrensningen som er innført for å få tilbud med balansert risiko innkalkulert.

⁴ SHA: Sikkerhet, helse og arbeidsmiljø

- Spuntvegger, grunnforsterkning, masseuttak: I det store og det hele har metodevalget vist seg vellykket. Vi hadde nok ikke fått en så kontrollert og god overgang til berg med andre metoder, og i hvert fall ikke på så kort tid. Uten KC-forsterkning viser det seg at leira ville vært umulig å håndtere, og den stivheten som ble oppnådd i blokk, er god nok for stabilitet og deformasjonskontroll.
- Tetting, grunnvannsbalanse, poretrykk, setninger og tetthet: Dette er det vanskeligste området i prosjektet. Det er for tidlig å proklamere at det har blitt løst uten problemer, da vi stadig har flere, små lekkasjer og vi opplever en poretryksreduksjon nær inntil gropa på 2 – 4 m. Dette ligger i grenseland for hva vi har beregnet som tålegrense før det blir fare for akselerert konsolidering, og vi har satt i verk vanninfiltrasjon, som heller ikke er uten utfordringer (boring i private gårdsrom, foringsrør i kvikkleire, pakninger som løsner, hull som går tett, vanntilførsel som må graves ned, vinterisolering osv.). Vi kan nok også innse at prøvepumpingen med 5 – 6 smale brønner i løpet få døgn var for spinkel, både for å vurdere resultatet i seg selv og for å kunne korrelere til grunnvannsmodellen. Ettertettingen er arbeidskrevende, men ser ut til å gi akseptable resultater. Noe større innsats med “teppeinjeksjon” i bergflaten inne i byggegropa for utgraving kunne ha spart noe av innsatsen i ettertid og kanskje gitt litt bedre marginer mot poretrykkssenkning.
- Framdrift i forhold til plan: Byggetiden var satt til 3 år og 10 mnd. NCC hadde en framdriftsplan som ga ca 3 mnd margin. Nå er denne marginen brukt opp, delvis med årsaker i forhold som byggherren svarer for, delvis pga forhold som forklares med at denne jobben er noe mer utfordrende å koordinere enn det vi har erfaring for i norske anlegg i grunnen. Noen av de forsinkende forholdene er knyttet til grunnforhold og metodevalg på en måte som gjør det komplisert å fordele ansvar. Totalentrepriseformen har ikke redusert omfanget av diskusjoner i så måte.
- Risikostyring: Medarbeiderne i prosjektet har tatt HMS og risiko på største alvor og deltar med oppriktig engasjement i å finne mulige risikoer og med å motvirke skader og ulemper. Om dette skyldes det systemet vi har innført med felles oppdatering av risikomodell vet vi ikke sikkert, men tilbakemeldingene er utelukkende positive.
- Konflikt håndtering: Også denne kontrakten har noen vanskelige temaer, og vi kunne ha vært bedre på oppdatering og oppfølging av tidsfristregulering, men vi har nytte av KLR som “vaktbikkje” og de har hjulpet til med råd i et par konkrete saker knyttet til avvik i grunnforhold og tolking av prosesskoden. Slik det nå ser ut, skal vi sammen med NCC styre dette i land uten å belaste rettsvesenet.

SLUTTKOMMENTAR

Spesielle utfordringer krever og nyter godt av spesielle tekniske løsninger og spesiell organisering.

Dette prosjektet har tatt i bruk hittil uprøvde metoder og løsninger. Arbeidet har ikke kommet langt nok til å utbasunere at alt har vært en suksess, men for et par av de sentrale grepene med innboret rørsput og dyp, kompakt KC-peling, kan vi si at disse så langt ser ut til å ha vært ikke bare vellykket, men en betingelse for trygg gjennomføring.

Også de organisatoriske grepene har vært nyttige, og det hersker et godt samarbeidsklima til tross for at det er et stort antall endringer og diskusjoner omkring ansvar for forsinkende forhold.

Vi har god tro på at vi oppnår suksess med de viktigste kriteriene, som er:

- Personer og miljø skal unngå alvorlig skade,
- Prosjektet skal fullføres med
 - o god kvalitet og forutsatt funksjon,
 - o innen tids- og kostnadsrammene
 - o og utenfor rettsalen.
- Fagmiljø og naboer skal ha grunn til å føle tillit til gjennomføringen
- Samfunn og fagmiljø skal kunne nyte godt av erfaringene som vinnes

Det siste punktet gjør oss ydmyke overfor oppgaven, men glade og stolte av å få presentere anlegget underveis i prosessen og dele erfaringene med et så kompetent publikum som her på NJFF's høstkonferanse. Vi håper det blir anledning til en oppfølging når anlegget er ferdig og kan tas i bruk om 2 ½ år.

REFERANSER

Haugen T (2011): Byggegrep Møllenberg. Løsninger og utfordringer. E6 Trondheim – Stjørdal. Parsell Trondheim, dagsone vest. Geoteknikkdagen 2011-11-25, Norsk Jord- og Fjellteknisk forbund.

Rehn I, Været, L (2011): Grunnvannskontroll og grunnvannsmodellering. E6 Trondheim – Stjørdal. Parsell Trondheim, dagsone vest. Geoteknikkdagen 2011-11-25, Norsk Jord- og Fjellteknisk forbund.

Rønning S (2011): Geotekniske aspekter knyttet til rørsputtveggen. Prøvespunt, instrumentering, geotekniske boringer ved prøvespunt. Noen erfaringer fra utførelsen. E6 Trondheim – Stjørdal. Parsell Trondheim, dagsone vest. Geoteknikkdagen 2011-11-25, Norsk Jord- og Fjellteknisk forbund.

Tekn. Dr. Roger Olsson, NGI
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

EUROPAS STØRSTE JERNBANESTASJON I BERG – GRUNNUNDERSØKELSER, DRIVEMETODER OG DIMENSJONERING AV STABILITETSSIKRING**THE LARGEST UNDERGROUND RAILWAY STATION IN EUROPE – SITE INVESTIGATIONS, EXCAVATION METHODS AND DESIGN OF ROCK SUPPORT**

PhD. Vidar Kveldsvik, NGI

PhD Guro Grøneng, NGI

PhD Matthew J Lato, NGI

Siv.ing. Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket

Siv.ing. Bjørn Martens, Rambøll

SAMMENDRAG

Jernbaneverket skal bygge nytt dobbeltspor i tunnel gjennom Holmestrand. Det inkluderer 860 m tunnel med tunnelbredde fra mer enn 14,5 m til 34,5 m. 600 m har bredde større enn 29 m. Den 260 m lange jernbanestasjonen er bredest (34,5 m).

Forundersøkelsene inkluderte en rekke metoder for å undersøke spenningsforhold, bergmassekvaliteter og mekaniske egenskaper til bergmasse og intakt berg. Resultatene fra disse undersøkelsene ble brukt til å utarbeide drivemetoder og til å modellere bergmassens oppførsel med og uten stabilitetssikring. Det todimensjonale endelig-element programmet Phase2 ble brukt til å modellere stabilitetssikring. Både to- og tredimensjonale distinkt-element programmer (UDEC og 3DEC) ble brukt til å modellere bergmassens oppførsel rundt en usikret tunnel.

Berggrunnen, som består av ulike basaltiske lavastrømmer med tykkelse 5 – 15 m med varierende mekaniske egenskaper, er typisk oppsprukket i fire retninger. Tre sprekkesett er sub-vertikale og ett sprekkesett har slakt fall. Denne sprekkegeometrien fører til store kiler i tunnelens østside. Modelleringen viser at lokaliseringen av krysningen mellom sprekker med slakt fall og tunnelen, sammen med spenningsforholdene, er kritiske for tunnelstabiliteten.

To ulike metoder, 3D overboring og hydraulisk splitting, ble brukt til å måle spenninger ved fire ulike lokaliteter. Målingene viste at spenningsforholdene varierer fra kun gravitasjonsinduserte spenninger til ganske høye (~10 MPa) innelåste horisontale spenninger hvorav den største horisontale spenningen opptrer på tvers av tunnelaksen. Den eksakte størrelsen til spenningene er usikker, men en variasjonsbredde har blitt identifisert. Supplerende spenningsmålinger skal utføres i byggeperioden.

Basis/minste stabilitetssikring vil bestå av 20 cm fiberarmert sprøytebetong og 6 m og 12 m lange bolter i tunnelseksjoner i typisk bergmassekvalitet (Q-verdi på 13) og med innelåste horisontale spenninger. Tverrsnittet vil i disse tunnelseksjonene bli sprengt ut i fem deler siden galleriet vil bli delt i tre deler og bunndelen i to deler. Forinjeksjon vil bli utført fra både galleriet og fra tunnelgulvet.

En hovedforkastning vil influere på tunnelstabiliteten over en lengde på inntil 100 m. Det 30,5 m brede tunneltverrsnittet vil bli sprengt ut i syv til ni deler, og omfattende sikring og injeksjon vil bli utført. Stabilitetssikringen vil bestå av forbolting, fiberarmert sprøytebetong, bolter og gitterbuer innsprøytet med betong (armert betonglining). I tillegg vil det bli utørt omfattende forinjeksjon. Betongliningen vil bli brukt både for permanent sikring av hele tverrsnittet, men også for midlertidig sikring av deltverrsnitt. Modelleringsresultater indikerer at forspente bolter er nødvendig for å sikre tilfredsstillende sikkerhet for betongliningen fordi for store momenter opptrer i betongliningen ved grensen mellom forkastningen og sideberget når slike bolter ikke brukes. Reduksjon av tunneltakets radius, hvilket øker tunnelhøyden med 3,5 m, indikerer tilfredsstillende sikkerhet for betongliningen uten bruk av forspente bolter. Supplerende kjerneboringer ved bruk av *triple tube* metoden vil bli utført fra tunnelstuppen før denne drives inn i forkastningssonen. Det vil gi grunnlag for mer detaljerte undersøkelser av forkastningsmaterialet.

SUMMARY

The Norwegian National Rail Administration is to build a new double-track railway tunnel through Holmestrand which includes 860 m tunnel with span ranging from more than 14.5 m to 34.5 m of which 600 m has span larger than 29 m. The 260 m long station hall is the widest with a span of 34.5 m.

The site investigations included a number of methods for exploring the in situ stress conditions, rock mass qualities and the mechanical properties of the rock mass and the intact rock. The results of the site investigations were used to design excavations schemes and to model rock mass behavior with and without tunnel support systems. The two-dimensional finite element code Phase2 was used to model tunnel support systems. Both two-dimensional and three dimensional distinct element codes (UDEC and 3DEC) were used to model rock mass behavior around an un-supported tunnel.

The bedrock, which consists of various basaltic lava flows of thicknesses from 5 – 15 m with quite varying mechanical properties, is typically fractured in four different directions. Three fracture sets are sub-vertical and one fracture set has a gentle dip. This constellation of fractures leads to large wedges forming in the eastern side of the tunnel crown. The modeling shows that the location of the intersection between gentle dipping fractures and the tunnel crown, together with the stress conditions, are critical for the overall tunnel stability.

Two different stress measuring methods (3D overcoring and hydraulic fracturing) were used at four different locations. The measurements revealed that the in situ stress conditions vary from only gravitational induced stresses to quit high (~10 MPa) locked-in horizontal stresses, of which the largest is acting across the tunnel axis. The exact magnitude of the stresses is uncertain, but a range of possible magnitudes has been identified. Supplementary stress measurements are to be performed during construction.

The basic/minimum support consist of 20 cm of fiber reinforced sprayed concrete and 6 m and 12 m long rock bolts in tunnel sections in typical rock mass quality (Q-value of 13) and locked-in horizontal stresses. The cross section in these tunnel sections is to be excavated in five stages as the gallery is divided in three sub-sections and the bench is divided in two sub-sections. Grouting is to be performed both from the gallery and the tunnel floor.

A major fault will influence on the tunnel stability over a length of up to 100 m. The 30.5 m wide tunnel is planned to be dived in seven to nine sub-sections and extensive support and grouting are to be performed. The support system will consist of spiling, fiber reinforced sprayed concrete, bolts and lattice girders incased by sprayed concrete (reinforced lining). Extensive pre-grouting of the rock mass will also be carried out. The lining will be used both for permanent support of the whole tunnel cross section as well as temporary support of sub-sections. Modeling results indicate that pre-tensioned rock bolts are needed to ensure satisfactory lining performance because to high moments appear in the lining at the boundaries between the major fault and the side rock when such bolts are not used. Decrease of the radius of the tunnel crown, which increases the height of the tunnel by 3.5 m, indicates satisfactory lining performance without the use of pre-tensioned bolts. Supplementary core drillings by the triple tube technique will be carried out from the tunnel face before entering the major fault. This will enable more detailed investigations to be conducted on the fault material.

1 INTRODUCTION

The Norwegian National Rail Administration (NNRA) is modernizing the railway system in central Norway. One of the routes carrying a significant percentage of traffic is from the capitol of Norway, Oslo, to the county of Vestfold south of Oslo. The railway section between Oslo and Vestfold was opened in 1881. Construction of a new railway is essential for transportation of people in an efficient and modern way.

One of the sections currently being modernized is between Holm and Nykirke. This section consists mainly of a 12 km long railway tunnel, which includes an underground railway station in the town of Holmestrand. The 260 m long and 34.5 m wide station hall is designed for four rail tracks and 4 m wide platforms on both sides. The two central tracks will be used for passing high speed trains (250 km/h). The two outside tracks will be used by trains stopping in Holmestrand for arriving and departing passengers. An overview of the design of the railway project is displayed in Figure 1 - Figure 5 and Table 1.

The detailed design and tender documents were completed in June 2011. The work was carried out by Rambøll with Public Architects, Noride and Norwegian Geotechnical Institute (NGI) acting as sub-consultants. NGI was responsible for geotechnical engineering with Petroteam acting as and sub-consultant on tunnel excavation methods. The group of consultants worked closely with the client (NNRA) on the design of the station hall as well as on the execution of the site investigations from the beginning of the project in February 2010.

Detailed site investigations, of which an overview is provided in Section 2, involved on site mapping, drilling, geophysics, laboratory testing, and analysis of historical information. All of which have been conducted to create a thorough understanding of the in situ ground conditions and rock mass parameters. The design modeling, as described in Section 3, is based on information generated though these investigations and expert knowledge. The extensive site investigations have been critical in the development of tender documents. Excavation through an about 15 m wide fault just south of the station hall which will influence on the stability of the 30.5 m wide tunnel over a length of 80 – 100 m is considered to be the main challenge of the project from a engineering geologist's point of view.

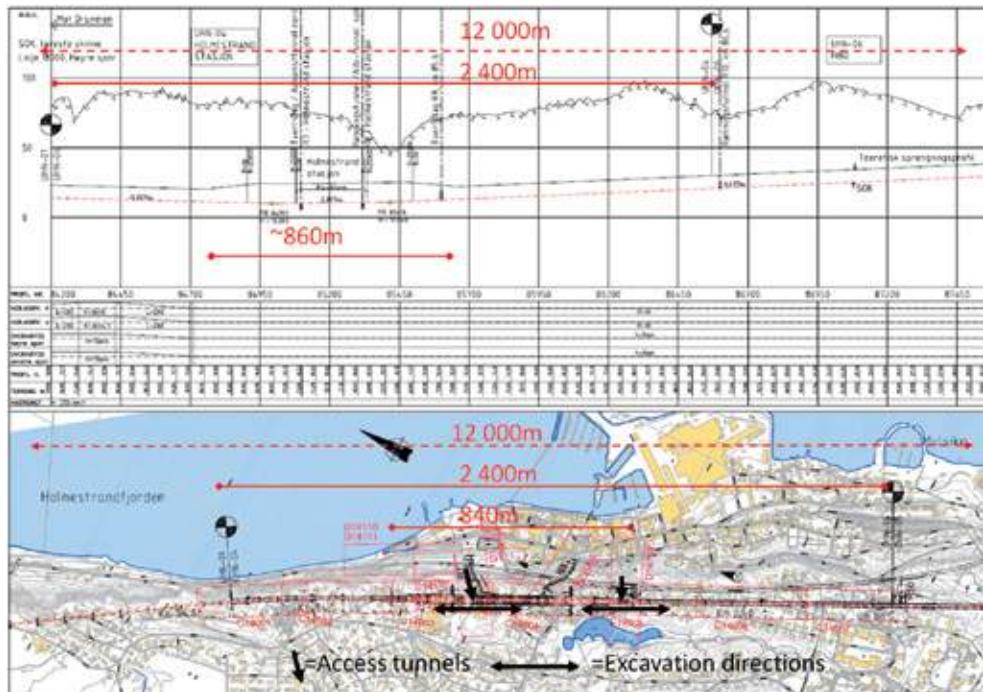


Figure 1. Overview tunnels. 12 000m: Holm-Nykirke; 2 400m: the station hall contract; 860m: tunnel with $14,5\text{m} < \text{span} < 34,5\text{m}$ of which 600m has span $>$ than 29.3m (Table 1).



Figure 2. Air photo (vertical) with tunnel alignment.



Figure 3. Air photo (inclined). Approximate tunnel alignment is indicated. North to the right.

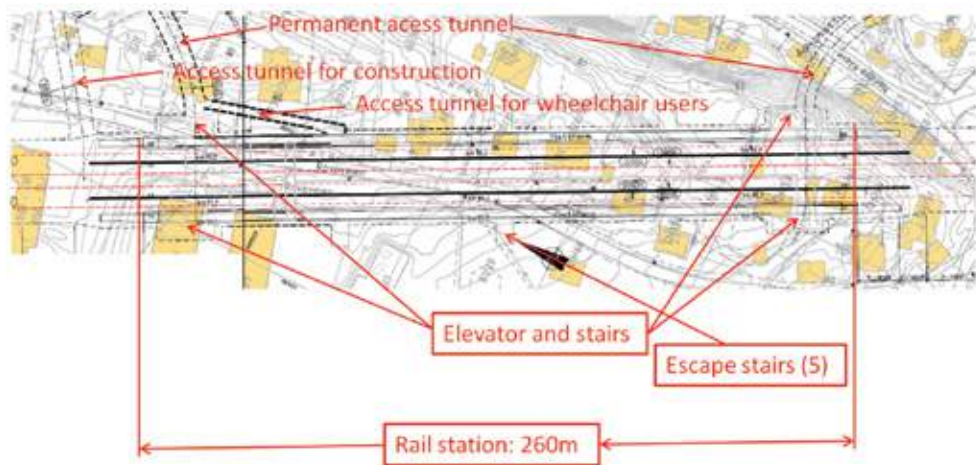


Figure 4. Lay-out station hall.

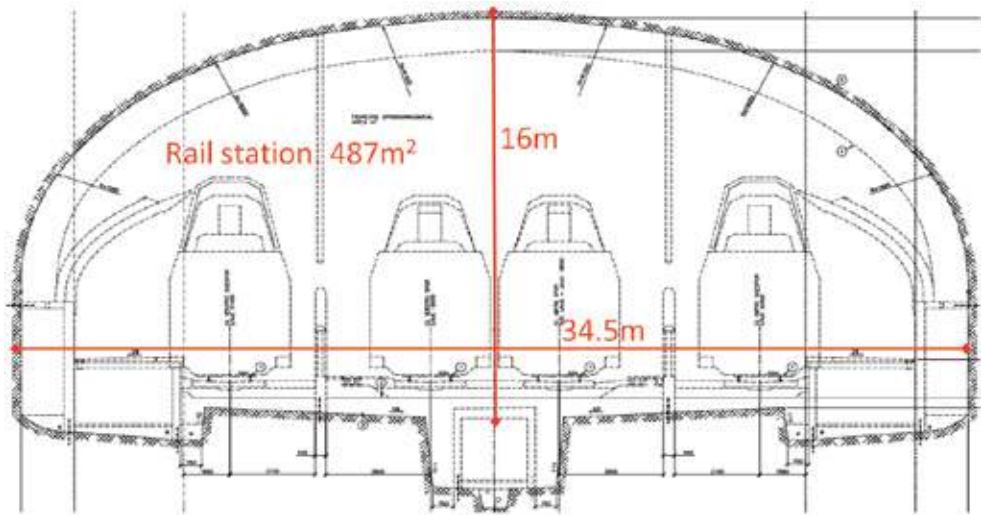


Figure 5. Cross-section of the station hall.

Span width / area max. (m / m ²)	Span width / area min. (m / m ²)	Length (m)
34.5 / 487	34.5 / 487	290
34.5 / 477	30.5 / 426	20
30.5 / 426	30.5 / 426	206
30.5 / 426	29.3 / 376	80
29.3 / 376	25.6 / 310	80
25.6 / 310	19.3 / 210	88
19.3 / 210	15.9 / 155	100

Table 1. Overview of tunnel sizes.

2 SITE INVESTIGATIONS

2.1 Overview and results of stress measurements

Site investigations for rock mass characterization, mechanical properties of the rock and the rock fractures as well as the stress conditions are listed below and the locations of boreholes and stress measurements are shown in Figure 6:

- 3D overcoring at two locations and hydraulic fracturing in two vertical boreholes
- Field mapping in the rock slope east of the tunnel (Figure 3 and Figure 6) for:
 - Fracture orientations and spacings
 - Fracture lengths
 - Fracture friction parameters

- Core drilling: 7 boreholes, 3 vertical and 4 inclined holes, at 5 locations for:
 - Rock types (characterization of the various layers of basaltic lavas)
 - Rock mass classification
 - Fracture orientation and spacing
 - Q-method parameters
 - Packer test (Lugeon)
- Lab testing on rock core samples for:
 - Uniaxial Compressive Strength (UCS)
 - E-modulus and Poissons' ratio
 - Density
 - Pressure wave velocity
 - Tensile strength
 - Basic friction angle
 - Drillability and blastability
- Electrical resistivity tomography (ERT). The main purpose of ERT was to measure the thickness of soils (see article no. 28 in this compendium) but data on the rock mass (electric conductivity) was also measured.
- Refraction seismics (see article no. 28 in this compendium).

