

Blir ikke konturen bra av dette, går en over til alternativ kontur med tettere boring. Med samme sprengstoff og ladesystem blir påkjenninga på konturen kraftig forsterket, og mer opp bommet.

Et avsnitt i samme bok, om å hugge skog i linja, som skal brukes til ved, er mere utfyllende.

En kan sprengre mye dårlig kontur etter disse retnings linjer.

Til alt overmål er det en feil der også, det står at ladningen på innerkonturen, skal tilpasses avstand til konturen.

Jeg lærte ganske tidlig at ladningen må tilpasses forsetninga, altså stikk mot det som står i denne håndbok, fra 2010.

Kan det være at ingen leser de få linjene som beskriver sluttproduktet, tunnelkontur.

For en byggherre som bestiller bygging av en tunnel, som skal vare i noen år, med stor trafikk, er dette meget viktig, etter min forstand.

Har utviklingen bidratt til en bedre kvalitet på tunnelkonturen?

Er alle nyvinninger innenfor boring og sprengstoff kommet tunnelen til gode?

Har vi verdens beste tunnelteknologi?

La oss summere opp:

Knematerdrift og patronert sprengstoff i 50- 60 årene.

Historien forteller oss at denne bore og sprengnings metoden var det beste som er utført når det gjelder fin, stabil kontur.

Meget skånsom sprengning ga fin kontur med lang levetid, også i store tverrsnitt. Rallaren kunne det å utnytte alle knep, for å få mest mulig ut av boring og sprengstoff. Det med god krumming på stoffen, som gav han bedre inndrift med minst mulig bore hull og sprengstoff, var velkjent. Konturen var han ikke opptatt av, den ble uansett bra med denne teknikken.

60 årene hadde fordelen med riggboring med korte salver og liten borhulldiameter.

Kilkutten ble borte, og grovhullskutten overtok, uten at det hadde virkning på konturen.

Ved riggboring mistet borer litt av kontakten med stoffen, men det ble ofte løst med en person som på sålen og kontrollerte retning og plassering av borehullet. Bruk av riktig sprengstoff ga i stort sett det samme gode resultatet.

Sprengstoffet var det samme som ble brukt på 50 tallet.

70 årene var det store ti året med utvikling.

Hydraulmaskiner kom for fullt 1975, Atlas Copco 1038 var en revolusjon innenfor boring. Borsynk som var utrolig, det at en slapp kondens og diesel/propan brennere var på miljø og sikkerhetsiden et datidens «Elghufs».

Dette sammen med innføringen av bulksprengstoff ga uttelling i inndrift og arbeidsmiljø.

.

For konturen derimot ble det tilbakeskritt, selv med rørladning.

Hydraulmaskinenes høyere borsynk resulterte i større boravik og feil ansett.

Jeg husker en bas sa til meg når jeg kritiserte avviket, »*De maskinene borer så raskt at jeg ikke får rettet inn boret, før det har boret en halv meter*» .

På den tiden var det vanlig, spesielt i konturen, og skråne på litt mot veggen, for så og rette boret inn.

Min konklusjon for 70 årene noe dårligere kontur, grunnet boravvik.

80 årene var gullalder for tunneldrift, på mange måter.

Forbedringer på eksisterende utstyr og sprengstoff.

Dynos mange varianter av rørladning gjorde at vi fikk en forbedring av konturen,

Vi var midt i vannkraftutbyggingen, så mange gode konturer er fylt med vann, det er heldigvis de dårlige og.

Jeg bygger uttalelsen på vår store grundige utprøvningsperiode i dette tiåret.

Vi forbedret muligheten til en bedre kontur i 80 årene.

90 årene var et tilbakeskritt for tunnelkonturen i Norge.

Vi tok i bruk sprengningsteknikker som gruvene brukte i sin rom og pilar drift. Det å ta i bruk denne teknikken, med lange salver og grove borehull var ødeleggende for faget tunnelbygging.