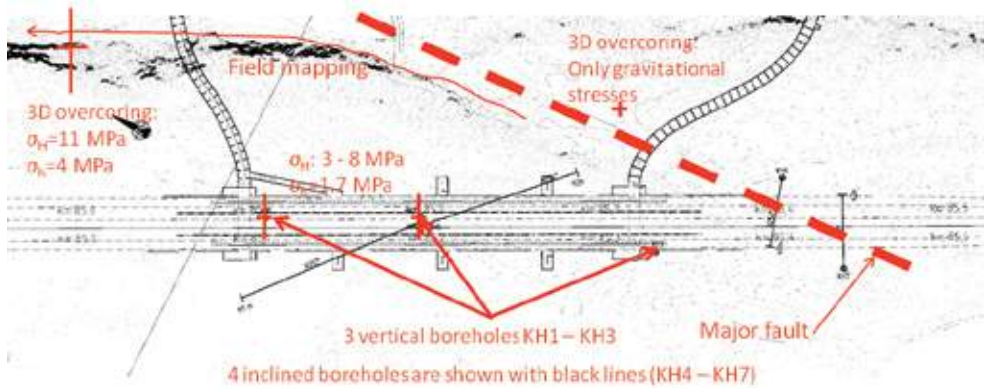


Figure 6. Overview site investigations. Results from stress measurements are indicated. σ_h is the smallest horizontal stress and σ_H is the largest horizontal stress.

As the stress conditions are particularly important for the stability of large span tunnels, stresses were measured with two different methods, 3D overcoring and hydraulic fracturing. Measurements were made at four different locations, as shown in Figure 6. The range of values (3 – 8 MPa) given for the largest horizontal stress (σ_H) derived from hydraulic fracturing is estimated from Eq. 1:

$$\sigma_H = \sigma_t + 3\sigma_h - P_f \quad [\text{Eq. 1}]$$

where σ_t is the tensile strength, σ_h is the minor horizontal stress (measured directly by hydraulic fracturing) and P_f is the split pressure.

The range of values is caused by following reasons:

1. Two different formulas were used to calculate the tensile strength (σ_t) from point load tests.
2. Tensile strength was measured by the Brazilian test, which produced different values than tensile strengths estimated from point load tests.
3. Both test methods (point load and Brazilian) showed that there are true variations in tensile strength of the intact rock (see later) which give different results for the calculated largest horizontal stress.

In conclusion, the stress measurements were interpreted as shown below:

- Only gravitational stresses exist south of the major fault and in the fault itself. This means that the horizontal stresses is assumed to be about $\frac{1}{3}$ of the vertical stress.
- Locked-in (remnant) stresses exist north of the major fault:
 - The direction of the smallest horizontal stress is about parallel to the tunnel axis.
 - The direction of the largest horizontal stress is about perpendicular to the tunnel axis.
 - The magnitude of the smallest horizontal stress is not smaller than 1,7 MPa.
 - The magnitude of the largest horizontal stress is not smaller than 3 MPa and may be as large as about 10 MPa.

During construction, supplementary 3D overcoring stress measurements will be carried out before excavation of the station hall starts.

2.2 Fractures: orientations, spacing, friction and length (persistence)

Fracture orientations were derived from the orientated rock core samples from KH4 and KH5 along the station hall (Figure 6) by use of an instrument rented from Petroteam, Sweden. Four fracture sets were derived and their true spacing was calculated. Results are summarized in Figure 7. The rock can be qualitatively described a way be described as highly fractured rock mass (four fracture sets) with large blocks (large fracture spacing).

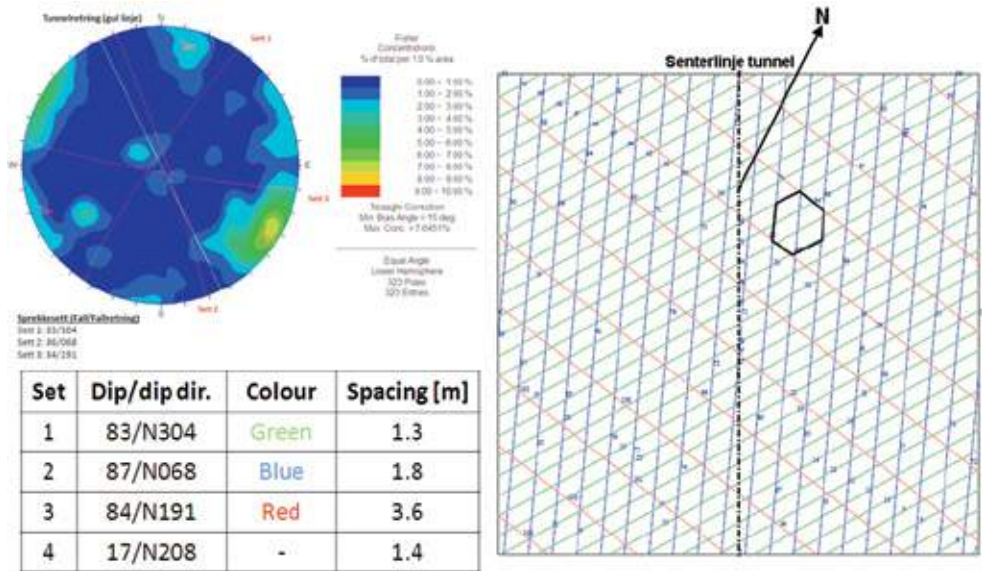


Figure 7. Fracture orientations and fracture spacing. Upper left: stereo plot. Right: section of the station hall seen from above with traces of the three sub-vertical fracture sets shown with their true average spacing. The black polygon indicates one of many columns which are formed by the three sub-vertical fracture sets. The column is sub-divided into many columns in the vertical direction by fracture set 4 which has an average dip of 17°.

The friction angles, φ , of fractures may be estimated roughly from the Q-method parameters J_r (fracture roughness number) and J_a (fracture coating/filling number) as show in Eq. 2:

$$\tan \varphi = \frac{J_r}{J_a} \quad [\text{Eq. 2}]$$

In NGI (2000) field mapping of 87 localities in basalt over a distance of about 10 km is reported. The mapping includes Q-method parameters. The result of using Eq. 2 on the data set is summarized in Table 2.

Combination of J_r and J_a	Average value (°)	Smallest value (°)	Larges value (°)	Standard deviation (°)
Unfavourable	27	7	56	12
Most frequent	45	7	72	12
Favourable	63	37	79	10

Table 2. Estimated friction angles from mapping of 87 localities in basalt.

Explanation of “unfavourable”, “most frequent” and “favourable” is given below:

- Unfavourable: lowest J_r combined with highest J_a .
- Most frequent: most frequent J_a combined with most frequent J_r .
- Favourable: highest J_r combined with lowest J_a .

Table 2 shows large variation of the estimated friction angles with an average value of 45° derived from the most frequent observations of Jr and Ja.

The shear strength of fractures (joints) can be estimated from the Barton-Bandis shear strength criterion (Eq. 3).

$$\tau = \sigma_n \times \tan [JRC \times \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r] \quad [\text{Eq. 3}]$$

where τ is the shear strength, σ_n is the effective normal stress, JRC is the Joint Roughness Coefficient, JCS is the Joint Compressive Strength and φ_r is the residual friction angle which is equal to the basic friction angle for a fresh, un-weathered, fracture.

The expression inside the brackets in Eq. 3 represents the friction angle, and the calculated friction angles based on the collected data are shown in Figure 8. Results from uniaxial compressive strength (UCS) tests and point load tests were used to derive JCS as Schmidt Hammer testing on fracture surfaces in the rock slope east of the tunnel alignment gave higher values than the laboratory tests. The results from the laboratory testing were considered more reliable, and therefore used. The average JRC of 8.2 which was used for the calculation of the friction angles is based on 118 measurements of the ratio between the amplitude and measuring length along the fracture of one meter. The average basic friction angle of 31.6° was based on testing of five samples and a minimum of three tests per sample.

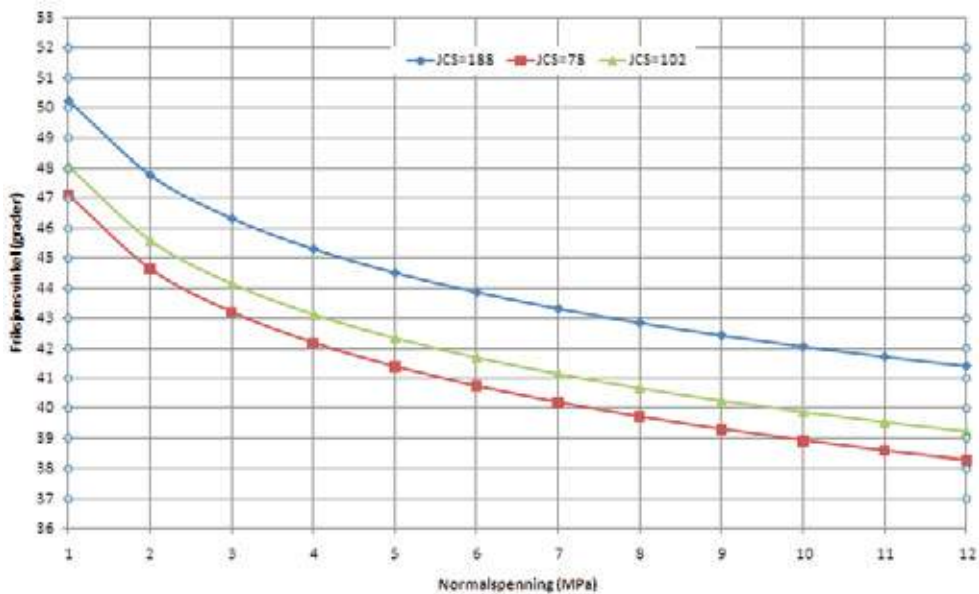


Figure 8. Friction angles as a function of effective normal stress. JCS=188 MPa: average of 8 tests on basalt; JCS=78 MPa: average of 8 tests on lava-breccia/-sediment; JCS=102 MPa: average of all tests.

Based on Table 2 and Figure 8 a friction angle of 44° was used for all the modeling of tunnel stability reported later in this article.

The length (persistence) along the dip direction of sub-vertical fractures was measured in the rock slope east of the tunnel alignment (Figure 3) by use of a laser binocular (from distance) and measuring rod (along the foot of the rock slope). The fracture orientations were grouped roughly in two main directions: strike direction around N-S (i.e. about parallel to the rock slope) and fractures striking oblique with the direction of the rock slope (i.e. strike direction varying around E-W). The latter group of fractures is more exposed in the rock slope than the fractures with strike directions around N-S, resultantly more data could be collected on these fractures (266 measurements compared with 23 measurements). For all measurements the fractures were grouped in two categories: (i) the highest and lowest point on the fracture could be identified (i.e. the true length was measured) and (ii) only the highest or only the lowest point of the fracture or neither of them could be identified (i.e. a minimum length was measured). The results of the fracture length measurements are shown in Figure 9 and Figure 10.

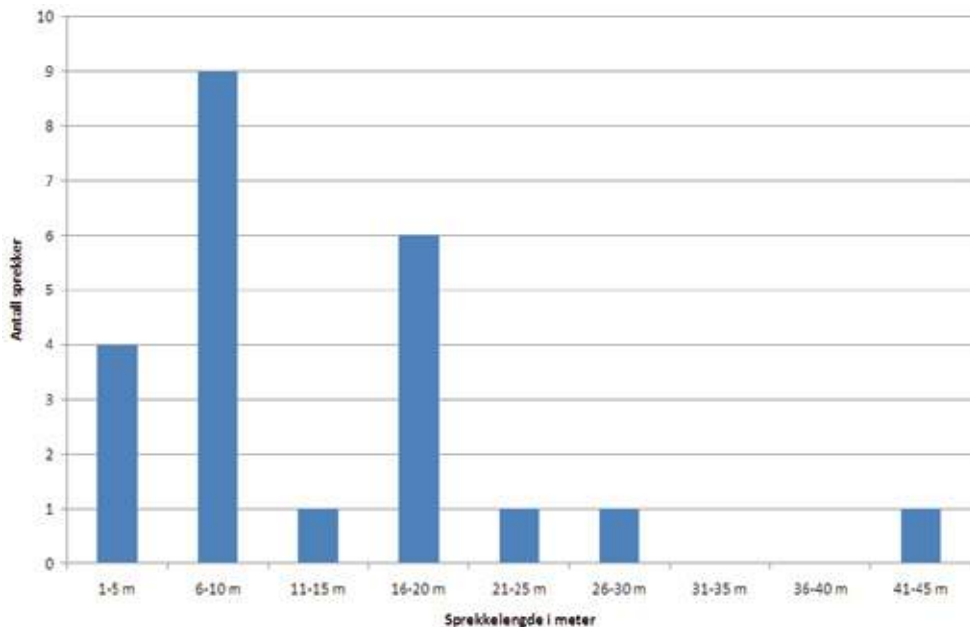


Figure 9. Lengths of fractures with strike direction about N-S. 18 measurements assign minimum length and 5 measurements assign true length of which 4 measurements are from 1 – 7 m and 1 fracture is 44 m.

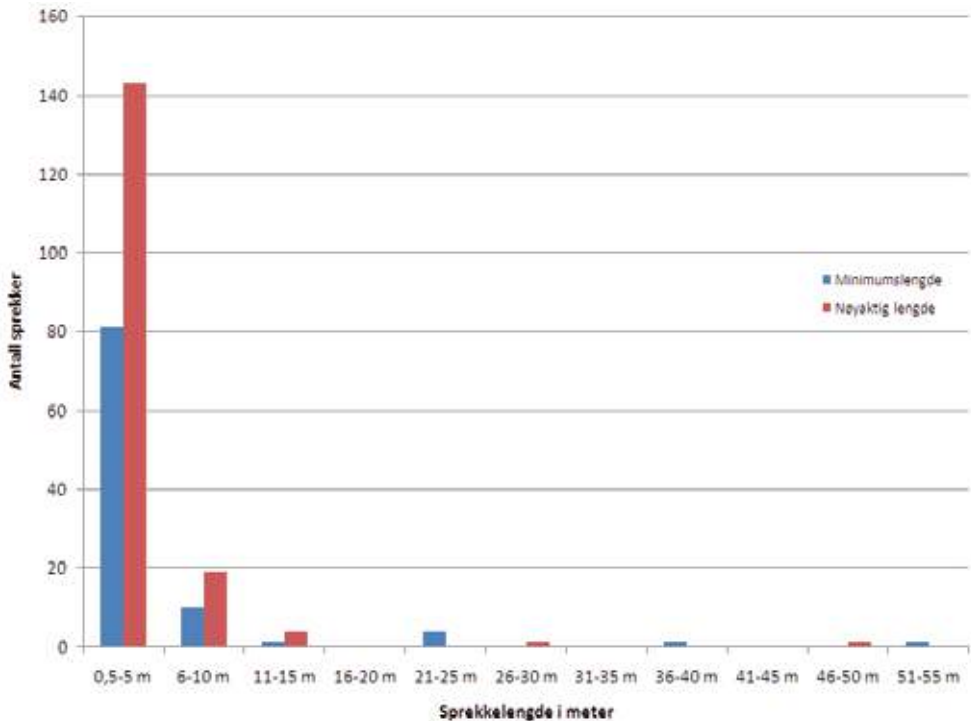


Figure 10. Lengths of fractures with strike direction about E-W. 98 measurements assign minimum length and 168 measurements assign true length. Most of the measurements are from 0.5 – 5 m (both true lengths and minimum lengths), the largest true length is 46 m and the largest minimum length is 51 m.

A clear conclusion on the distribution of fracture lengths cannot be drawn as 40 % of the measurements is minimum lengths and the number of measurements from the two groups of fractures are very different. However, some indications can be highlighted:

- Fractures with strike direction around N-S are generally longer than fractures with strike direction around E-W.
- Almost all true length measurements of fractures with strike direction around E-W are smaller than 11 m.
- Some fractures of both groups are long enough to penetrate the rock mass from the tunnel to the terrain surface as the rock overburden of the tunnel is 50 – 60 m in the area where the fracture length measurements were carried out.

In the modeling of tunnel stability reported later in this article, all the fractures are fully persistent. Based on the measured fracture length this can be considered being conservative, as long and persistence fractures disfavor tunnel stability.

2.3 Rock type distribution and some mechanical properties of intact rock

The thickness of the various lava flows (layers) of Permian age vary from 5 – 15m. The main body of a lava flow consist of basalt and the tops of the lava flows includes fragments of solidified lave which has been thorn off by lava which has still been liquid. Original gas bubbles in the top layers have later been filled with carbonate minerals. Between the different flows, time breaks are visible as disintegration of the rock mass. This is especially evident in the top layers which also include foreign material which was added by water and air transportation. In conclusion the lava flows can be grouped into two main rock type categories: (i) basalt and (ii) lava-breccias/-sediments. Two photos of core samples which show some of the rock type variations are shown in Figure 11.



Figure 11. Rock types. Upper: basalt; lower: lava-breccias/-sediment.

UCS varies from 35 MPa (weakest lava-breccias/-sediment) to 197 MPa (strongest basalt). Youngs Modulus varies from 15 GPa to 79 GPa. Tensile strength varies from 4 MPa to 12 MPa.

2.4 Rock mass classification

Expected typical Q value north of the major fault is:

$Q_{\text{typical}} = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF = 95/15 \times 2/1 \times 1/1 = 13$, which corresponds to “good” rock mass.

The four first parameters of this Q-value has been estimated from data from the core logging of the inclined boreholes KH4 and KH5 which were drilled along the station hall (Figure 6). J_w has been estimated to 1 as extensive pre-grouting is to be performed and SRF is estimated from the stress measurements and the UCS tests.

The Geological Strength Index (GSI) can be estimated from Q' by using Eq. 4.

$$GSI = 9 \log_e Q' + 44 \quad [\text{Eq. 4}]$$

where $Q' = RQD/J_n \times J_r/J_a$.

From Eq. 4 a GSI of 67 can be derived and this GSI is illustrated in Figure 12.

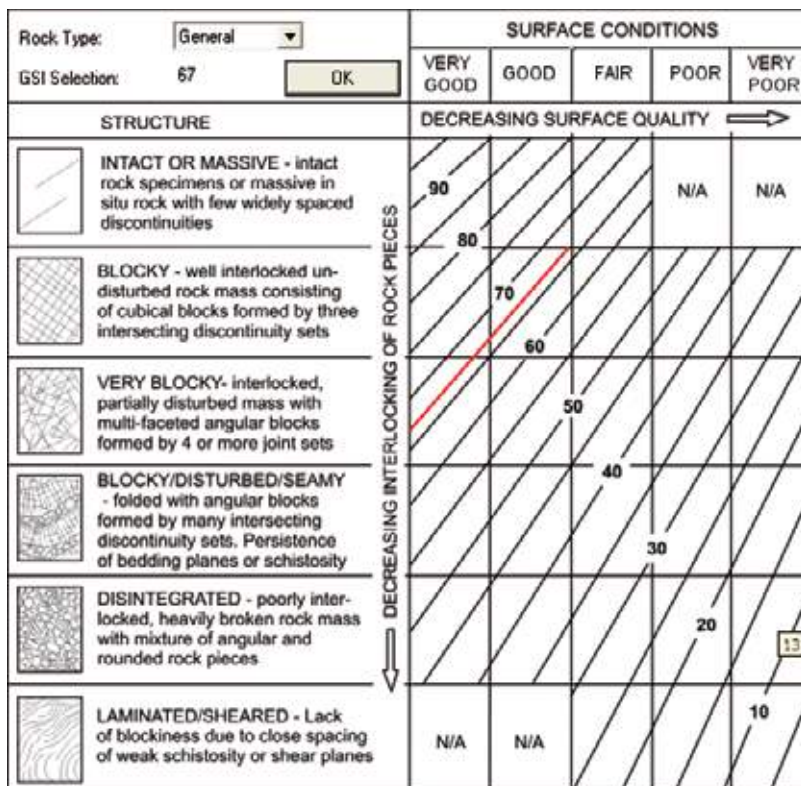


Figure 12. GSI classification of typical rock mass quality.

In addition to a GSI of 67 the following values were used for the Hoek-Brown classification of the assumed elastic rock mass: UCS of intact rock equal to 102 MPa (average of all tests), Young's modulus of intact rock equal to 35 GPa (average of all tests), material constant intact rock equal to 25 and disturbance factor equal to 0 ("excellent controlled blasting"). Further, was the unit weight estimated to 28.1 kN/m³ (average of all tests) and the Poisson's ratio for the rock mass was estimated to 0.25.

The expected range of Q-values for the major fault of which the central part is about 15 m thick, is (see Figure 13 for a sample photo of the material):

$Q_{\min} = 10/15 \times 1/8 \times 0,66/10 = 0,006$, which corresponds to "exceptionally poor" rock mass.

$Q_{\max} = 10/15 \times 1,5/2 \times 1/10 = 0,05$, which corresponds to "extremely poor" rock mass.

GSI was estimated to 20 (Figure 14) which corresponds to $Q'_{\min}$ using Eq. 4.



Figure 13. GSI classification of typical rock mass quality.

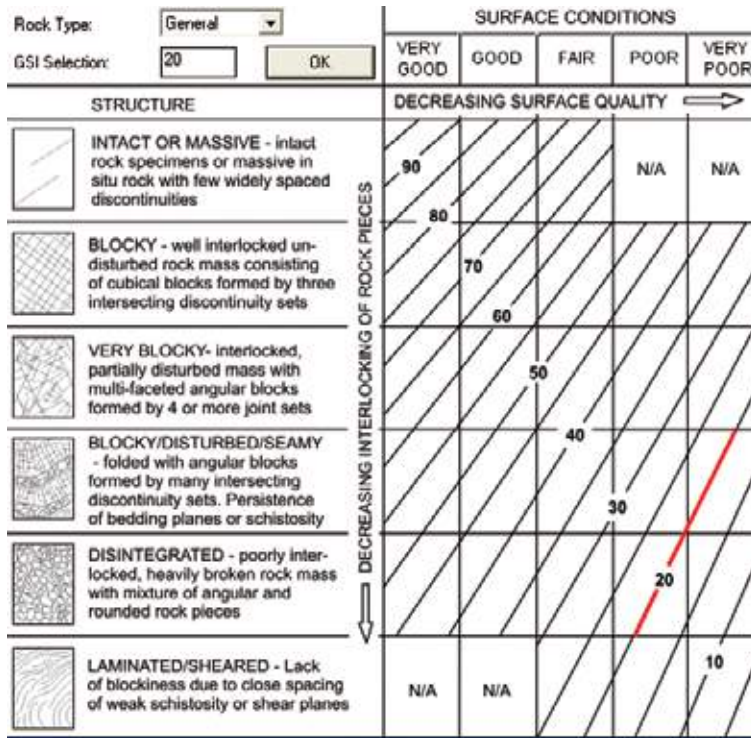


Figure 14. GSI classification of the assumed poorest rock mass in the major fault.

In addition to a GSI of 20 the following values were used for the Hoek-Brown classification of the assumed plastic rock mass: UCS of intact rock equal to 35 MPa (lowest value of all tests), Young's modulus of intact rock equal to 15 GPa (lowest value of all tests), material constant intact rock equal to 25 and disturbance factor equal to 0 ("excellent controlled blasting"). Further, was the unit weight estimated to 27 kN/m³ and the Poisson's ratio for the rock mass was estimated to 0.25.

GSI of the assumed elastic side rock of the major fault was estimated to 60, which reflects the slightly poorer rock mass quality of this rock mass compared to the typical rock mass quality north of the major fault.

2.5 Hydraulic conductivity of the rock mass

Packer tests were performed in all the inclined boreholes (KH4 – KH7) and in one of the vertical boreholes (KH1). The average Lugeon value for the inclined boreholes KH4 and KH5 along the station hall is 21.9 and the median is 7.0. These values correspond to "medium" and "moderate" respectively according to Camilo Quiñones-Rozo (2010). Lugeon values from KH1, which intersects all fractures with a gentle/moderate dip and few of the sub-vertical fractures, are generally much smaller than the Lugeon values from KH4 and KH5.

Most of the Lugeon values from KH6 and KH7, which both intersects the major fault, are between 0 and 25 (“very low” to “medium”). However, a few high values were near 60 (“high”) were measured.

3 MODELING OF TUNNEL STABILITY

3.1 Modeling of the rock mass behavior in an unsupported tunnel

The distinct element codes UDEC (two-dimensional) and 3DEC (three-dimensional) were used to model the rock mass behavior of an unsupported station hall. The main purpose of this modeling was to investigate the rock mass behavior under different stress regimes as described in Section 2.1. In addition, both codes were used to model the station hall assuming only gravitational stresses, and both codes gave the same result: that is failure from the tunnel crown to the terrain surface (Figure 15). The model input parameters were calculated based on the site investigations, specifically borehole logging and laboratory testing.

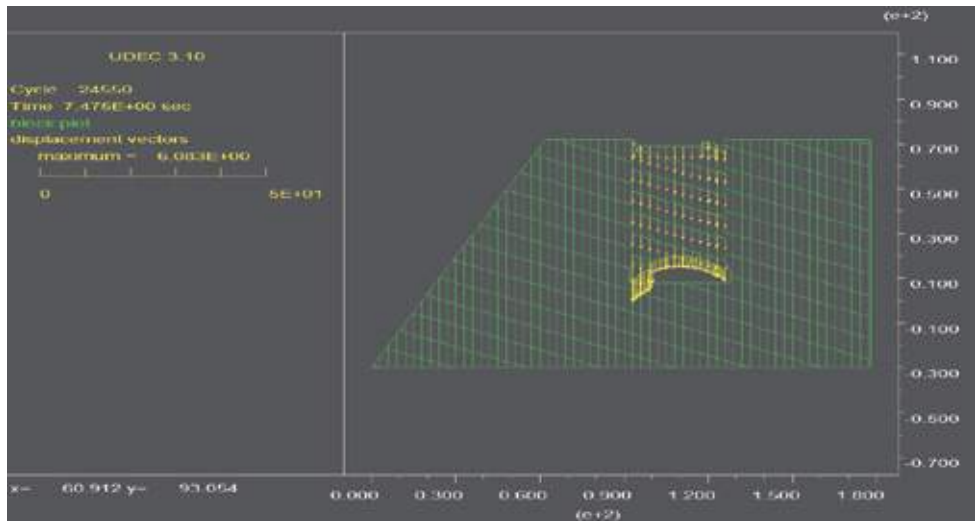


Figure 15. UDEC model. Failure to the terrain surface occurs when only gravitational stresses exist (no locked-in horizontal confining stress).

Analyses of both UDEC and 3DEC models revealed that local failures of wedges occur under all possible stress regimes. The extent of failures varies with the stresses, and the main stability problem is located at the eastern side of the tunnel due to the fact the largest possible wedge exist in this part of the tunnel. Result examples are shown in Figure 16.

The main conclusion from the distinct element modeling is that both the stress conditions and the location of the intersection between fractures belonging to fracture set 4 and the tunnel crown are very critical for the overall stability of the tunnel.

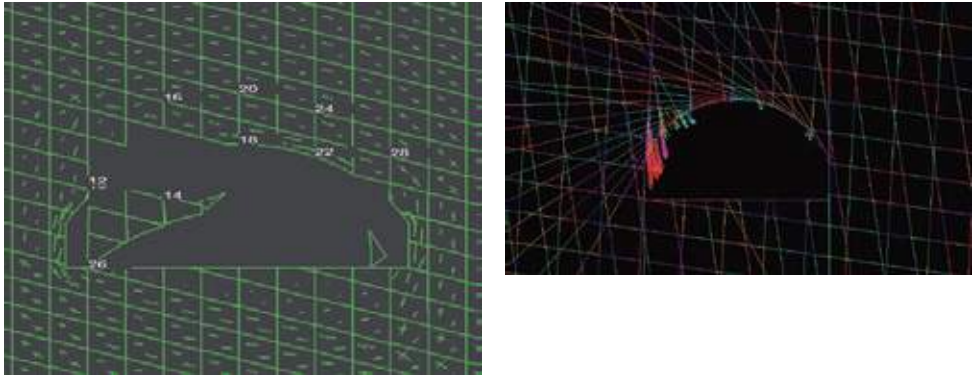


Figure 16. Left: UDEC model. Right: 3DEC model. Both models illustrate local block failures.

3.2 Modeling of supported tunnels

The two-dimensional finite element code Phase2 was used to model supported tunnels under different stress regimes. A number of models were computed for tunnel cross sections located at four different tunnel locations (see Figure 6 for reference): (i) at the center of the station hall, (ii) at the intersection between the access tunnel and the station hall, (iii) at the location of the major fault where the span is 30.5m and (iv) just south of the major fault where the span is 30.5m. (i) and (ii) were computed for different stress regimes, all including locked-in stresses, and (iii) and (iv) were computed for gravitational stresses only. Some of the results from (i) and (iii) are described in this section.

The mesh was defined by triangular elements with six nodes per element in all models as recommended by Hoek (2011). Hoek's recommendation of using segment lengths along the lined part of the tunnel periphery not larger than half the thickness of the modeled lining was also followed.

For models with locked-in stresses reported herein, (i), were the models computed in two stages:

- 30 % of the stress field was induced at stage 1 when the tunnel was excavated.
- The remaining 70 % of the stress field was induced at stage 2 after the support was installed.

This two-stage implementation of stresses simulates that some of the tunnel deformation occur at the tunnel face before the support is installed, and the 30 %/70 % split was chosen according to Vlachopoulos and Diederichs (2009).

For models with gravitational stresses, (iii), only one stage was modeled (excavation and installation of support at the same stage) meaning that no deformation took place before the support was installed. The reason for this is that plastic behavior is assumed for the major fault.

3.2.1 Modeling of the cross section located at the centre of the station hall (i)

The results of Model 1L are shown in Figure 17 and Figure 18. The support which is described in the caption of Figure 17 was the same in all the computed models. Table 3 summarizes the results of some of the models.

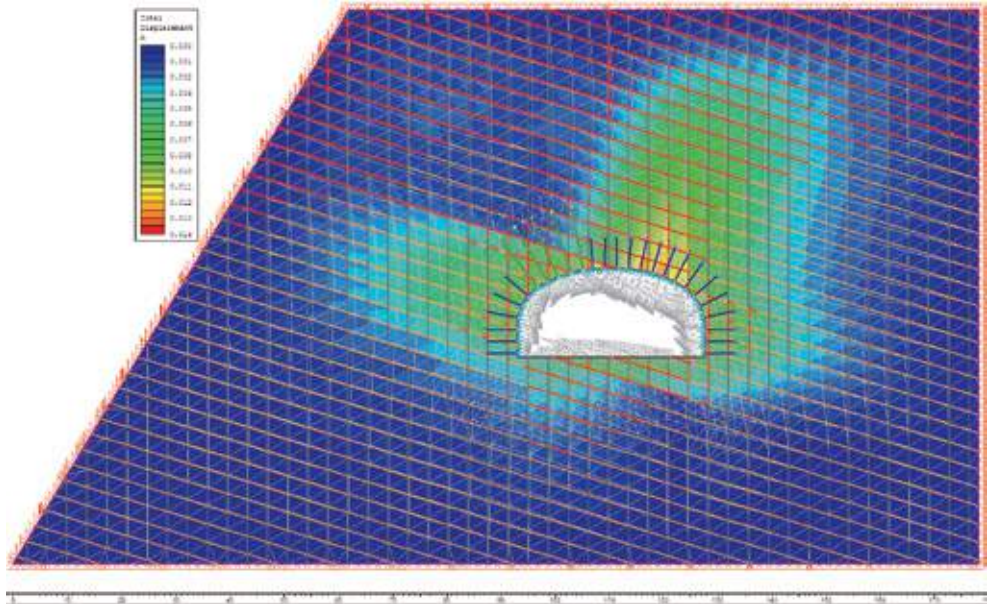


Figure 17. Total displacements, exaggerated deformed mesh (grey) and yielded fractures (red); mainly fractures of set 4 yield as a result of a relative high ratio between shear stress and normal stress on these fractures. The maximum displacement in the model is 13 mm. The support consist of a 20 cm thick lining (fiber reinforced sprayed concrete) and 12 m and 6 m long end-anchored bolts spaced 2.2 m, which in practice will be fully grouted after advance of the tunnel face. 12 m long bolts are placed where the largest possible wedge is located. The sight direction is towards SSE.

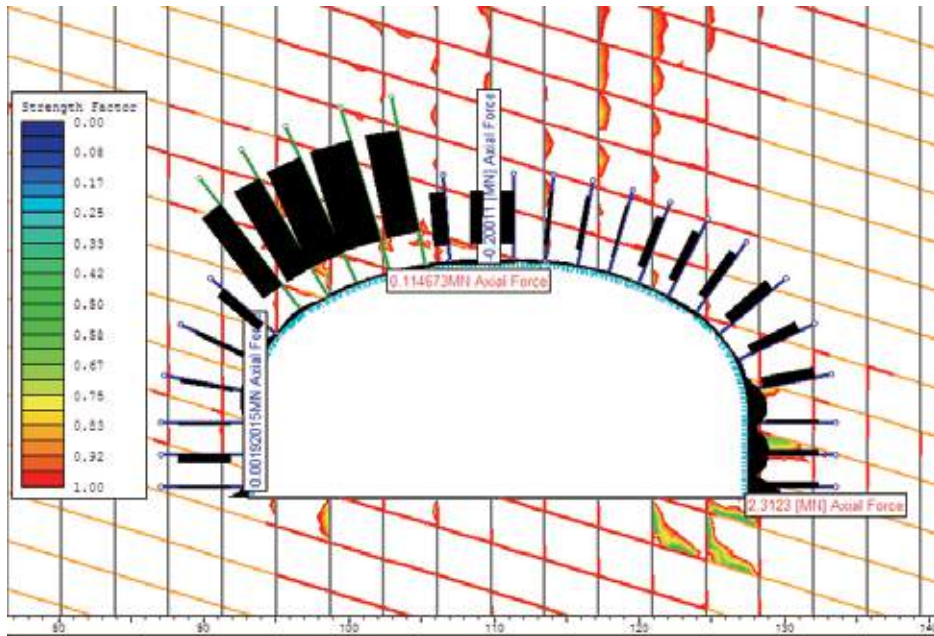


Figure 18. Model 1L. Axial forces in the lining (black areas), axial forces in bolts (black rectangles, strength factor smaller than 1.0 and yielded fractures (red).

Model name	Max. displacement [mm]	Max. bolt force [MN]	Max. stress in the lining in percent of 35 MPa [%]	Min. stress in the lining in percent of -4 MPa [%]
1L	13	0.11	33	25
1H	2	0.011	19	compression
2L	22	0.16	44	85
2H	7	0.03	39	compression
3L	30	0.27	80	93
3H	8	0.05	73	compression

Table 3. Results from the modeling of the cross section located at the centre of the station hall.

35 MPa is the required minimum compressive strength of the sprayed concrete in the tender documents and -4 MPa is the assumed minimum tensile strength of the sprayed concrete. “L” and “H” and high assigns “low” or “high” shear stiffness of fractures of which “low” (500 MPa/m) is assumed most realistic (Kveldsvik et al. 2008). The numeric character in the model name assigns the stress regimes in the model (Table 4).

Stress regime	Sigma h [MPa]	Direction relative to the tunnel axis	Sigma H [MPa]	Direction relative to the tunnel axis	Sigma vertical	Measuring method
1	1.7	Parallel	3.0	Perpendicular	Gravitation	Hydraulic
2	1.7	Parallel	8.0	Perpendicular	Gravitation	Hydraulic
3	3.9	Parallel	10.9	Perpendicular	7.2MPa	3D

Table 4. Stress regimes.

Table 3 shows that maximum displacement, maximum bolt force and maximum stress in the lining increases with increasing stresses. Tensile stress in the lining increases with increasing stresses for models with “low” shear stiffness of fractures while tensile stress does not appear in models with “high” shear stiffness of fractures. Maximum bolt forces act in the 12 m long bolts in all models, and they are much lower than the capacity of the bolts which will be installed during construction. Tensile stresses in the lining are high in two models (model 2L and model 3L), and a thicker lining and/or reinforcement by lattice girders should be used if these models reflect the real tunneling conditions.

3.2.2 Modeling of the major fault

The general model is shown in Figure 19. The internal model boundaries, rock properties and soil properties have been defined through core drilling and logging, laboratory testing on rock samples and borings in the soil. Results of a model with a reinforced lining but no rock bolts, are shown in Figure 20 and Figure 21. Figure 20 shows that large moments appear in the lining at the two boundaries between the major fault and the side rock. The support capacity plots in Figure 21 illustrate that parts of the lining have safety factors smaller than 1, representing failure.

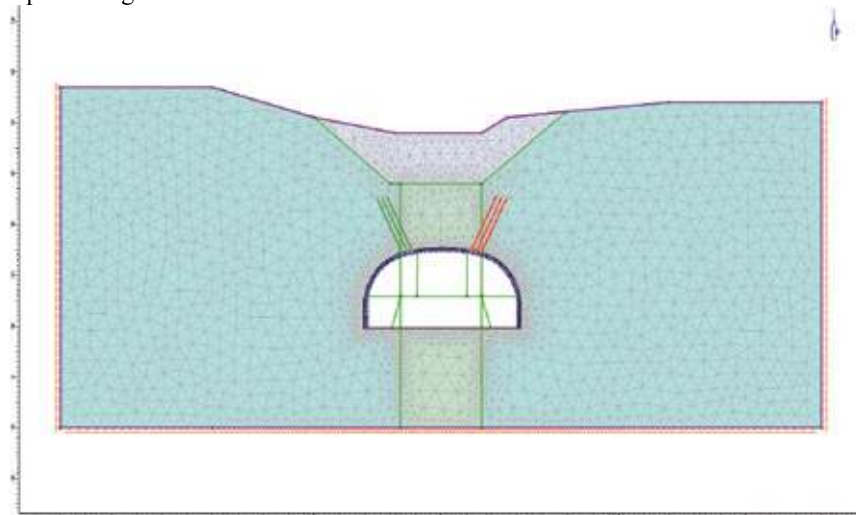


Figure 19. Model of the cross section at the location of the major fault (green, in the center of the model). The side rock is blue and the soil above the fault is purple. All models included 20 cm of fiber reinforced sprayed concrete as the first lining (on the rock surface) and one or two layers of lining (inner lining(s)) reinforced with lattice girders (4 bars with diameter 30 mm). The thickness of the inner linings was varied as well as the spacing of the lattice girders. Prestensioned rock bolts spaced 1.0 m were used in some models. The distance from the tunnel crown to the soil is ~12 m in the model (borings have shown variation with 9 m at the smallest). The sight direction is towards NNW.

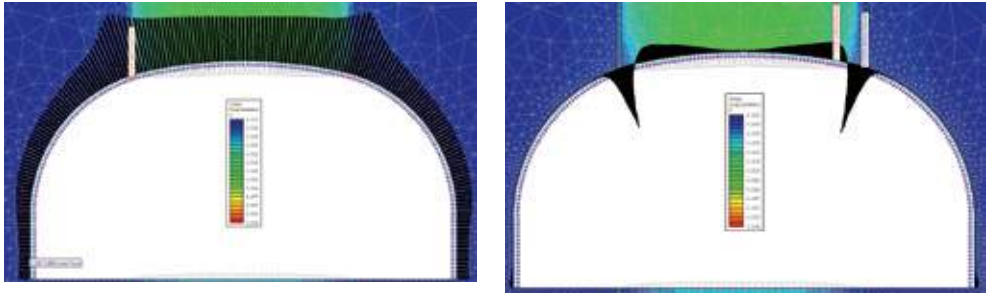


Figure 20. Results from model supported with a 30 cm thick inner lining with reinforcement spaced 0.5 m. Left: axial forces in the inner lining; right: moments in the inner lining.

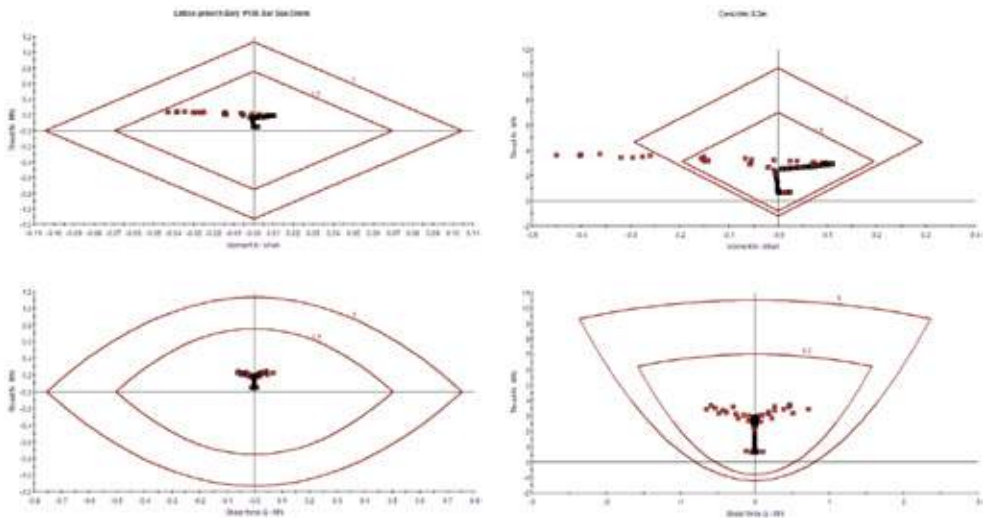


Figure 21. Results from model supported with a 30 cm thick inner lining with reinforcement spaced 0.5 m. Moment vs. thrust (upper) and shear force vs. thrust (lower). Left: reinforcement; right: concrete. Envelopes are shown for safety factors 1.0 and 1.5.

Support capacity plots of a model with pre-tensioned rock bolts are shown in Figure 22. It is seen that all the elements of the lining now have a safety factor equal to or higher than 1.5.

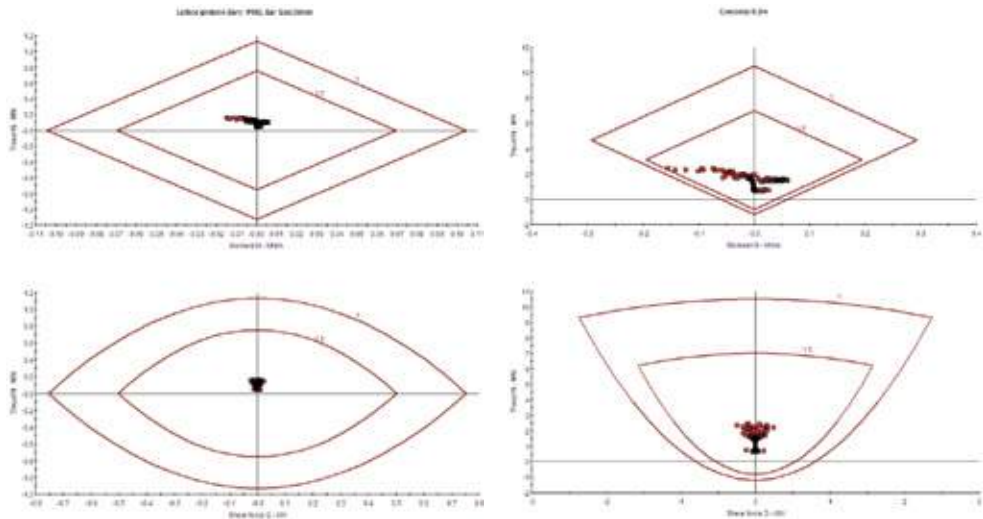


Figure 22. Results from model supported with a 30 cm thick inner lining with reinforcement spaced 1.0 m and rock bolts pre-tensioned to 0.5 MN. Moment vs. thrust (upper) and shear force vs. thrust (lower). Left: reinforcement; right: concrete. Envelopes are shown for safety factors 1.0 and 1.5.