Hadde Romeriksporten blitt drevet med samme teknikk som på 80 tallet, ville ikke Putttjern, og andre tjern som ble tømt, merket at det ble sprengt tunnelen under seg.

Nu kan det virke som den tunnelen ikke er helt ferdig ennå, en blir ikke så overrasket om en må stenge den. og gjøre den ferdig for tog som har hastigheter over 80 km.

Hadde tunnelen blitt sprengt etter prinsippet, korte salver og skånsom kontursprengning, ville det vært mulig å ferdigstille den på kortere tid en det som ble brukt.

2000 og frem til i dag har brakt oss langt tilbake med tanke på konturen.

Overgang til full datastyring har ikke bidratt til bedre kontur, tvert i mot har den bidratt til en forverring av innspenningen for rastene nærmest konturen, og selvfølgelig konturrasta.

Dette bygger jeg på det faktum at stoffen har blitt flat og ikke krommet, som i gamle dager.

Det er forståelig at flyttingen fra hull til hull med en datarigg går raskere med flat stoff, men det er tunnel vi bygger, og der er konturen i fokus. Profilen er blitt bedre, men hva hjelper det når den er opp bommet,

Skal en få optimale forhold for en kontur, må en starte 2 meter fra konturrasten og minske innspenningen.

Innerkontur og konturhull må være helt frikoblet, det vil si at hullene er minst 15cm. forskjøvet.

Da kan en klare seg uten, eller en svært begrenset bunnladning, nærmest en primer. De tunge takene må en foreta seg rundt kutt og hjelpere der innspenningen er maksimal.

Så er det salveskjøtene (hakk mellom salvene), det kan virke som en har glemt skolelærdommen. Har du krav om maks 30 cm i stikning,(hakk), kan du ta fram tabellen og regne ut hvor lange stenger du kan bruke med vinkel på 6%.. Enkelt og greit. En kan prøve å forklare større hakk med at det er umulig med så lange stenger, vel kommer en til forståelse med kontrakten, er alt vel, bortsett fra hakket.

Utpørvinger for bedre kontur.

Det er blitt gjennomfört en rekke forsök for å forbedre tunnelkontur. Vegvesenet har publisert flere rapporter om emnet.

Konklusjonen er at det sprenges for brutalt, og at det er et stort forbedringspotensiale.

Tiltakene uteblir, og det virker som en har gitt opp.

Jeg tror at en begynner i feil ende når en skal gjøre forsök, en starter med å justere hullavstand i konturen, og lader med det som er i bruk på anlegget, som regel emulsjon.

Da får en samme resultat som var tilstede før, men med kraftigere opp bombing.

Det som en burde vært gjort var å lese kontrakten, se på hva som er bestilt, og kontrollere at alt er i følge kontrakt.

Er det ikke det må det settes inn korrigerende tiltak, for å komme inn på beskrevet opplegg.

Når en er sikker på at opplegget rundt kontursprengningen er i henhold til kontrakt, og konturen ikke er i samsvar med god kontur, ja da må en trekke seg tilbake og forfatte ny beskrivelse.

En får det en betaler for, og det er som regel etter kontrakt.

Et eksempel på en beskrivelse av kontursprengning kan være:

Den endelige konturen er tunnelen som er bestilt, kravene til boring og sprengning av konturen overskrider alle andre krav til sprengning.

Konturen går selvfølgelig rundt hele tverrsnittet.

1. Konturområdet strekker seg 2 m. fra konturrasten, dette området har begrensinger ang. boring og lading.
2. Konturrast og innerkontur skal være frikoblet, (liten innspenning), min. 15 cm forskjøvet.
3. Strosse hull som kommer innenfor 2m fra kontur, skal også forskyves for å lette innspenningen.
4. Forsetningen for innerkontur skal ikke overskride 0.8 m
5. Forsetningen for kontur skal ikke overskride 0.7m
6. Lading av innerkontur skal utføres med et sprengstoff som tilsvarer 22mm. Rørladning. Bunnladning maks 0,2 kg og lengde 0,2m.
7. Konturrast lades med rørladning 22mm. Gule rør. Ingen bunnladning, bare primer.
8. Ingen hakk over 25 cm, mellom salver, liggkontur 35 cm.
9. Ingen knøler innenfor profilet.
10. Det er krav til at konturhull har fullstendig inndrift, (blank odd) etter spettrensk.
11. Det er ingen krav til hullavstand i konturrast, forsetning og hullavstand skal tilpasses kravene i pkt.8-9 og 10.