The high moments appearing in the lining at the two boundaries between the major fault and the side rock is a result of poor rock mass quality and the large radius of the tunnel crown. A model with an improved geometry was computed. In this model the tunnel crown has an arch with smaller radius than the models described above, as illustrated in Figure 23. The main disadvantage of this model is that the height of the tunnel increases by 3.5m, meaning that the minimum distance between the tunnel crown and the soil decreases by 3.5m. The advantage of the model is shown in the support capacity plots displayed in Figure 24. It is seen that all the elements of the lining plot well inside the envelope representing a safety factor of 1.5.

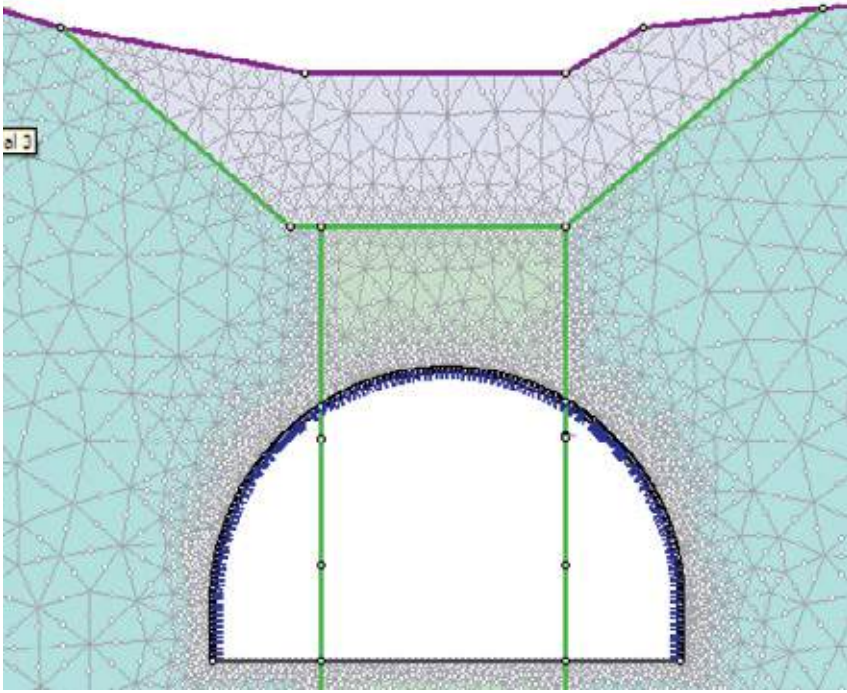


Figure 23. Improved geometry of the model of the cross section with at the location of the major fault. The support consists of 20 cm of fiber reinforced sprayed concrete as the first lining (on the rock surface) and one layer of lining (inner lining) reinforced with lattice girders spaced 1.0 m.

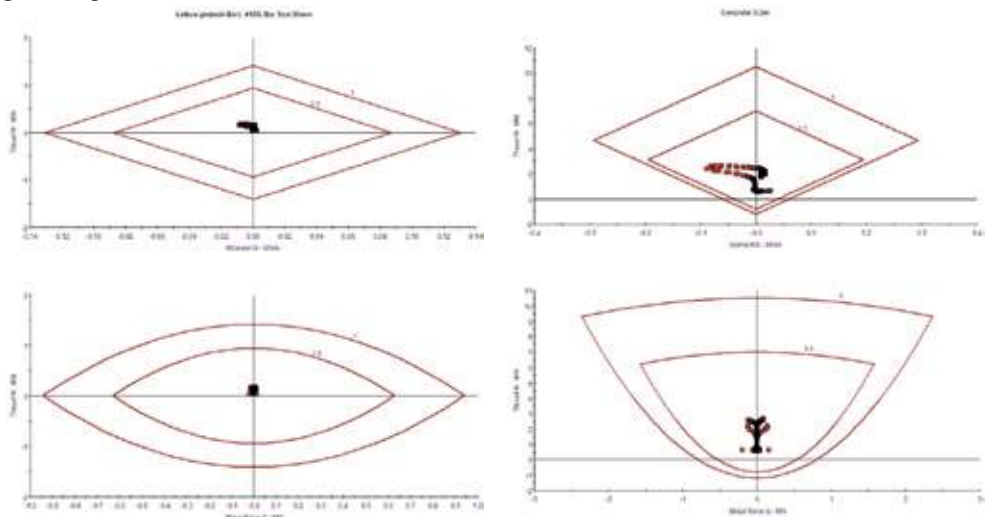


Figure 24. Results from the model with improved geometry. Moment vs. thrust (upper) and shear force vs. thrust (lower). Left: reinforcement; right: concrete. Envelopes are shown for safety factors 1.0 and 1.5.

4 EXCAVATION AND GROUTING

The tunnel driving directions are shown in Figure 1. Large span tunnels must be excavated in several stages. In typical rock mass quality (Section 2.4), it is planned to excavate the whole gallery before starting with the lowest part of the tunnel (the bench). The following procedure is planned for the construction (see also Figure 25):

1. The pilot tunnel in the center of the gallery is driven 10 m.
2. One of *strosses* is driven to the same chainage as the pilot.
3. The other *stross* is driven to the same chainage as the pilot.
4. Rock support is carried out after each blast round.
5. Grouting is performed from the face of the gallery.

An alternative to the procedure described above would be to drive the pilot through the whole length of the large span tunnel section. This alternative has the disadvantage of increased grouting needs as the walls of the pilot would have to be grouted in addition to the grouting illustrated in Figure 25.

The basic/minimum support consist of 20 cm of fiber reinforced sprayed concrete and 6 m and 12 m long rock bolts as described in Figure 17. The initially end-anchored bolts will be fully grouted after the convergence of the tunnel has stopped.

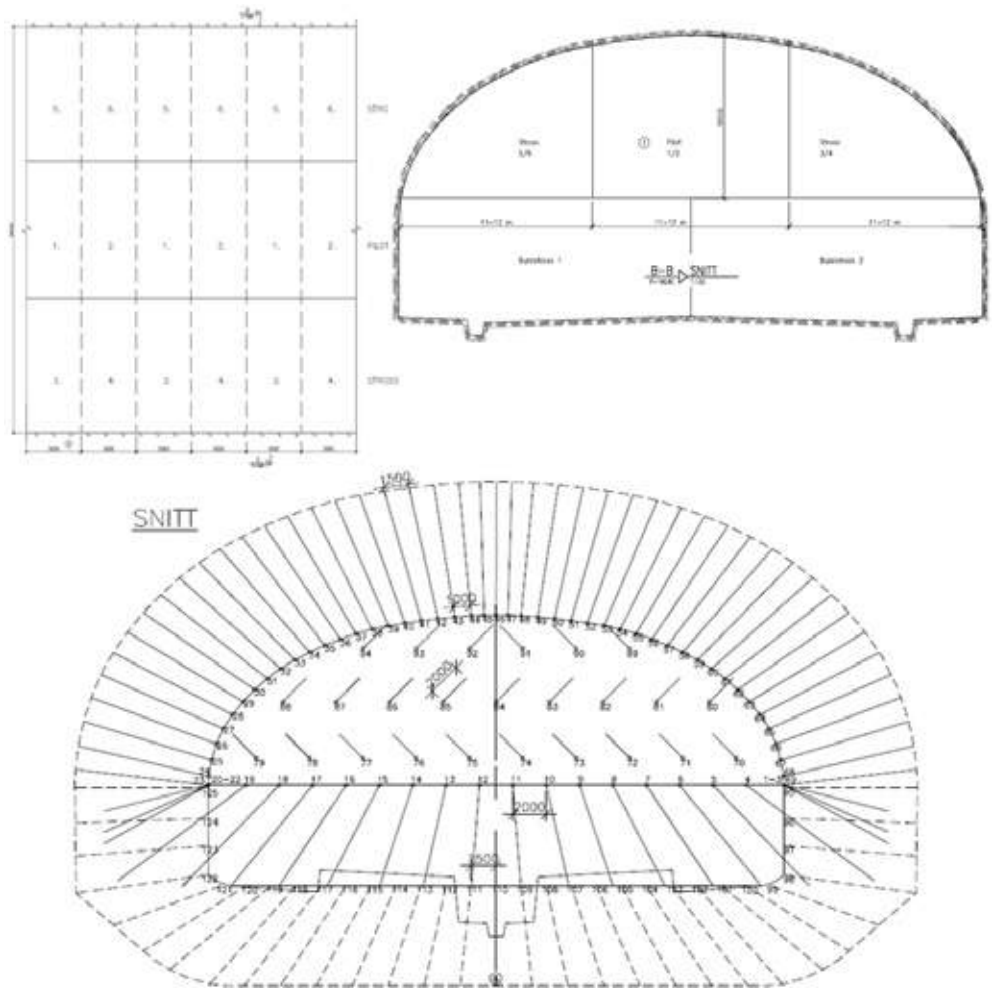


Figure 25. Excavation and grouting in typical rock mass quality. Upper left: excavation sequences of the gallery; upper right: the whole cross section is divided in five excavation sequences; lower: grouting holes drilled from the gallery (solid lines) and the tunnel floor (broken lines).

Excavation and grouting schemes for tunnel driving through the major fault are illustrated in Figure 26. The following procedure is planned for the construction:

1. The rock mass is supported with spiling bolts before sequence 1a is excavated with maximum length 3.0 m. After excavation, the tunnel section is supported by 20 cm fiber reinforced sprayed concrete and bolts. Sequence 1b is excavated and supported similar to sequence 1a. Lattice girders are installed along the permanent tunnel periphery of the sequences 1a and 1b and the temporary tunnel periphery towards sequence 5 and incased by minimum 30 cm thick sprayed concrete. Incased lattice girders are spaced 0.5 m – 1.0 m, and they will be anchored to the rock mass with bolts.
2. Sequences 2a and 2b are excavated and supported as described for sequence 1a/1b.
3. Sequence 3 is excavated after installation of spiling bolts when spiling is necessary. After excavation, the tunnel section is supported by 20 cm fiber reinforced sprayed concrete and bolts. New sections of lattice girders are installed, connected to the lattice girders installed before, and incased by sprayed concrete. At particularly poor rock mass conditions, a concrete base foundation for the lattice girder will be constructed. Suitable temporary support is installed in the wall next to sequence 6.
4. Sequences 4 is excavated and supported as described for sequence 3.
5. Section 5 is excavated with length 1.5 m after installation of spiling bolts. After excavation, the tunnel section is supported by 20 cm fiber reinforced sprayed concrete and bolts. New sections of lattice girders are installed, connected to the lattice girders installed before, and incased by sprayed concrete. Pre-tensioned rock bolts (Figure 19) are installed if it is decided to use such bolts. The whole tunnel cross section is now supported as required.
6. Temporary lattice girders are removed.
7. Sequence 6 and 7 are excavated.

The maximum length between each grouting round is set to maximum 10 m. Due to the poor rock mass quality, most likely making grouting troublesome, extensive grouting must be expected. The final decision on how to grout, excavate and support the tunnel will be taken after supplementary site investigations which is to be carried out from the tunnel face before driving into the major fault. These planned site investigations consist of three boreholes using a triple tube technique and a core diameter of 70 mm. The technique is assumed to result in more material being collected from the major fault compared to the boreholes which have been drilled through the fault already (KH6 and KH7, Figure 6), enabling more detailed investigations on the fault material.

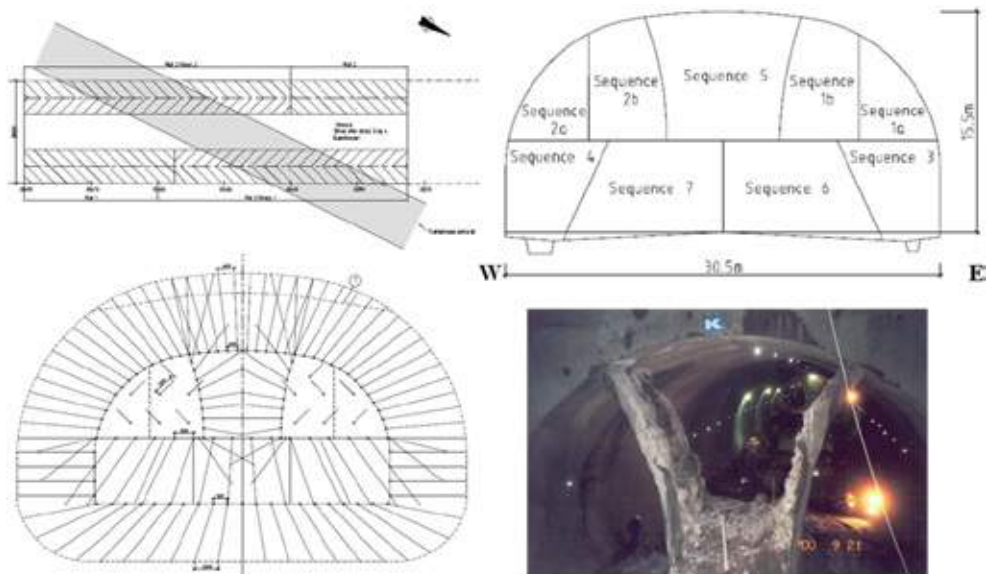


Figure 26. Excavation and grouting in the major fault. Upper left: tunnel driving of the gallery seen from above; upper right: the whole cross section is divided in nine excavation sequences; lower left: grouting holes drilled from the gallery and the tunnel floor; lower right: example of use of temporary, sprayed, lattice girders.

5 REFERENCES

General reference for the geotechnical work described in this article: Various project reports prepared by Norwegian Geotechnical Institute in 2010 and 2011. Stress measurements and laboratory testing of rock core samples has been carried out by SINTEF, who has also written the data reports. All reports have been prepared on behalf of the Norwegian National Rail Administration.

Camilo Quiñones-Rozo P E (2010). Lugeon test interpretation, revisited.
<http://ussdams.com/proceedings/405-414.pdf>. 2010.

Hoek E (2011). Cavern reinforcement and lining design.
<http://www.rocsience.com/assets/files/uploads/8500.pdf>.

Kveldsvik V, Einstein HH, Nilsen B, Blikra LH (2008). Numerical analysis of the 650,000m² Åknes rock slope based on measured displacements and geotechnical data. Rock Mech Rock Engineering, DOI 10.1007/s00603-008-0005-1.

NGI (2000). Vestfoldbanen Parsell 5, Holm – Holmestrand – Nykirke. Ingeniørgeologiske vurderinger. NGI rapport 991030-1 datert 2000-03-15.

Vlachopoulos N and Diederichs M S (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 42, p. 131-146, DOI 10.1007/s00603-009-0176-4.

FORBEDREDE FORUNDERSØKELSER FOR TUNNELER – OPPSUMMERING AV ET SAMARBEIDSPROSJEKT MED VEGDIREKTORATET.**Improved investigations for tunnels – summary of a collaboration project with the Norwegian Public Road Administration.**

Lagleder Jan Steinar Rønning*, senioringeniør Einar Dalsegg, forsker Harald Elvebakk, forsker Hans de Beer, forsker Guri V. Ganerød, forsker Pål Gundersen, student Fabienne Reiser. Alle Norges geologiske undersøkelse (NGU) og * Norges Teknisk Naturvitenskaplige Universitet (NTNU).

SAMMENDRAG

I et treårig samarbeidsprosjekt med Statens Vegvesen Vegdirektoratet, har NGU sammenstilt vanngiverevne i norske bergarter og gjort data lettere tilgjengelig for tunnelplanleggere. I tillegg er det utført kritiske vurderinger av mulighetene og begrensninger ved nyere geofysiske metoder for forundersøkelser.

Refraksjonsseismikk er en standard metode ved forundersøkelser som kan lokalisere svakhetssoner og kartlegge bredden på disse sonene. Seismisk hastighet i soner benyttes til å angi fjellets kvalitet. Mindre forsenkninger i fjelltopografien og kabelheng ved undersjøiske målinger kan tolkes som svakhetssoner. Det er gjort forsøk på å tolke fall ved tomografisk inversjon, men foreløpig er det uklart om dette gir pålitelige resultater.

Resistivitetmetoden kan lokalisere svakhetssoner og modellering viser at svakhetssoners bredde, fall og dyptgående kan indikeres. Det er foreslått en tolkingsmodell som skiller mellom rene oppsprekninger og soner med leiromvandling. Metoden krever en klar kontrast i resistivitet, og den fungerer ikke dersom tykkelsen av godt ledende løsmasser blir for stor. Tekniske installasjoner i urbane strøk kan skape problemer. For å vite hvilke bergarter som kan gi tilstrekkelig kontrast, er resistiviteten i ikke oppsprukne bergarter sammenstilt.

SUMMARY

A compilation of water yield from boreholes in Norwegian bedrock is made available for tunnel planners. Possibilities and weaknesses with standard geophysical tools used in investigations for tunnels are examined. Refraction seismic can locate, map the thickness of weakness zones and give information on rock quality. Possibility to map dip of fractured zones using tomographic inversion is still under discussion. The resistivity method is able to locate and map width, depth extend and dip of fracture zones. It is also possible to predict rock quality. The method relies on a good resistivity contrast, and thick layers of conductive overburden will shield effects from bedrock. Technical installations in urban areas can

preclude the results. A compilation of resistivity and seismic velocity in non-fractured Norwegian bedrock types is presented.

INNLEDNING

Som en del av prosjektet Miljø- og Samfunnstjenlige Tunneler (2000 – 2003), introduserte Norges geologiske undersøkelse (NGU) 2D resistivitetsmålinger og borehullslogging som en del av forundersøkelser for tunneler (Rønning 2003, Rønning et al. 2003). Det ble også vist at under gitte geologiske betingelser, kunne det være svakheter ved resistivitetsmetoden. I det samme prosjektet viste NGU at refraksjonsseismiske målinger kunne være beheftet med svakheter (Westerdahl 2003).

I årene som fulgte etter Miljø- og Samfunnstjenlige Tunneler, ble det utført flere undersøkelser som dokumenterer at resistivitetsmetoden kan gi verdifull tilleggsinformasjon ved forundersøkelser for tunneler (Ganerød et al. 2006, Rønning m.fl. 2007). En modell for tolking av leire på sprekker ble presentert på Bergmekanikkdagen i 2010 (Ganerød m. fl. 2010). I 2006 publiserte NGU "Aktsohmetskart for Tunnelplanlegging Østlandet" (Olesen 2006) og påfølgende oppfølging på utvalgte tunnelprosjekt (Olesen et al. 2007). Det ble foretatt modellberegninger som viste muligheter og begrensninger ved resistivitetsmetoden (Rønning et al. 2009). Disse modelleringene ble imidlertid gjennomført under mer gunstige betingelser enn det som vanligvis ble benyttet ved målinger i felt. I tillegg til dette ble tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data introdusert (Sheehan et al. 2005, Heincke 2006, Wisen 2008). NGUs brønndatabase passerte 50.000 oppslag i 2010. Databasen inneholder informasjon som betraktes som interessante for tunnelplanleggere.

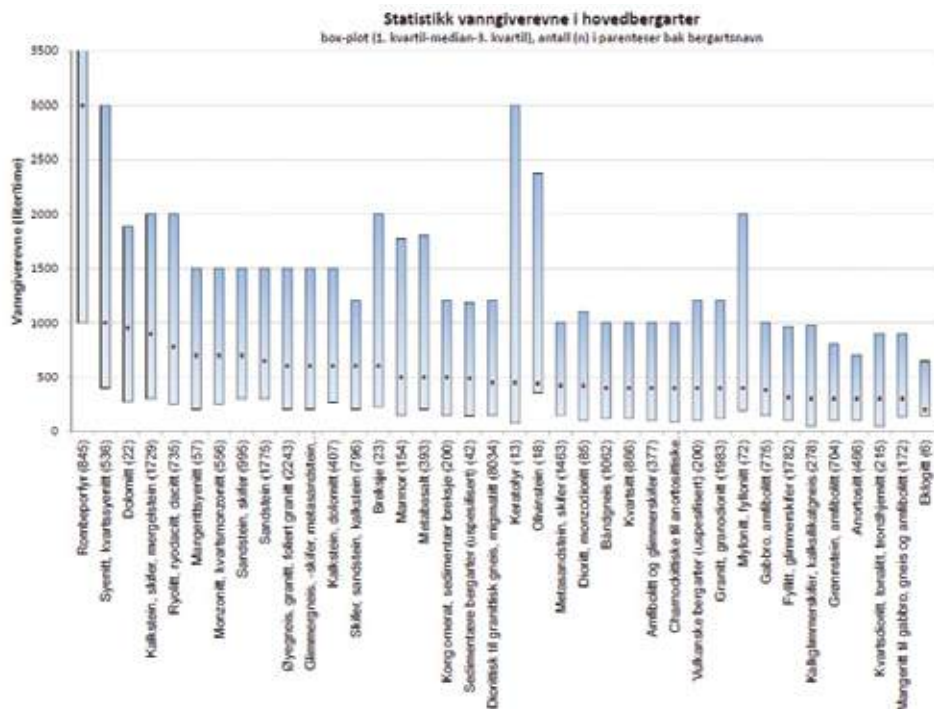
Etter hvert ble det klart at en hadde mange nye teknikker og data tilgjengelig, men samtidig hersket en viss usikkerhet på hvordan de nye teknikkene fungerte og hvordan data kunne benyttes. NGU så behovet for å se nærmere på de nye teknikkene slik at muligheter og begrensninger ved hver av dem kunne avklares. Det ble derfor foreslått et samarbeidsprosjekt med Statens Vegvesen Vegdirektoratet, et treårig prosjekt som skal avsluttes nå i 2011. Prosjektet fokuserer både på forbedring av datagrunnlag og på metodiske forbedringer. De tema som ble sett på som interessante var:

- Vanngiverevnen i norske bergarter
- Muligheter og begrensninger ved refraksjonsseismiske undersøkelser
- Muligheter og begrensninger ved resistivitetsmetoden
- Petrofysiske egenskaper i ikke oppsprukne norske bergarter

I det følgende blir det kort fokusert på disse temaene. Muligheter og begrensninger ved de geofysiske metodene kan testes ved modellberegninger. Ved å definere en modell, beregne syntetiske data fra denne, legge på støy for å simulere målte data, for deretter å invertere disse data, kan metodens muligheter og begrensninger kartlegges.

VANNGIVEREVNE I NORSKE BERGARTER

NGUs nasjonale brønn database (GRANADA, www.ngu.no/granada) inneholdt i november 2009 i underkant av 50.000 brønner, hvorav 2 av 3 brønner inneholdt et estimat av vanngiverevne. NGU er klar over at det er en viss usikkerhet i lokaliseringen av de enkelte brønner, og at vanngiverevnen må betraktes som et anslag. Det store antall brønner vil, til tross for usikkerheter, kunne si noe om vanngiverevnene til bergartene i de aktuelle områdene. Som et ledd i samarbeidsprosjektet med Vegdirektoratet, er det foretatt en statistisk analyse av vanngiverevne i forskjellige norske bergarter (Gundersen & De Beer 2009). Det er utarbeidet et elektronisk kart for hele Norge og i tillegg som papirutgave for Østlandet.



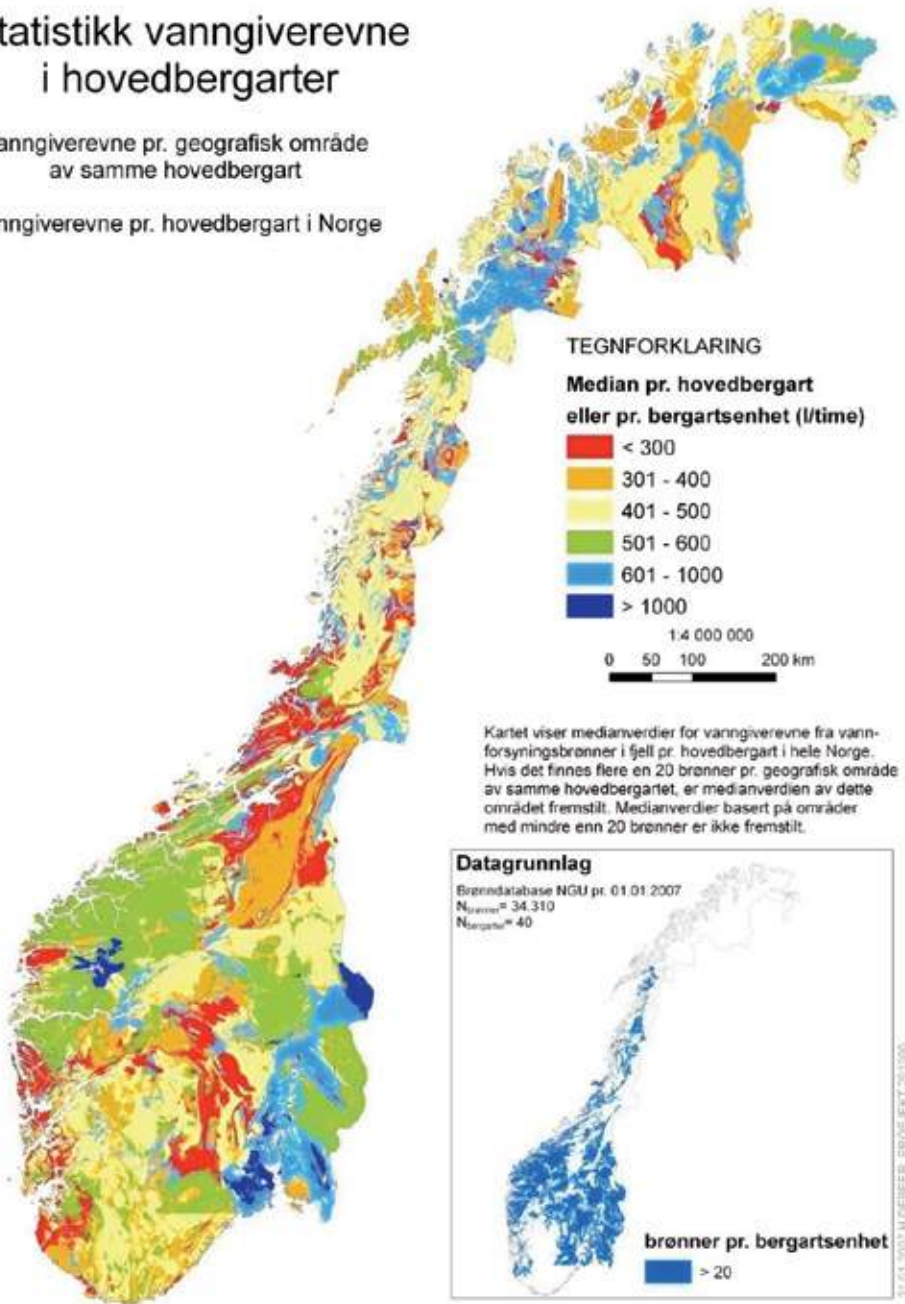
Figur 1: Oversikt over vanngiverevne i hovedtyper av norske bergarter angitt med medianverdi i rødt og avvik, blå søyle (Fra Gundersen & De Beer 2009).

Innenfor hver hovedbergart varierer vanngiverevnen i bakgrunnsdata betydelig (se Figur 1). Dette skyldes at oppsprekking og andre geologiske fenomener ofte har tilnærmet logaritmisk fordeling. Dertil kommer at en boring i noen tilfeller treffer en større sprekk og gir mye vann, mens en nabobrønn kan treffe mellom sprekke og blir tørr. Vanngiverevnen er også påvirket av topografi, landheving, foliasjon og i mange tilfeller kan lokal grunnvannstand og tettende leire være mer avgjørende for vanninnslag enn berggrunnens egenskaper. Et landsdekkende kart som viser median vanngiverevne er vist i Figur 2. Et mer detaljert kart over Østlandet i målestokk 1: 500.000 er tilgjengelig fra NGU (Gundersen og De Beer 2009).

Statistikk vanngiverevne i hovedbergarter

Vanngiverevne pr. geografisk område
av samme hovedbergart

Vanngiverevne pr. hovedbergart i Norge



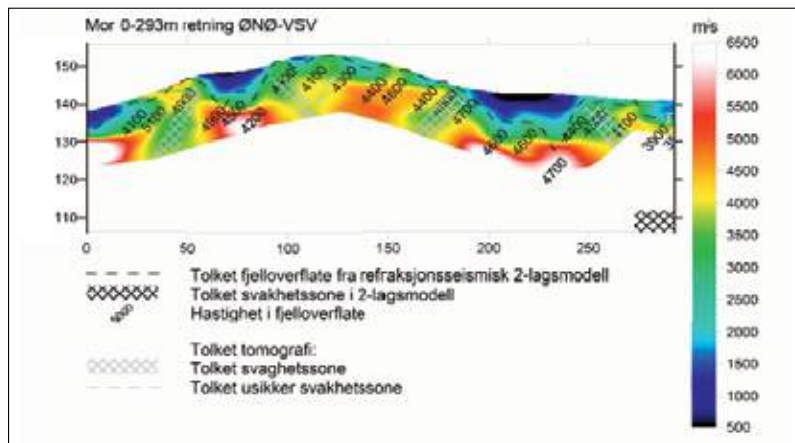
Figur 2: Median vanngiverevne for hovedbergarter i Norge (Fra Gundersen & De Beer).

MULIGHETER OG BEGRENSNINGER VED REFRAKSJONSSEISMIKK

Refraksjonsseismikk er benyttet for kartlegging av fjellkvalitet i Norge i ca. 60 år. Metoden er akseptert og er i dag en standard metode ved de fleste tunnelprosjekter. Metoden lokaliserer svakhetssoner, angir deres bredde, og ofte blir seismisk P-bølgehastighet benyttet kvalitativt for å beskrive fjellkvalitet. Det er også utarbeidet kvantitative metoder for bestemmelse av fjellkvalitet ut fra seismisk hastighet (Barton 2007). I løpet av det siste 10-året er det lansert inversjonsmetoder for refraksjonsseismikk som gjør det mulig å få et kontinuerlig bilde av hastighetsfordelingen mot dypet, refraksjonsseismisk tomografi (se bl.a. Sheehan et al. 2005, Heincke 2006, Wisen 2008). Dette åpner for å kunne både se svakhetssoners utstrekning mot dypet og sonenes fall.

Under prosjektet ”Miljø- og Samfunnstjenlige tunneller” ble det sett på en del svakheter ved refraksjonsseismiske tolkninger (Westerdahl 2003). Her ble det påvist at en forsenkning i fjelltopografien på 10 meter kunne tolkes som en svakhetsone i fjell. Årsaken til dette er at en ved refraksjonsseismikk, hvor en utelukkende ser på først ankomne bølgefront, ikke får noen bølger som kommer fra bunn av forsenkningen. I dette arbeidet ble det ellers fokusert på at kabelheng ved sjømålinger gav resultater som kunne tolkes som svakhetssoner i fjellet.

Ved fellesprosjektet E6-Dovrebanen mellom Statens vegvesen og Jernbaneverket langs Mjøsa, ble refraksjonsseismiske målinger utført av Rambøll Danmark (Wisen 2008) tolket tradisjonelt med GRM-metoden (Reynolds 2011) og i tillegg som tomografisk inversjon med programsystemet Rayfract (Intelligent Resources 2009). Et eksempel på en slik tolkning er vist i Figur 3. GRM-metoden viser på tradisjonell måte overgangen fra løsmasser til fjell med svart stiplet linje og p-bølgehastigheten i fjell er angitt med svarte tall. Seismiske hastigheter fra den tomografiske inversjonen er vist i farger og svakhetssoner er angitt med grå skravur.



Figur 3: Eksempel på alternative tolkninger av refraksjonsseismisk profil ved Morskogen (Wisen 2008). Se teksten for detaljer.

Det er flere forhold ved disse tolkningene som gjør det interessant å se nærmere på metodene. Den tomografiske inversjonen viser en gradvis overgang i hastighet der GRM-metoden angir et skarpt skille. Dette er en svakhet med metodikken som det foreløpig ikke er mulig å komme utenom. Effekten er klart vist ved modelleringer med tre forskjellige programsystemer (Sheehan et al. 2005) hvorav den aktuelle rutinen gav det beste resultatet. Hastigheten i fjell avviker ved de to metodene. Der den tomografiske inversjonen angir hastigheter rundt 3500 m/s (grønn farge) er ikke hastigheten ved GRM-metoden vesentlig lavere enn i profilet forøvrig. Det tredje forholdet er at de sonene som tomografien angir (grå skravur) ser ut til å ha utgående på fjellknauser i henhold til GRM-tolkningen og at sonene er angitt med fall. Er det siste riktig, ligger det et utnyttet potensiale i tolkingen av refraksjonsseismiske data.

For å utrede alternative seismiske tolkningsmetoder mer, foretok NGU et nærmere studium av dette. Måledata fra tre utvalgte profiler ble tolket tradisjonelt med Hagedoorns metode (Reynolds 2011) og med en annen ikke kommersiell tilgjengelig tomografisk inversjonspakke (Heincke et. al. 2006) slik at det totalt forelå fire forskjellige seismiske tolkninger. I tillegg ble det målt resistivitet langs de samme profilene (Rønning m.fl. 2009).

En sammenligning av seismiske tolkninger viser at det er relativt godt samsvar i tolkning av løsmassemekthet og seismiske hastigheter i løsmasser og massivt fjell utført manuelt med Hagedoorn's metode og automatiske tolkninger med GRM-metoden. Tomografisk inversjon av de samme data viser også godt samsvar innbyrdes, men det er store sprik i tolkningene når en sammenligner med resultatene fra de andre to metodene (Hagedoorn's metode og GRM-metoden). Avviket kan delvis forklares med forskjellig modellvalg. Tolkning av seismisk hastighet i svakhetssoner i fjell viser til dels store avvik mellom de forskjellige tolkningsmetodene inklusive Hagedoorn's metode og GRM-metoden. Dette viser at det er meget viktig å vite hvilken metode som er benyttet dersom seismisk hastighet skal benyttes for tolkning av fjellkvalitet.

En interessant mulighet ved tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data er muligheten til å tolke fallet og dybderekkevidden på svakhetssoner. Langs profilet vist i Figur 3 er det tolket fire svakhetssoner som alle viser et visst fall. Resistivitetsmålinger langs det samme profilet viser også fire soner her, hvorav to har samme posisjon fall som vist i den seismiske tolkingen. De to andre sonene har ikke samme posisjon, og en av sonene har motsatt fall sammenlignet med resistivetsprofilet. De to tradisjonelle seismiske tolkningsmetodene (Hagedoorn's og GRM) viser ingen klare lavhastighetssoner der vi finner de fire nevnte sonene. Dette viser at de moderne teknikkene kan være mer følsomme enn de tradisjonelle seismiske tolkningene, men også at tolkning av fall ikke er entydig.

Tolking av fall med tomografisk inversjon ble viet oppmerksomhet ved et masterstudie ved København Universitetet (Jansen 2010) og ved en blindtest presentert på SAGEEP-møtet i Charleston våren 2011(Zelt et al. 2011). Disse modellforsøkene viser at tolket modell er sterkt avhengig av hvilke rutiner som benyttes og hvilken startmodell som velges ved inversjonen av data. Tolking av fall med dagens metodikk er høyest usikker.

MULIGHETER VED RESISTIVITETSMÅLINGER

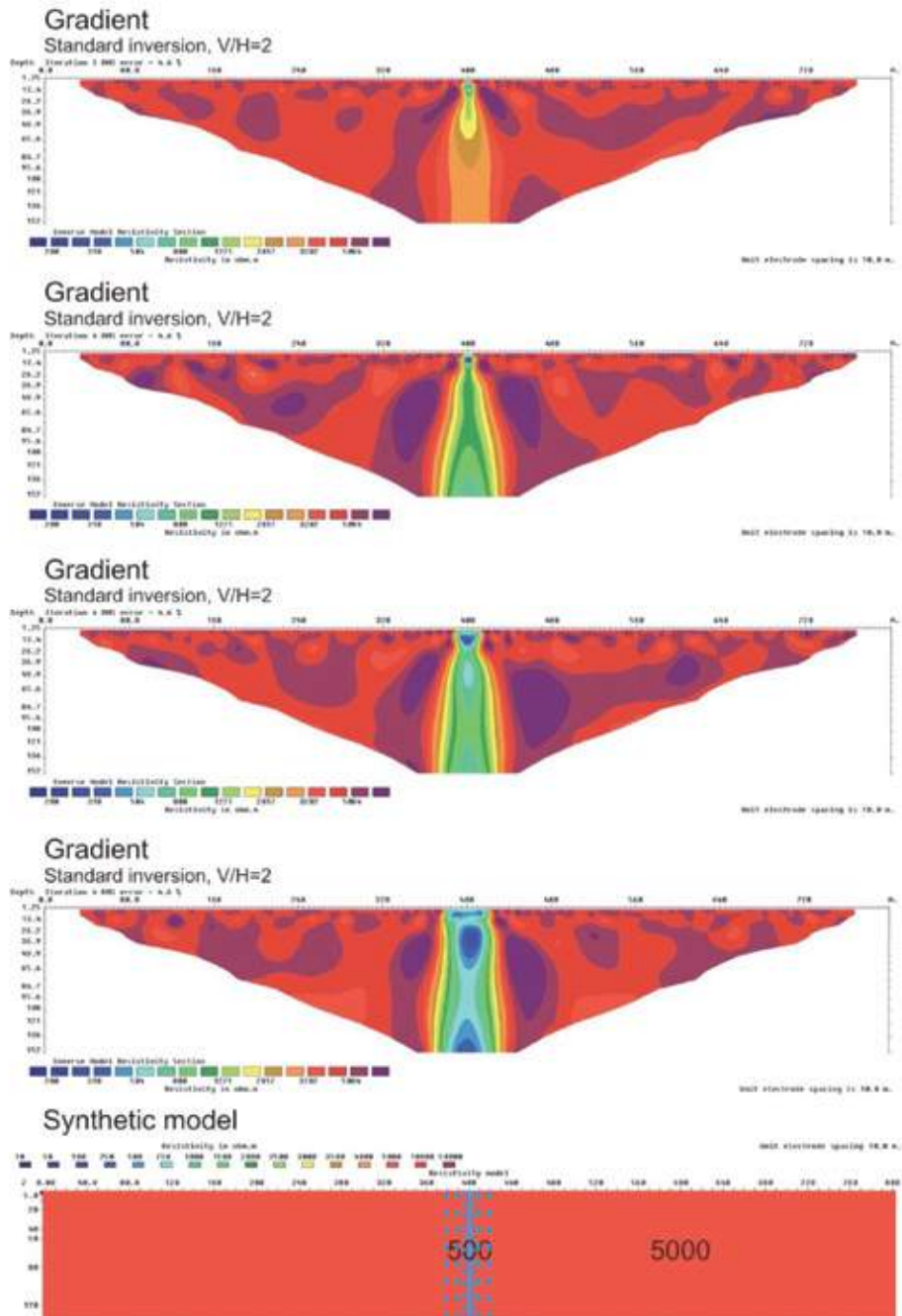
NGU har tidligere utført modellberegninger for å avklare muligheter og begrensninger ved resistivitetmålinger (Rønning et al. 2009). Disse første modelleringene ble imidlertid utført med flere målepunkter og med en annen elektrodekonfigurasjon enn det som er blitt vanlig ved feltundersøkelser. Dette kunne da gi for gunstige anslag over hva som var mulig å kartlegge med metoden. For å bøte på dette, har NGU utført nye modellberegninger der fire forskjellige elektrodekonfigurasjoner ble benyttet (Dipol/Dipol, Pol/Dipol, Gradient og Wenner) og i tillegg er effekten av flere inversjonsparametre testet (Reiser et al. 2009).

Modelleringen viser generelt at elektrodekonfigurasjonen som har fått navnet Gradient, gir den beste responsen på de aller fleste modellene (Reiser et al. 2009). NGU har derfor valgt å fokusere på denne både ved modelleringer og ved feltarbeidet. Modelleringer der en legger inn et filter som favoriserer vertikale strukturer (Vertikal/horisontal, $V/H = 2$), viser bedre samsvar mellom teoretisk modell og respons der sonen er vertikal. Svakhetssoner med slakt fall gir bedre respons dersom en benytter et nøytralt filter (Vertikal/horisontal, $V/H = 1$).

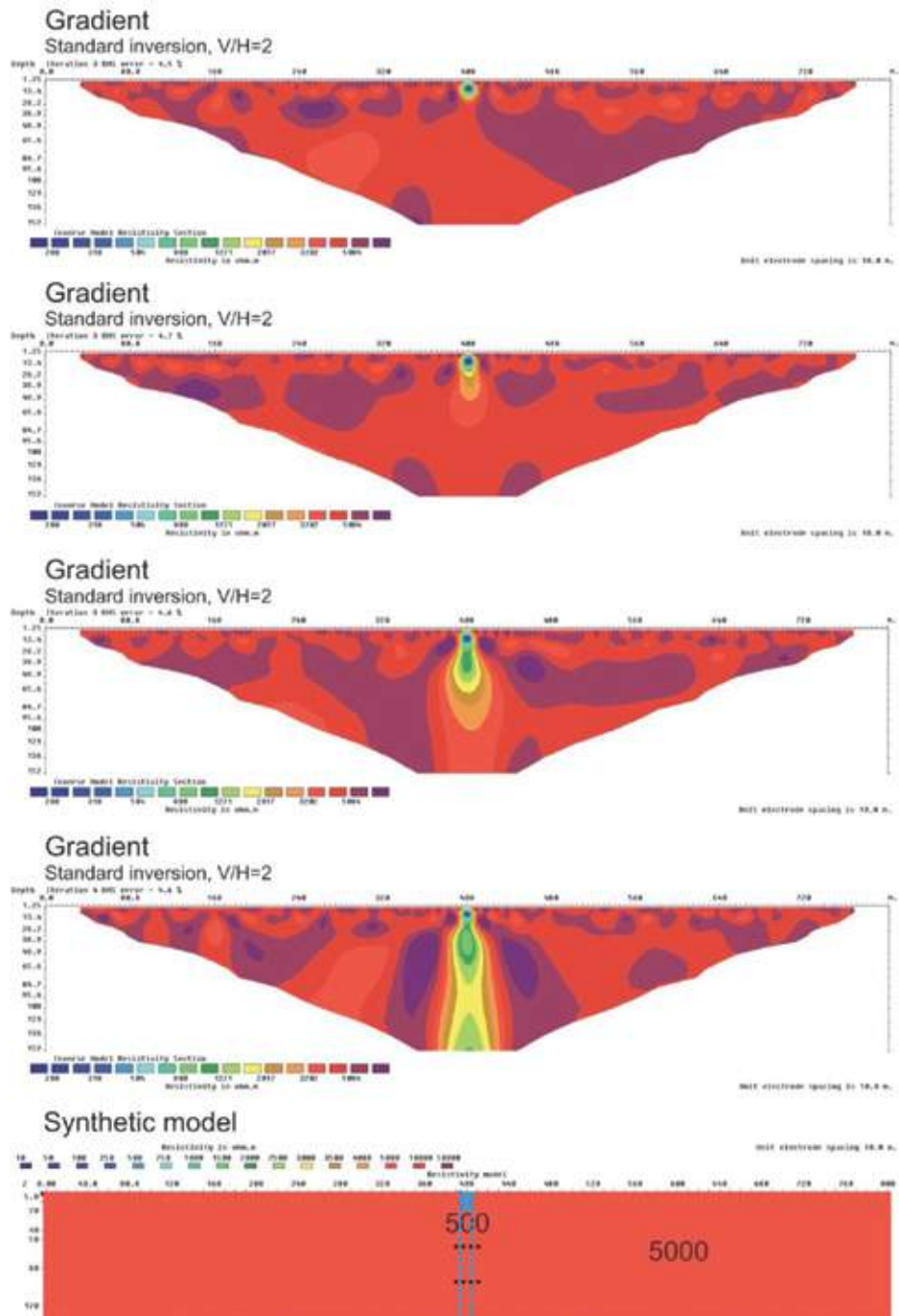
Teoretisk respons fra modeller med forskjellig sonebredde er vist i Figur 4. Modellen her er en vertikal svakhetsone med resistivitet $500 \Omega\text{m}$ i frisk bergart med resistivitet $5000 \Omega\text{m}$. Sonens bredde varierer fra 5 via 10 og 20 til 40 meters bredde. Disse modelleringene viser at sonens bredde kan leses ut ved sonens utgående. Modelleringen viser kunstige effekter ved at responsen blir bredere enn den teoretiske sonen mot dypet, og samtidig er resistiviteten i sonen høyere. Effekten avtar med sonens bredde. Dette er effekter det er viktig å vite om når måledata fra feltarbeid skal tolkes.