Dette kunne være tilstrekkelig for få en stabil god kontur, uten opp bombing fra alt for kraftige og unøyaktige ladninger.

Vi må slutte å telle borpiper, i alle tilfeller må borpipen være synlig i hele lengden.

Forsök med elektroniske tennere

En kontursprengning som er basert på 4 linjer, og med et sprengstoff som er vanskelig kontrollerbart, vil elektroniske tennere ikke være av betydning for resultatet, selv om en bruker detonerende lunte.

Konturen er så skadet fra ladninger som ligger i rastene innenfor, at det blir å kaste penger ut av vinduet.

Det blir som å sette en Porschemotor i en Lada, det går i grøfta uansett.

Skal en oppnå optimal kontur må forholdene legges til rette i rastene innenfor.

SLUTTKOMMENTAR

Har vår effektive og moderne tunnelsprengning redusert kvaliteten på våre samferdselstunneler.

Svaret mitt er klart ja.

Fremskrittene som har kommet opp igjennom årene har i sum bidratt til et bedre arbeidsmiljø, større effektivitet og sikrere drift i alle ledd. Men konturen, eller den ferdig sprengte tunnelen, har ikke blitt bedre, men mye dårligere.

Bolting og sprutbetong er utviklet til det ytterste for å kunne lappe sammen det som er skadet.

Vi utnytter ikke fjellet som byggemateriale i tilstrekkelig grad, vi sprenger effektivt og sikrer effektivt, og dekker over det hele med sprutbetong.

I gamle dager kunne vi observere konturen i månedsvis, uke rensk var innført på de fleste anlegg på lørdager. En senere rensk var ikke uvanlig, og selvfølgelig med renskespett. I forbindelse med duk skifte fikk en muligheten til å oppdage bevegelser og løse partier som kan oppstå under drift, på en helt annen måte en i dag.

Det ble mange muligheter til å oppdage forandringer, og bevegelser.

Permanent sikring var forskjøvet i tid, dette var også gunstig for å kunne følge med fjellet.

I dag sprutes og boltes det gjerne for hver salve, helt på stoff.

En får en halvtime til å vurdere sikring før hele flaten er dekt med sprutbetong.

Det er en markant forskjell fra tidligere tider, folk er kvikkere i dag, har studert lenger, men resultatet i de senere tider viser at flotte titler ikke har så stor betydning for en god og sikker kontur.

.

Det er sikkert mange som leser dette og lurer på hvordan jeg kan dokumentere alle mine påstander.

Det er ikke en eneste tabell eller kurve som bekrefter noe som helst. Dette er en riktig observasjon.

Dette foredraget er et såkalt lavkost prosjekt, bekostet av min pensjon, så det ble ikke råd til tabeller og kurver.

Jeg tror ikke det hadde blitt noe bedre av en masse dokumentasjon.

Formler og kurver har vi hatt mye av i tidligere foredrag, er en spesielt interessert, så det bare å bla tilbake, en finner sikkert en formel som kan brukes, passer den ikke helt. er det bare å lage seg en korreksjonsfaktor.

Faren med alskens kurver og formler er at en kan begynne å tro på påstandene, og ikke som jeg tror mange vil gjøre nu, etterprøve mine påstander på stoff.

Jeg har sikkert flere uttalelser og påstander som ikke er helt presise, men de fleste er forankret i historien og kan vanskelig rettes opp.