Teoretisk respons fra modeller med forskjellig dybderekkevidde på sonene er vist i Figur 5. Modellen her er en 10 meter bred vertikal svakhetsone med resistivitet $500 \Omega\text{m}$ i frisk bergart med resistivitet $5000 \Omega\text{m}$. Sonens dybde varierer fra 10 meter via 40 og 80 meter til 150 meter. Også her er det kunstige effekter, og responsens form avviker fra den teoretiske modellen. Det er imidlertid en klar sammenheng mellom sonens dyptgående og responsen ved modelleringene. En liten forsenkning i fjelltopografien på 10 meter kommer ut som en anomali med ca. 10 meters dybde. For de øvrige modellene varierer responsens dyptgående i takt med modellens dyptgående.

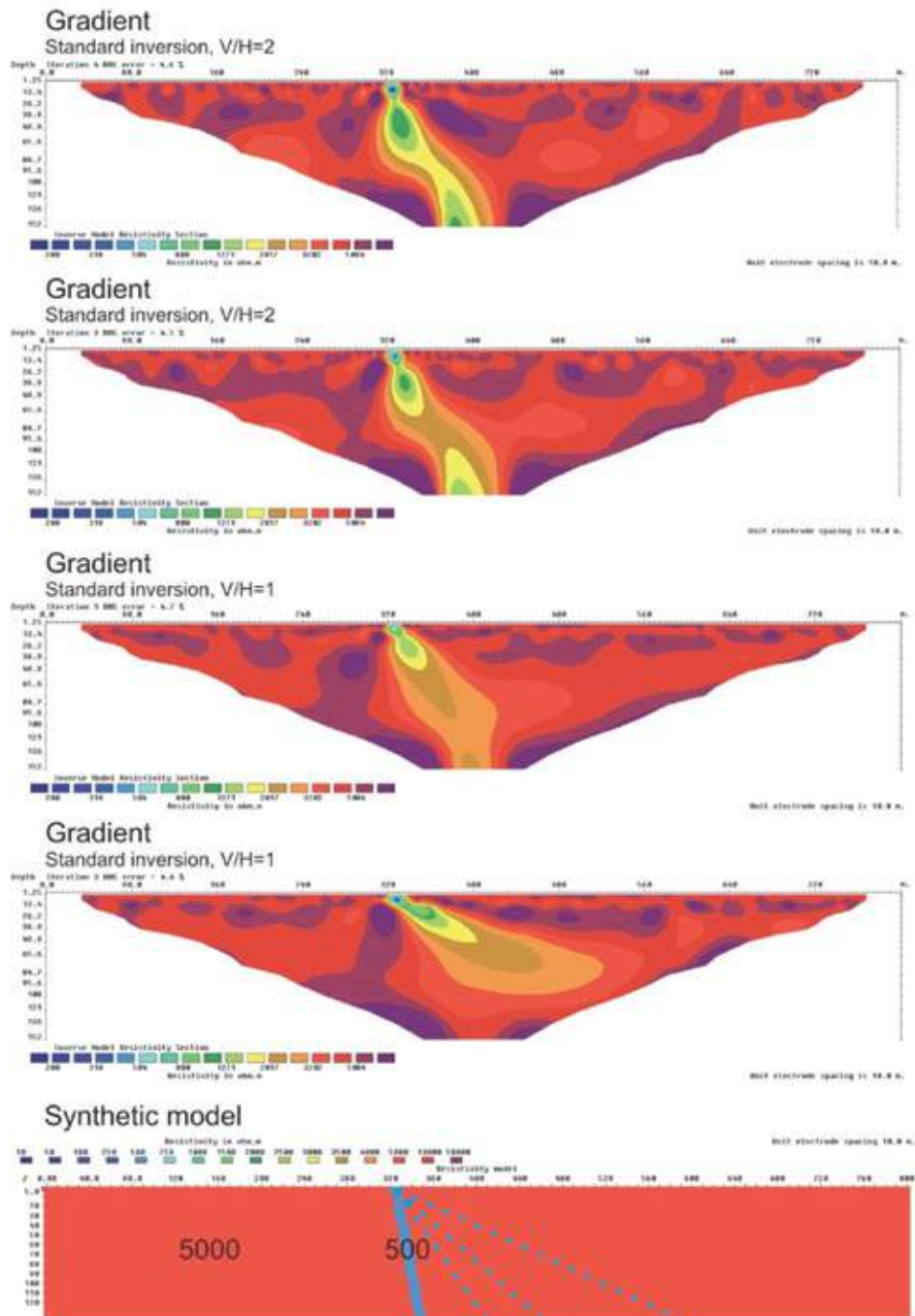
Teoretisk respons fra modeller med forskjellig fall på sonene er vist i Figur 6. Modellen her er en 10 meter bred svakhetsone med resistivitet $500 \Omega\text{m}$ i frisk bergart med resistivitet $5000 \Omega\text{m}$. Sonens fall varierer fra 75 grader via 60 og 45 grader til 30 grader. Modelleringene viser at godt samsvar mellom teoretisk fall og den dagnære delen av responsen. Mot større dyp fremkommer kunstige effekter som varierende fall, bredere sone og høyere resistivitet enn hva modellene har. Også disse effektene er viktig å kjenne til ved tolkingen av måledata fra feltundersøkelser.



Figur 4: Modellresponser med varierende bredde av svakhetssoner (øverst 5 meter, deretter 10, 20 og 40 meter). Den vertikale sonens dyptgående er 150 meter og kontrasten i resistivitet har faktoren 10.



Figur 5: Modellresponser med varierende dybde av svakhetssoner (øverst 10 meter, deretter 40, 80 og 150 meter). Den vertikale sonens bredde er 10 meter og kontrasten i resistivitet har faktoren 10.



Figur 6: Modellresponser med varierende fall på svakhetssoner (øverst 75°, deretter 60°, 45° og 30°). Sonens bredde er 10 meter, resistivitetskontrasten en faktor 10 mens lengden langs fallet er 150 meter.

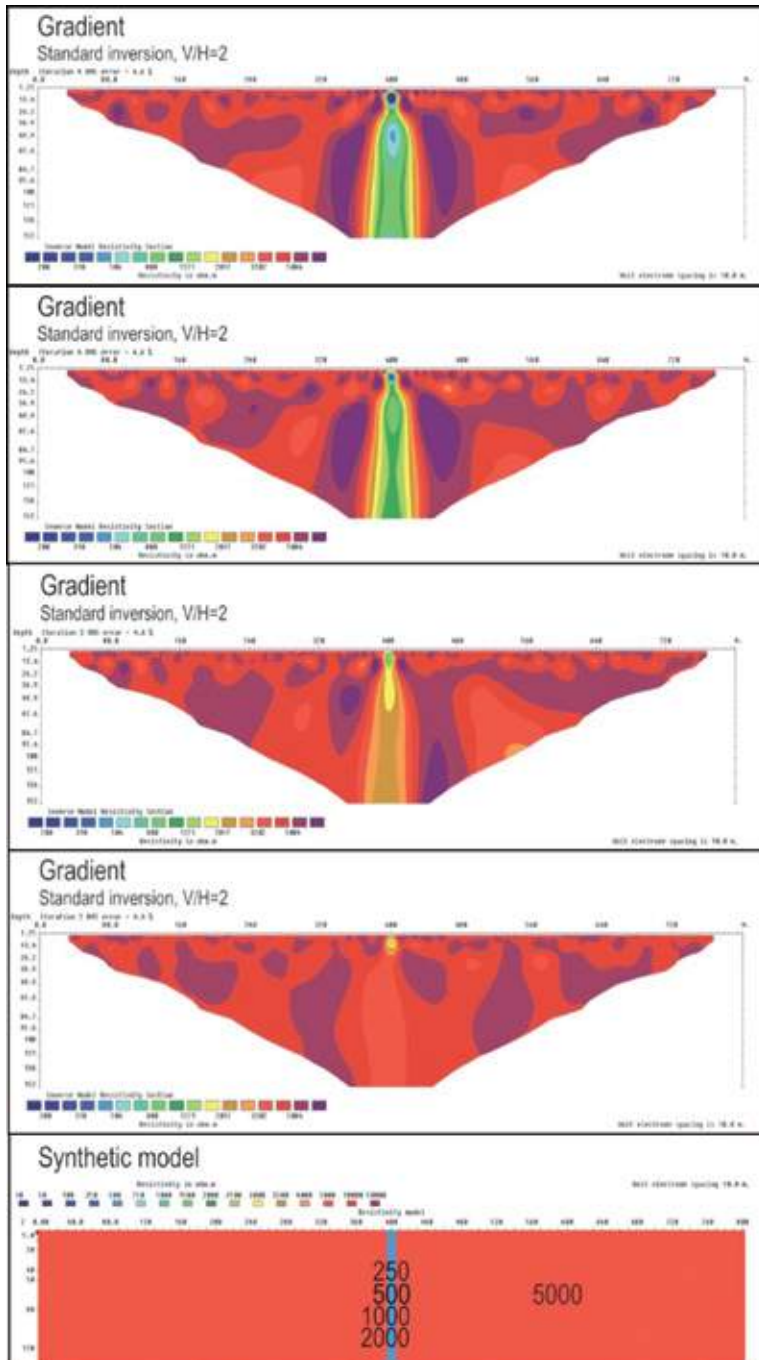
BEGRENSNINGER VED RESISTIVITETSMÅLINGER

Største begrensninger ved resistivitetsmetodens muligheter for kartlegging av svakhetssoner i fjell ligger i resistivitetskontrast mellom svakhetszone og vertsbergart og i sammensetningen og tykkelse av løsmasseoverdekket. Videre vil tekniske installasjoner og eventuelle mineraliseringer i fjellet kunne påvirke måledata.

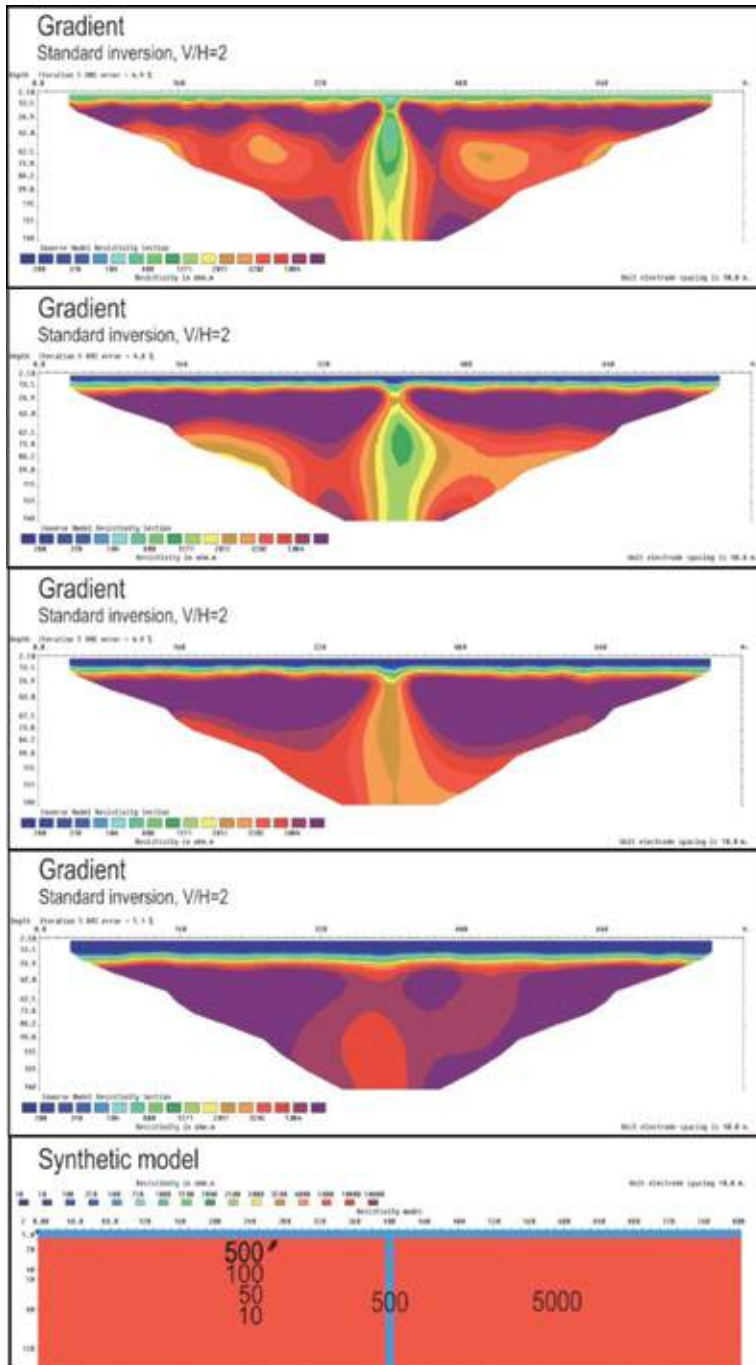
Teoretisk respons fra modeller med forskjellig resistivitetskontrast er vist i Figur 7. Modellen her er en vertikal svakhetszone med bredde 10 meter, dyptgående 150 meter i en frisk bergart med resistivitet 5000 Ωm . Sonens resistivitet varierer fra 250 via 500 og 1000 til 2000 Ωm , noe som tilsvarer en kontrast på 20, 10, 5 og 2,5. Ved de tre største kontrastene er responsen meget klar, men responsen har kunstige effekter med utvidelse mot dypet og høyere resistivitet enn i modellen. Resistivitet og bredde dagnært tilsvarer verdiene i modellen. Dersom kontrasten i resistivitet reduseres til 2,5 blir det vanskelig å følge sonen mot dypet.

Teoretisk respons fra modeller med 5 meters overdekke med varierende resistivitet er vist i Figur 8. Modellen her består ellers av en vertikal svakhetszone med resistivitet 500 Ωm , bredde 10 meter og dyptgående 150 meter i en frisk bergart med resistivitet 5000 Ωm . Resistiviteten i overdekket varierer fra 500 via 100 og 50 til 10 Ωm . En resistivitet på 500 Ωm i overdekket kan være relativt tørr morene eller grus. Modellen gir en klar respons, men med kunstige effekter som tidligere omtalt. Resistivitet på 100 Ωm kan være vannmettet morene eller grusig masse. Også her kommer responsen fra svakhetssonen klart frem, men med enda sterkere kunstige effekter. Overdekket med resistivitet 50 Ωm kan være mer siltige masser, kvikkleire eller leire forbi det kvikke stadiet (Solberg et al. 2008). Denne modellen viser respons på svakhetssonen, men responsen er klart svekket. I den nederste modellen i Figur 8 har overdekket en resistivitet på 10 Ωm noe som tilsvarer marin leire med intakt saltinnhold. Her er responsen på svakhetssonen nesten fraværende noe som skyldes at strømmen her ikke trenger godt nok ned i fjellet. Dette betyr at metoden ikke kan påvise og vise egenskaper til en svakhetszone i fjell dersom den har mer enn ca. 5 meter overdekke av salt marin leire.

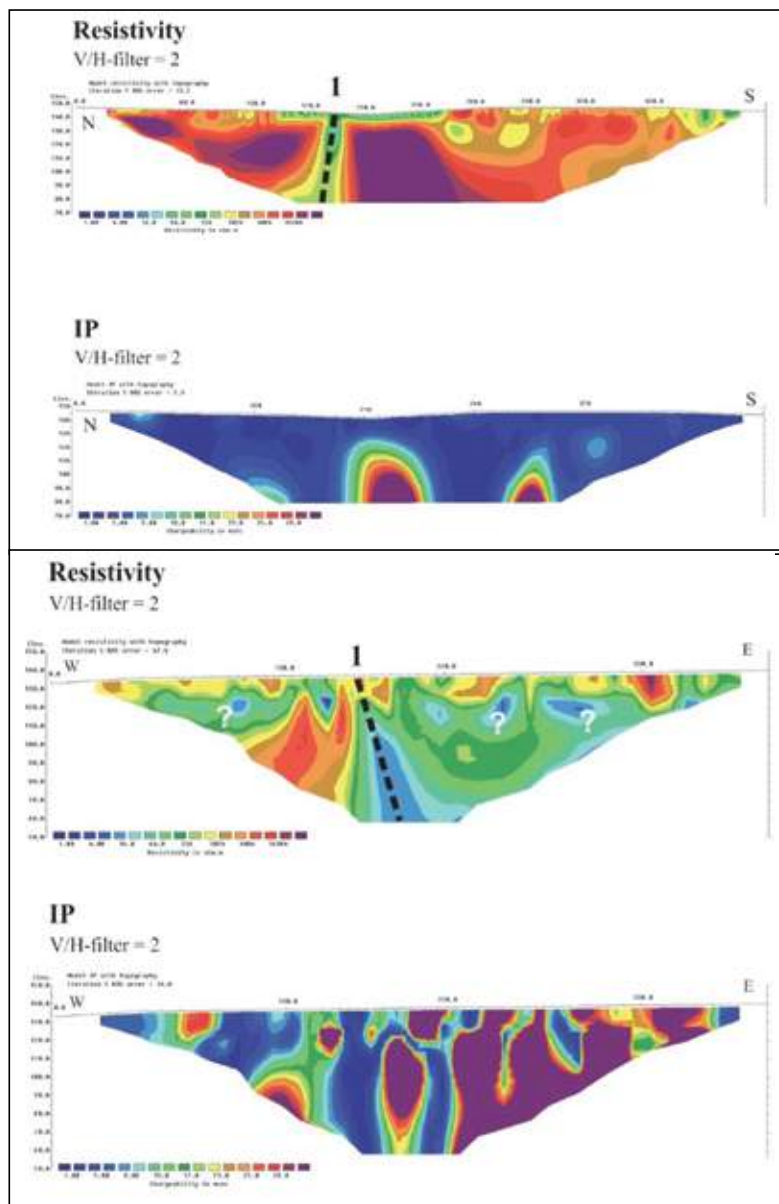
I Figur 9 er det vist to eksempler fra målinger over den planlagte jernbanetunnelen fra Oslo til Ski, Follobanen (Saintot et al. 2011). Måledata øverst viser "normale" resistivitetsverdier i fjell (jevnt over høyere enn 3000 Ωm). Lave resistivitetsverdier dagnært mellom koordinatene 140 og 270, indikerer i underkant av 10 meter med løsmasser. En ca. 15 meter bred svakhetszone med steilt fall mot nord fremstår ved koordinat 190. Indusert Polarisasjon (IP), som kan påvise elektronledende materiale, viser her i hovedsak små effekter. Det nederste eksemplet viser hurtig skiftende og klart unormale lave resistivitetsverdier i fjell (lavere enn 250 Ωm). Det indikeres en svakhetszone, men responsen er uklar og tolkingen blir svært usikker. I dette profilet påvises det svært høye IP-verdier som en normalt ikke skal ha i de aktuelle grunnfjellsbergartene. Den nærliggende tolkning av denne effekten er tekniske anlegg både på og under bakken, noe som viser hvor følsom resistivitetsmetoden kan være for teknisk støy. IP-effekt kan også skyldes sulfider, oksyder eller grafitt, noe som i dette området er mindre sannsynlig.



Figur 7: Modellresponser med varierende kontrast i resistivitet (20, 10, 5 og 2,5). Den vertikale sonens bredde er 10 meter mens utstrekningen mot dyptet er 150 meter.



Figur 8: Modellresponser med varierende resistivitet i overdekket (øverst 500 Ωm, deretter 100, 50 og 10 Ωm). Sonens bredde er 10 meter, resistivitetskontrasten 10 mens dybdeutstrekningen er 150 meter.



Figur 9: Eksempel på resistivitets- og IP-data over planlagt tunnel Oslo-Ski (Follobanen). Øverst fra et åpent lende, nederst i tettbebyggt område (fra Saintot et al. 2010).

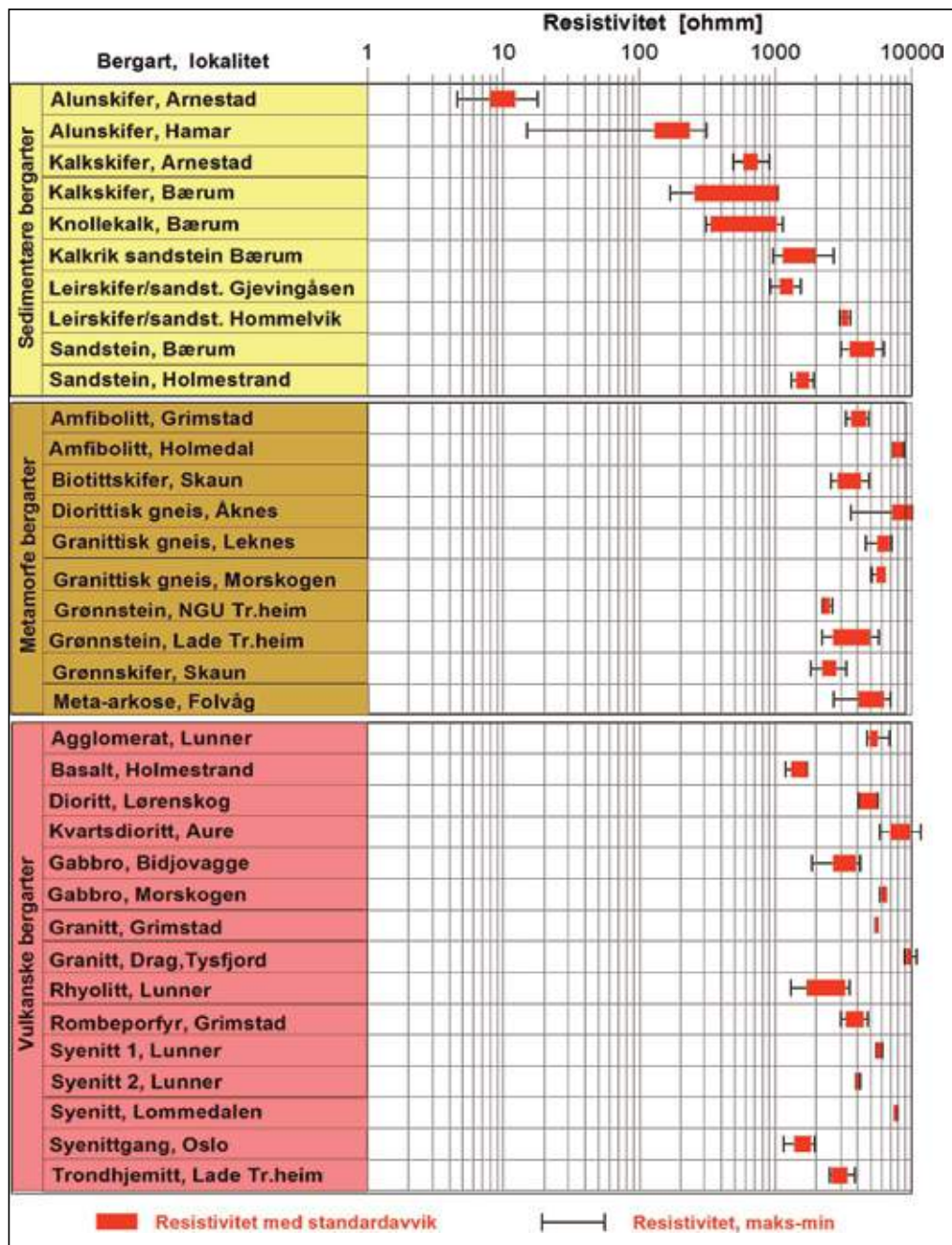
PETROFYSISKE EGENSKAPER I IKKE OPPSPRUKNE NORSKE BERGARTER

Modelleringen har vist at resistivitetsmetoden, som for andre metoder, krever en god kontrast mellom objekt og omgivelser for å kunne gi tolkbare resultater. For å oppnå dette er en avhengig at resistiviteten i den friske ikke oppsprukne bergarten er relativt høy. Dette ble også vist i sluttrapporten fra Miljø- og Samfunnstjenlige Tunneler. En ikke-oppsprukket kalkstein av kambrosilurisk alder i Asker viser lavere resistivitet enn en oppsprukket vulkanitt fra Lunnertunellen (Rønning 2003, Figur 30). Dette ga lav eller ingen effekt av sprekkesoner i fjellet. For å vite om resistivitetsmetoden kan gi tolkbare resultater, er det viktig å vite hva en kan forvente av resistivitet i forskjellige ikke-oppsprukne bergarter. Tilsvarende kan en også si om seismiske hastigheter.

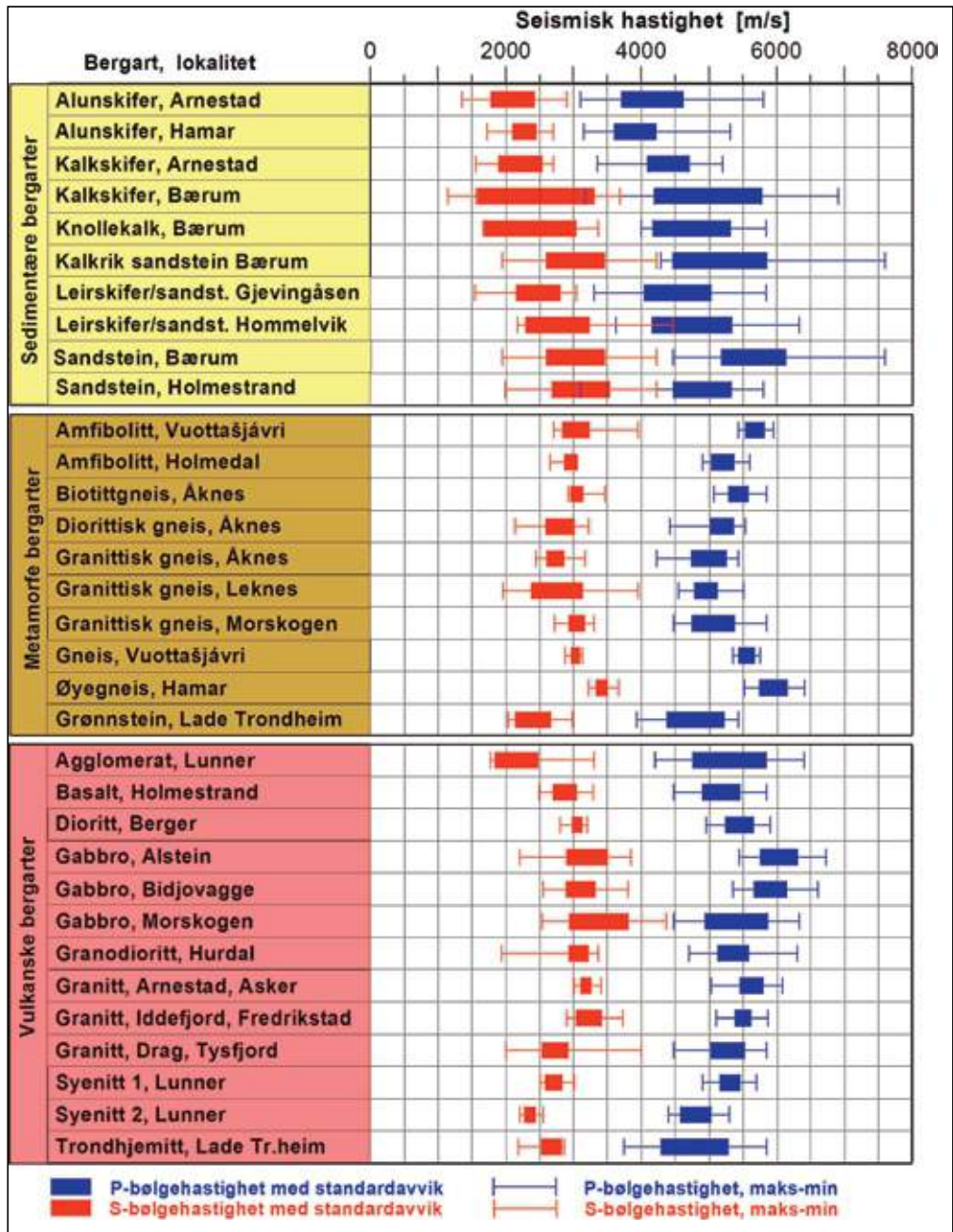
I løpet av de siste 10 årene har NGU logget ca. 90 borehull fordelt utover store deler av landet (Elvebakk 2011). Mange av disse er logget for å skaffe opplysninger om temperatur-gradient i bakken, mens andre er logget for å skaffe informasjon om fjellkvalitet forut for tunnelarbeider. Ofte er resistivitet og seismiske hastigheter (P- og S-bølgehastighet) logget samtidig med temperatur, naturlig gammastråling og ikke minst optisk eller akustisk televiewer. Dette arbeidet har gitt oss en unik database over de fysiske egenskapene i friske bergarter.

Figur 10 viser resistivitet i ikke oppsprukne bergarter. Modelleringen har vist at vellykkede resistivitetmålinger krever en resistivitetskontrast på 5. I bergarter hvor resistiviteten i utgangspunktet er lavere enn 2000 – 3000 Ωm kan det være vanskelig å oppnå en tilstrekkelig god kontrast i resistivitet mellom friskt fjell og sprekkesoner. En klar kandidat for dette er alunskiferen i Oslo-feltet (se Figur 11). Resistiviteten i denne er generelt lavere enn 300 Ωm , og stedvis nede i noen få Ωm . Dette viser at denne bergarten inneholder betydelige mengder elektronledende mineraler, i dette tilfellet grafitt og kanskje noen sulfider. Det anses som lite sannsynlig at en her skal kunne få tolkbare responser på en svakhetssone. Andre kandidater hvor resistiviteten er uheldig lav er kambrosiluriske leirskifre, kalksteiner og knollekalk i Oslo-området, sandsteiner og basalter ved Holmestrand, syenittganger i Oslofeltet og enkelte grønnsteiner og grønnskifre i Trondheimsdekket. Andre vulkanske og metamorfe bergarter har en tilstrekkelig høy resistivitet slik at en klar kontrast mot oppsprukket fjell er mulig.

Seismisk P-bølgehastighet varierer ikke så mye som resistivitet (Figur 11), og her vet vi at refraksjonsseismikk er i stand til å påvise svakhetssoner og i tillegg angi sonenes bredde i de aller fleste bergarter. P-bølgehastigheten er med noen unntak lavere enn 5000 m/s i sedimentære bergarter, og i hovedsak høyere enn 5000 m/s i metamorfe og vulkanske bergarter. Disse data kan til en viss grad være normgivende for hva som er naturlige hastigheter. Ekstremt høye enkeltverdier representerer trolig kunstige effekter forårsaket av måleprosedyren.



Figur 10: Resistivitet i noen ikke oppsprukne norske bergarter (fra Elvebakk 2011).



Figur 11: P- og S-bølg hastighet i noen ikke oppsprukne norske bergarter (fra Elvebakk 2011).

OPPSUMMERING

Gjennom et treårig samarbeidsprosjekt med Statens Vegvesen Vegdirektoratet, har NGU tilrettelagt eksisterende data for tunnelplanleggere og i tillegg sett kritisk på nyere teknikker som kan benyttes ved forundersøkelser.

NGU's grunnvannsdatabase (GRANADA) inneholder informasjon fra 50.000 brønner, bl.a. vanngiverevne. En oversikt over vanngiverevnen i hovedbergarter er statistisk beregnet og kartfremstilt. Dette er data som er interessante for de som skal lete etter vann, men også for tunnelbyggere der vannlekkasjer er et problem.

Mulighetene til å tolke fall og dyptgående av svakhetssoner i fjell ved refraksjonsseismisk tomografi er undersøkt ved alternative tolkninger av eksisterende data og ved rapporterte modelleringsforsøk. Det kan se ut som at tomografisk tolkning er mer følsom enn tradisjonelle seismiske tolkningsteknikker, men ut fra modelleringsforsøk kan det reises tvil om metodens pålitelighet. Dette bør derfor undersøkes nærmere.

Modellering viser at en med resistivitetsmetoden kan lokalisere og tolke sprekkesoners bredde, dyptgående og fall. Mulighetene til å påvise leire i sprekkesonene har så langt vist gode resultater. Ved elektrisk godt ledende overdekke vil responsen fra svakhetssoner i fjell svekkes, og fem meter med marin leire vil skjerme for informasjon fra fjellet. Som ved alle andre geofysiske metoder er også resistivitetsmetoden avhengig av en god kontrast for å kunne kartlegge svakhetssoner. På grunnlag av geofysisk logging av i alt 90 borehull er resistivitet i ikke oppsprukne norske bergarter sammenstilt. Ut fra disse data kan en avgjøre i hvilke bergarter resistiviteten er tilstrekkelig høy til å gi gode kontraster for kartlegging av svakhetssoner. Tilsvarende kan det samme datasettet benyttes til å si hva som er normale seismiske hastigheter i norske bergarter.

REFERANSER

Barton, N. 2007: Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy. Taylor & Francis Group. London, 2007 (Figure 5.36).

Elvebakk, H. 2011: Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og naturlig gammastråling i norske bergarter. NGU Rapport 2011.042 (60 s.).

Gundersen, P. & de Beer, H. 2009: Statistikk vanngiverevne i forskjellige bergarter. ForForUT deloppgave 3. NGU Rapport 2009.066 (9 sider, 7 kartbilag).

Ganerød, G. V., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Holmøy, K., Nilsen, B. & Braathen, A. 2006: Comparison of geophysical methods for sub-surface mapping of faults and fracture zones in a section of the Viggja road tunnel, Norway. Bull. Eng. Geol. Env. (2006) 65: 231 – 243. ISSN: 1435-9529 (Paper) 1435-9537 (Online).

Ganerød, G.V., Dalsegg, E., Olesen, O., Rønning, J.S., Saintot, A. & Tønnesen, J.F. 2010: Kartlegging av svakhetssoner i fjell; Eksempler fra tunnelprosjektene Eikrem (SVV) og Holmestrand (JBV). Bergmekanikkdagen 2010, foredrag nr. 30 (14 s.).

Heincke, B., Maurer, H., Green, A.G., Willenberg, H., Spillmann, T. & Bulini, L. 2006: Characterizing an unstable mountain slope using shallow 2- and 3D seismic tomography. *Geophysics* 71. B241, B256.

Jansen, S. 2010: Parameter investigation for subsurface tomography with refraction seismic data. Master Thesis in Geophysics, Nils Bohr Institute, University of Copenhagen (121 pp.).

Intelligent Resources Inc. 2009: Seismic Refraction and Crosshole Tomography- Surface Seismic Models for Geotechnical Engineering and Exploration. <http://rayfract.com>

Olesen, O. 2006: Aktsomhetskart for tunnelplanlegging, sentrale Østland, geofysisk tolking av tropisk dypforvitring, Målestokk 1: 100.000. Norges geologiske undersøkelse, Trondheim.

Olesen, O., Dehls, J.F., Ebbing, Henriksen, H., Kihle, O. & Lundin, E. 2007: Aeromagnetic mapping of deep-weathered fracture zones in the Oslo Region – a new tool for improved planning of tunnels. *Norwegian Journal of Geology* 87, pp. 253 - 287.

Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G.V. & Rønning, J.S. 2009: Resistivity Modelling of Fracture Zones and Horizontal Layers in Bedrock. NGU Report 2009.071.

Reynolds 2011: An Introduction to Engineering and Environmental Geophysics, Second Edition. Wiley & Sons, UK.

Rønning, J.S. 2003: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser. Statens vegvesen, Publikasjon 102.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H. & Storrø, G. 2003: Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity. 9th EEGS European Meeting, Prague, August 31 – September 4 2003. Extended Abstract: Proceedings P005.

Rønning, J.S., Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H. & Gellein, J. 2007: Dypforvitring i Oslo-regionen. Påvising og oppfølgende undersøkelser. NGU Rapport 2007.034.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V. & Heincke, B.H. 2009: Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity. Proceedings from 5th Seminar on Strait Crossings, Trondheim, June 21 – 24 2009, p. 439 - 444 (SINTEF/NTNU).

Saintot, A., Dalsegg, E. & Rønning J.S.: Resistivity measurements and structural geology along the railroad tunnel transect Oslo - Ski. NGU Report 2011.004.

Sheehan, J.R., Doll, W.E & Mandell, W.A. 2005: An Evaluation of Methods and Available Software for Seismic Refraction Tomography Analysis. *JEEG*, March 2005, Volume 10, Issue 1, pp. 21–34.

Solberg, I.L., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Hansen, L., Rokoengen, K. & Sandven, R. 2008: Resistivity measurements as a tool for outlining quick clay extents and valley fill stratigraphy: a feasibility study from Buvika, Central Norway. *Canadian Geotechnical Journal* 45: 210-225

Westerdahl, H. 2003: Seismisk modellering. Modellering av seismiske data over løsmassefylte depresjoner, svakhetssoner og ved kabelheng. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport 32. Statens vegvesen.

Wisen, R. 2008: Refraksjonsseismiske undersøkelser for fellesprosjektet E6 – Dovrebanen Strekningen Langset – Kleverud. Jernbaneverket/Veidirektoratet Norge. Rambøll DK Rapport RGW 20080708C(0).

Zelt, C., Powers, M., Heines, S. Sheehan, J. & Doll, W.: Seismic Refraction Shootout: Presentation of true model and comparison with Estimated Models. SAGEEP Meeting in Charleston, SC, April 2011.

SPENNINGSOVERVÅKNING I RANA GRUBER**Rock stress monitoring at Rana Gruber**

Senioringeniør Trond Erik Larsen, SINTEF Byggforsk

SAMMENDRAG

I forbindelse med at Rana Gruber AS legger om bryningsmetoden fra skivepall til skiveras har SINTEF Byggforsk faggruppe for Geologi og bergteknikk gjennomført bergspenningsmålinger med 2-dimensjonal overboringsmetode ved 6 lokaliteter. Formålet med målingene er å skaffe en oversikt over spenningsnivået i horisontalplanet i bergmassen. Videre er det installert langtidsdoorstoppere og ekstensometre for å avdekke/overvåke spenningsendringer og deformasjoner som vil komme i overgangen fra skivepall til skiverasbrytning.

SUMMARY

SINTEF Building and Infrastructure department of Rock Engineering has conducted 2-dimensjonal rock stress measurement at 6 locations at Rana Gruber iron oxide mine. 2D-overcoring will provide the horizontal stress situation. Long term doorstoppers and extensometers will monitor the stress and deformation situation during the planned change of mining method from sublevel stoping to sub level caving

1.0 Innledning

Rana Gruber er i ferd med å endre drivemetode fra skivepall til skiverasbrytning ved Kvannevann underjordsgruve. De nevnte drivemetodene er illustrert i figur 3. Den nye drivemetoden er avhengig av at malmkroppen og omkringliggende bergmasse sprekker opp for å kunne drive kontrollert og sikkert under jord. SINTEF og NTNU utfører en rekke undersøkelsesprogrammer ved Rana Gruber AS for å overvåke bevegelser/endringer på overflaten og i underjordgruven. NTNU's overvåkning av dagbruddet er basert på totalstasjon med definerte kontroll linjer som vist i figur 1. SINTEF har modellert dagbrudd og omkringliggende område for å kunne forutsi endringer i overflaten og hvilket område som blir berørt etter hvert som Rana Gruber etablerer nye driftsnivåer under jord som vist i figur 10. Nghia Trinh ved SINTEF har gjort ingeniørgeologiske kartlegging og numerisk modellering av dagbruddet i forkant av den store åpningssalven som markerte starten på skiverasbrytning under jord. SINTEF's overvåkningsprogram i underjordsgruven utføres i brytningsområdet på nivå 221 og ved viktige områder i gruvens infrastruktur.

2.0 Overvåkningsprogram under jord

Overvåkningsprogrammet har som mål å registrere spenning- og tøyningsendringer i gruen. Det er viktig å kunne registrere endringene i eksisterende infrastruktur på et tidlig tidspunkt for å kunne gjøre tiltak. SINTEF planlegger å utføre oppdraget ved installasjoner og målinger i takt med drivingen av gruva. Dette medfører at det må gjennomføres flere turer til anlegget ved ulike tidspunkter for å installere måleutstyr.

2.1 Første installasjon:

Nivå 221

- Standard 2-dimensjonal bergspenningsmåling i takhull før skive,-rasbrytning starter i samme ort som ekstensiometer installers

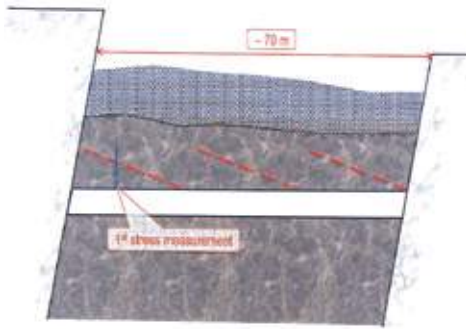
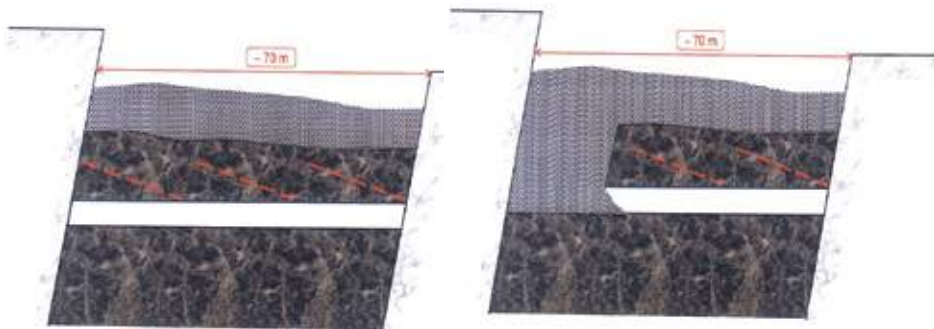


Figure 4 Installering av ekstensiometre og standard doorstoppermåling Nivå 221 Ort5

Installere 3 stk "A-5 VW Hydraulic bladder type anchor" med 3 anker i Ø89 mm hull boret av oppdragsgiver med fjernavlesning i boreort 5 nivå 221. Disse ekstensiometrene skal overvåke brytningsmetoden etter hvert som driften fremskrider slik som figurene nedenfor viser.



- Installering av 5 stk langtidsdoorstopper på forskjellige lokaliteter i boreort 5, borort 41 og Sjakt 2 (takhull)

Nivå 250 verkstedsområde

- Installering av en langtidsdoorstopper for spenningsovervåkning (takhull)

Nivå 123 Kantineområde

- Installering av en langtidsdoorstopper for spenningsovervåking (takhull)

2.2 Andre installasjon

Nivå 221

- Standard 2-dimensjonal bergspenningsmåling i takhull etter at skive-rasbrytning har startet

2.3 Tredje installasjon

Nivå 221

- Standard 2-dimensjonal bergspenningsmåling i takhull når driften når det andre ekstensometeret.

2.0 Målemetodikk

3.1 Ekstensometer

SINTEF har installert 3 stk. Rod-type borehull ekstensometer A5 med hydrauliske anker på nivå 221 ort 5. Ekstensometrene som er installert har 3 anker (ved 2 meter, 7 meter og 15 meter) og er montert i hull som har 89 mm i diameter. Måleområdet er 100 mm.

Ekstensometrene er koblet til en datalogger som logger kontinuerlig (hver 6. time). Data lastes ned til datamaskin ved jevne mellomrom inntil telefonmodem for fjernavlesing blir tatt i bruk.



Figure 5 Skjematisk bilde av ekstensometerhode

3.2 2-dimensjonal spenningsmåling

Todimensjonale bergspenningsmålinger utføres ved at et diamantborehull bores inn til ønsket dyp, og hullbunnen flates av med en spesiell borkrone. En orientert målecelle (doorstopper) limes til hullbunnen og nullavlesning foretas. Deretter overbores kjernen og spenningene avlastes. Dette fører til tøyninger som registreres av en trådtøyningsgiver vist i figur 3.2, og disse leses av på en målebro. Den todimensjonale spenningstilstanden beregnes ut fra tøyningene og tilhørende elastiske egenskaper blir funnet ved laboratorieforsøk. Teoretisk skal $\varepsilon' + \varepsilon'' = \varepsilon''' + \varepsilon''''$. Dette indikerer at målingene er av god kvalitet. Denne kontrollen er presentert for hver enkelt måling i resultattabellene.

Målehullet kan plasseres både horisontalt og vertikalt. Spenninger som virker langs målehullet vil imidlertid påvirke resultatene betydelig. Derfor blir metoden fortrinnsvis benyttet for måling der man kan anta at spenningene parallelt med hullaksen er lav eller tilnærmet null. Dette gjelder for eksempel når det måles i horisontale hull i vertikale pilarer, og i vertikale hull i taket av bergrom nær selve bergrommet.

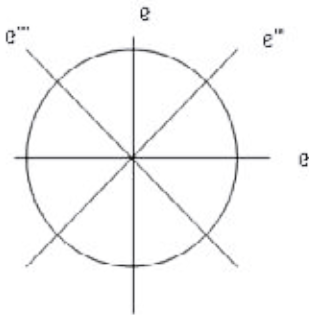


Figure 6 Skjematisk oppsett av trådtøyningsgiver-rosetten i en "doorstopper" målecelle

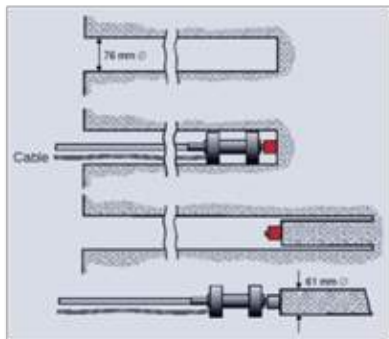


Figure 7 2-dimensjonal bergspenningsmåling

3.3 Langtidsdoorstopper

Langtidsdoorstopperen blir limt i bunnen av hullet (Ø 76 mm) som på forhånd er utflatet med en spesialborkrone. Under boringen av hullet, inn til ønsket dyp, blir det gjort standard doorstoppermålinger med jevne mellomrom (2 – 3 stk.) innover i hullet for å finne de opprinnelige bergspenningene, se figur 1. Den siste standardmålingen blir tatt så nær det planlagte hulldyp for langtidsdoorstopperen som mulig (normalt innenfor 10 – 20 cm). Langtidsdoorstopperen blir så installert. Avlesningene gjøres med en målebro

(måleforsterker) for strekkappmålinger. Avlesningshyppigheten tilpasses situasjonen som skal overvåkes. Målebroen kan fraktes ut og inn av gruva mellom hver avlesning.

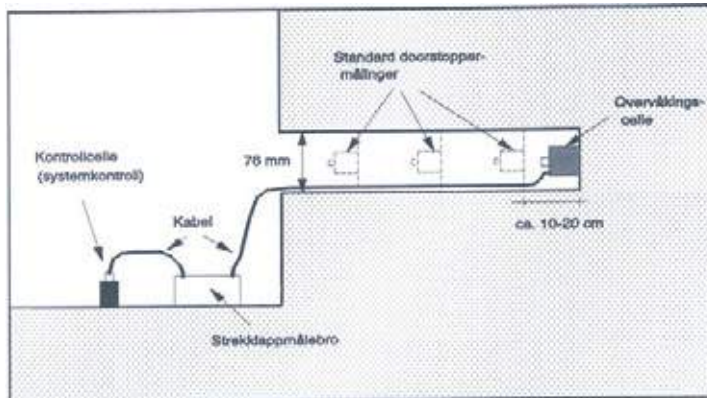


Figure 8 Måleprosedyre ved installasjon av langtidsdoorstopper i horisontale hull



Figure 9 Målebro for avlesning av strekkapper

I tilknytning til en av de installerte langtidsdoorstopperne monteres det en doorstopper-dummy som må avleses ved jevne mellomrom for å kontrollere at målesystemet virker som det skal. Dummyen er ikke limt fast til fjell og skal gi de samme verdiene under hele måleperioden. Ved avlesning av 5 langtidsdoorstopperne vil avlesningsprosedyren være som følger: avlesning av alle langtidsdoorstopperene samt avlesning av doorstopper-dummy. Målebroen kobles til med en kontakt. Verdiene fra avlesningene legges inn i et regneark der spenningsendringene plottes. Det anbefales at målingene gjøres av samme person. Måleprinsippet for strekkappmålinger er at strekkappene registrerer motstandsendringer som relateres til tøyningendringer. Spenningsendringene kan så beregnes ved å bruke tøyningdifferansen fra null-avlesning til avlesningstidspunktet og de elastiske egenskapene til bergarten. Den beregnede spenningsendringen blir så sammenlignet med spenningsverdiene for de initielle målingene.

4.0 Målestedene

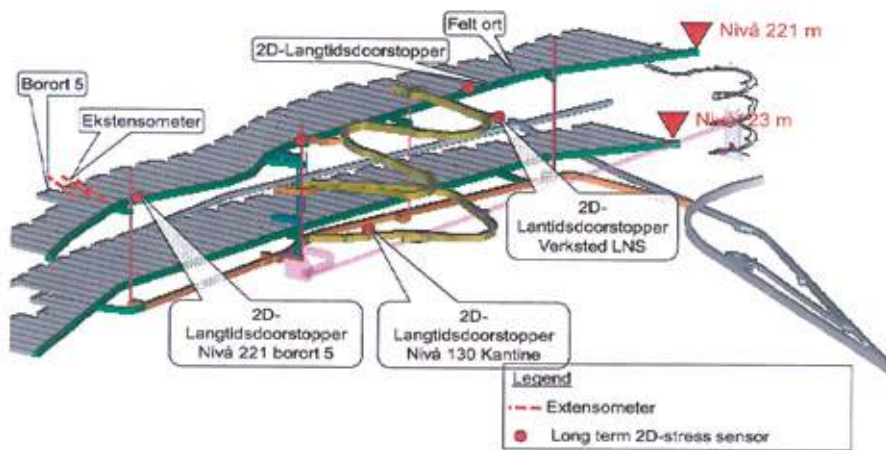


Figure 10 Gruva og lokalitetene for målestedene

4.1 Standard 2D og Langtidsdoorstopper

2-dimensjonal berspenningsmåling ble utført ved fem lokaliteter, nivå 221 ort 5, nivå 250 Verksted LNS, nivå 221 ort 41, nivå 221 Sjakt 2 og nivå 130 Kantine. Ved lokaliteten på nivå 221 ort 5 ble det utført todimensjonale målinger med standard doorstopper i et vertikalt hull T1. Det ble utført 3 initierende enkeltmålinger med standard doorstopper ved de fem andre lokalitetene. Etter at disse målingene var utført ble en langtidsdoorstopper montert innerst i borehullet ved alle fem lokalitetene for å overvåke eventuelle spenningsendringer over tid.

4.2 Ekstensometer

Det ble installert 3 stk, Rod-type ekstensometre på nivå 221, ort 5 som er i området hvor åpningen av skiverasbrytning finner sted (se figur 7).

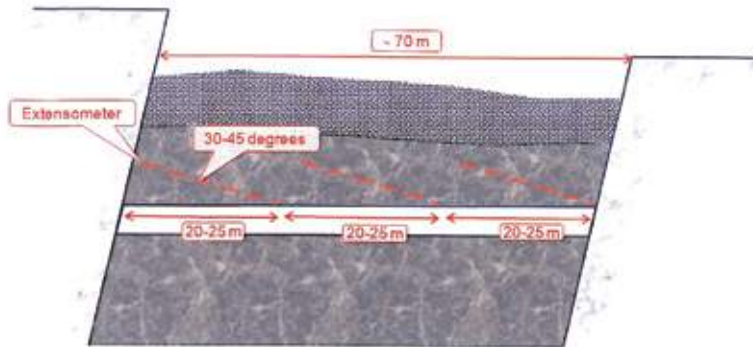


Figure 11 Lokalisering av ekstensometer i ort 5 nivå 221



Figure 12 Installering av ekstensometer nivå 221 borort 5

5.0 Måleresultater

Det er utført målinger av de opprinnelige spenningene ved alle målepunktene til langtidsdoorstopper. Det er registrert høye spenninger ved alle målepunktene. "Core discing" er observert ved flere av lokalitetene. Figur 9 viser de høye spenningene ved nivå 221 borort 5 samt at figur 10 viser orienteringen av disse spenningene. Det vil bli utført bergspenningsmåling med standard doorstopper i to målerunder etter at skive-rasbrytningen er åpnet.

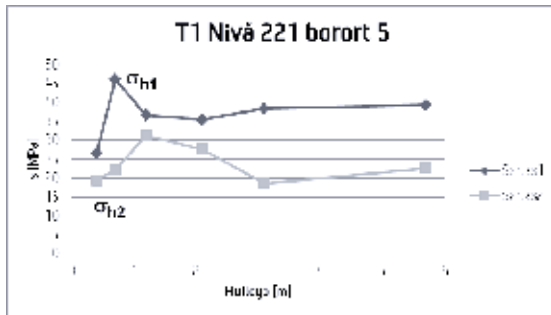


Figure 13 2D resultater nivå 221 Ort 5

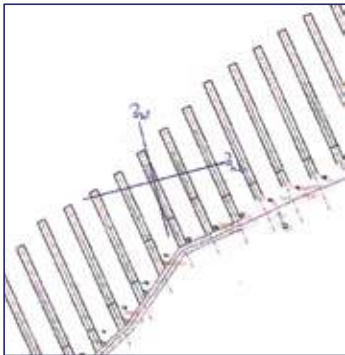


Figure 14 Horisontalspenningsretninger 2D hull Nivå 221 ort 5

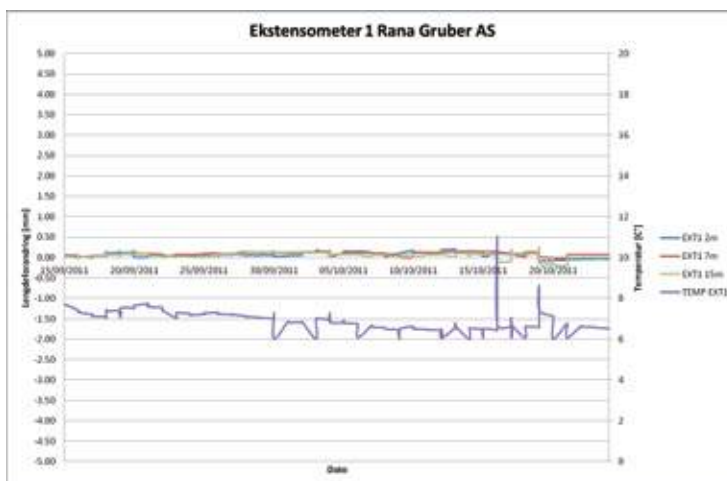


Figure 15 Måledata fra ekstensometer 1 på nivå 221 ort 5

6.0 Sluttkommentarer

- Rana Gruber endrer drivemetode fra skivepall til skiversbrytning
- Noen bergmekaniske utfordringer:
 - Forskyvning eller rasvillighet av hengsiden
 - Stabilitet av "liggsiden"
 - Spenning- og deformasjonsendringer i driftsorter
 - Spenningsendringer i infrastrukturen
 - For å undersøke disse problemstillingene er det etablert kompliserte numeriske modeller, både 2D og 3D modeller
- Et overvåkningsprogram for gruva er etablert som består av :
 - Overflateovervåkning ved bruk av geodetisk kartlegging
 - Overvåkning under jord ved bruk av ekstensometer, 2D bergspenningsmålinger og langtidsdoorstoppere.
 - Initielle spenningsmålinger med doorstoppere indikerte høye bergspenninger i malmkroppen. σ_{h1} er målt til 35-50 MPa og σ_{h2} er mellom 20-25 MPa.

Rana Gruber har på en utmerket måte fulgt opp overvåkningsprogrammet ved regelmessig å avlese langtidsdoorstoppere og samle data fra ekstensometre. Innsamling av data har vært kontinuerlig utført i en måned i forkant av åpningen av ras for å ha et sikkert sammenligningsgrunnlag.

BEGREPET FROSTMENGDE; ER DETTE EN RETT PARAMETER FOR DIMENSJONERING AV VANN- OG FROSTSIKRING I NORGE? RESULTATER OG KONKLUSJONER FRA ETT ÅR MED TESTER I FROSTLABORATORIET VED SINTEF**FROST AMOUNT; A RELEVANT PARAMETER FOR DESIGN OF WATER AND FROST PROTECTION IN NORWAY? CONCLUSIONS AFTER A YEAR OF TESTING AT SINTEF FROST LABORATORY**

Sjefsforsker/Professor II Eivind Grøv, SINTEF/NTNU

SAMMENDRAG

SINTEF har, med midler fra Jernbaneverket, etablert et laboratorium for å kunne teste samvirket og varmeutvekslingen mellom tunnelrommet og vann- og frostsikringen, og deretter mellom vann- og frostsikringen og bergmassen innenfor. Selve frostlaboratoriet ble ferdigstilt ved årsskiftet 2009/2010 og man kunne begynne testinger tidlig 2010. Solveig Vassenden gjorde på en prosjektoppgave og diplomoppgave knyttet til dette laboratoriet og hun har tidligere presentert sine funn, observasjoner og resultater. Etter at disse arbeidene ble ferdigstilt og presentert har det vært gjort ytterligere tester i Frostlaboratoriet. De første testene som ble gjort, de som dannet grunnlaget for Vassendens arbeider var basert på bruken av Masterseal 345 som vannsikring. Dette skyldes at Jernbaneverket ønsket å teste dette konseptet for den tunnelen de skulle, og siden faktisk har bygget gjennom Gevingåsen på grensen mellom sør- og nord-trøndelag. Frostlaboratoriet har så blitt benyttet også til å teste med Giertsen tunnelhvelv T100 intallert. Tidligere har SINTEF gjort en teoretisk vurdering av dette vannsikringssystemet og det har vært av interesse å sammenligne de konklusjonen man traff basert på teoretiske vurderinger med tester i Frostlaboratoriet. Testene vi har utført viser at det er god grunn til å tro at frostmengde som parameter ikke er egnet som en parameter for å godkjenne eller prosjektere vann- og frostsikring i norske infrastruktur tunneler.

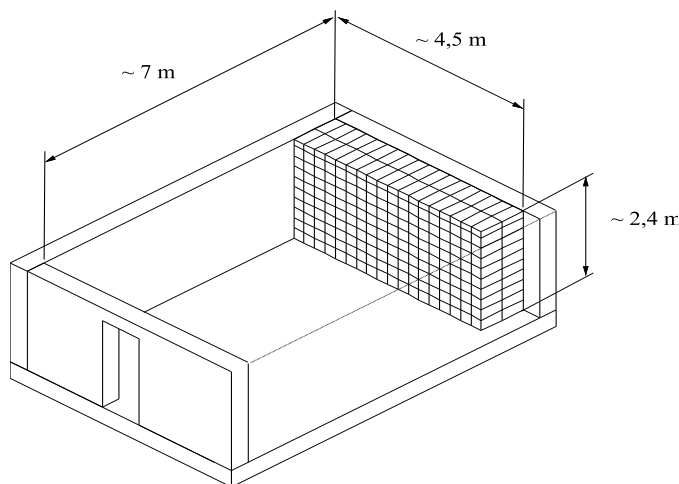
SUMMARY

A typical rock mass is an infinite body which holds a temperature of 7-9 degrees Celcius at the typical depth of infrastructure tunnels in Norway and this temperature is constant throughout the year regardless of the outdoor temperature. Only the sections adjacent to the tunnel portals are exposed to fluctuating temperatures. Whilst the tunnels have a rather limited volume which is filled with a light material as air, and which to a certain extent is influenced by the outdoor temperature. Literally, the rock mass is shuffling heat into the tunnel resulting in an impact on the tunnel air in terms of increasing its temperature. Does it work like this? This article and the testing in the Frost laboratory presents some answers to this question. A number of tests have been undertaken in the Frost laboratory that has been established at SINTEF in Trondheim. These tests include the Masterseal 345 a prayable water protection system developed by BASF, and most recently Giertsen Tunnel T100 has been tested also. For the latter concept a theoretical approach was done some years to try and calculate the development which today can be tested in the Frost laboratory. Based on these test we find sufficient evidence to propose that the current frost amount being advocated by the road and rail way authorities in Norway is an insufficient parameter to use for approval of water shielding and design of the same.

BAKGRUNN FOR BYGGING AV ET FROSTLABORATORIUM

Ideen med å bygge et Frostlaboratorium er faktisk flere år gammel, den ble først fremmet som en skisse i en rapport skrevet for Giertsen Tunnel AS i 2006, da SINTEF gjorde en teoretisk analyse av hvordan Giertsen Tunnelhvelv T100 fungerte termodynamisk. Denne numeriske analysen ble støttet av felldata som Statens vegvesen hadde samlet inn fra flere tunneler der dette hvelvet var inninstallert og som vi fikk tilgjengelig og kunne bruke til å kalibrere en teoretisk modell.

Vi følte imidlertid et behov for å kunne støttet våre teoretiske analyser av kontrollerte laboratorietester, da vi også hadde spørsmål ved de utførte feltmålingene fra tunneler i operativ fase. En numerisk analyse støttet av laboratorietester er en fortrukket kombinasjon med hensyn på vitenskaplig dokumentasjon. Det varte og rakk imidlertid før det kom en aktør på banen som fattet interesse for å være med å støtte byggingen av et slikt laboratorium.



Figur 1. Slik så den først skissen ut av et Frostlaboratorium, et rom med isolerte vegger, gulv og tak samt en "steinvegg" mot kortenden av rommet

Skissen over viser hvordan man først tenkte seg at man skulle etablere et frostlaboratorium, heldigvis ble det ikke bygget, slik for det ville neppe fungert slik man hadde tenkt. Det var først da Jernbaneverket skulle igang med de siste forberedelsene til byggingen av Gevingåsen jernbanetunnel at det ble aktivitet i planene om å bygge et slikt laboratorium. Jernbaneverket kom inn og finansierte byggingen av laboratoriet og det første dette laboratoriet ble benyttet til var å kjøre tester på BASF Masterseal 345. Derfor får denne artikkelen gleden av å starte med å presentere Frostlaboratoriet gjennom de tester og det arbeidet som ble gjennomført for Jernbaneverket, spesielt rettet mot Gevingåsen jernbanetunnel og med inninstallert BASF Masterseal 345.

På våren 2007 ble det i regi av Statens vegvesen arrangert en "Idé-dag Tunnelutvikling Vann- og Frostsikring". Undertegnede ble invitert av arrangøren for å gi en presentasjon knyttet til følgende tittel: "Rammer og regelverk. Er forutsetningene gode nok for utviklingsarbeid? Funksjonskrav til kledninger." Undertegnede fortok en grundig gjennomgang av den versjonen av Håndbok 163 som på det tidspunktet gjaldt og laget et foredrag som vist over. Se