**REHABILITERING AV FYLLINGSDAMMER MED FOKUS PÅ
STEINBRUDDSDRIFT OG TILBAKEFØRING MED REVEGETERING AV
STEINBRUDDET****REHABILITATION OF FILLING DAMS WITH FOCUS ON QUARRYING AND
REVEGETATION OF THE QUARRY**

Jon Aarbakk Prosjektleder Statkraft Energi AS
Anders Søreide MSc Norconsult AS
Per Anker Pedersen Dr. scient UMB
Line Rosef Dr. scient UMB
Vegard Olsen Dr. ing NTNU
Amund Bruland Professor NTNU

SAMMENDRAG

Rehabilitering av fyllingsdammer har mange spennende og utfordrende elementer. Først og viktigst, ivaretagelse av helse, sikkerhet og miljø for alle i prosjektet og alle som er påvirket av tiltaket.

Generelt er største utfordringen knyttet til gjennomføring av oppstrøms damsider da spesielt i forhold til tilpasning av utførelse til tilsig og magasinutvikling. Videre er landskapstiltak med revegetering, ofte i høyfjellet og steinbruddsdrift med uttak av en høy andel kvalitetstein for plastring krevende for å oppnå et resultat tilpasset dagens miljøstandard og teknisk utførelse og levetid. For å lykkes betinger det at en har en godt kvalifisert entreprenør (partner) med erfaring fra tilsvarende arbeider og som er innstilt på samarbeid og i fellesskap sammen med rådgivende konsulent og byggherre tilpasser fremdrift og aktiviteter til en hver tids gitte forhold og utfordringer. I tillegg er det av avgjørende betydning at en i prosjekteringsfasen og for oppfølging har nødvendig kompetanse og erfaring tilpasset oppgavene. Videre må sprengningsarbeider, damplastring og landskapsarbeider utføres av erfarne personer sammen med tett og fortløpende faglig veiledning og kontroll.

Artikkelen er ment å sette fokus på det en har opplevd som viktige erfaringer ved rehabilitering av fyllingsdammer. Som referanseobjekt er benyttet rehabilitering av en av Statkrafts dammer, Bitdalen dam i Vinje i Telemark gjennomført i 2006 – 2008.

SUMMARY

Rehabilitation of rock-fill dams is a multidisciplinary and challenging process. Working on the upstream side of the dam has to be done taking the water level of the reservoir into account and therefore is a critical part. It is also a demanding task to combine restoration efforts to diminish the environmental consequences with the quarrying for good quality stone to meet the technical and environmental standards of today. To succeed it is necessary that the entrepreneur has experience from similar projects, cooperates well with the consultant and the dam owner and is willing to adjust the progression and procedures according to unexpected events of any kind. It is essential that the planning and control of both quarrying, construction work and landscaping for restoration purposes is taken care of by well qualified and experienced persons.

This article has focus on the experience learned from rehabilitation of rock-fill dams. The rehabilitation of the Bitdalen dam own by Statkraft is used as a case.

1. INNLEDNING

Som følge av ny Damsikkerhetsforskrift med strengere krav til vassdragskonstruksjoner pågår det rehabiliteringsarbeider på utallige fyllingsdammer som ikke tilfredsstiller gjeldende krav. Fyllingsdammene ligger ofte i områder med sårbar natur og værhardt klima, dette gir store utfordringer ved utførelse av rehabiliteringen.

Artikkelen tar for seg utfordringer ved rehabiliteringsprosjekter for fyllingsdammer fra planleggingsfasen og frem til ferdigstilt anlegg. Det fokuseres på hensyn som må ivaretas i hele prosjektperioden. Videre nevnes utfordringer i forhold til rekruttering av nøkkelressurser til damplastring og HMS ved gjennomføring.

Som grunnlag for artikkelen er det benyttet beskrivelse og erfaringer fra gjennomføring av prosjekt rehabilitering av Bitdalen dam i perioden 2006 - 2008 og oppfølging av revegeteringen i etterkant. Det er skrevet to mastergradsoppgaver i tilknytning til prosjektet med fokus på anleggsteknikk (Tjønnås 2006) og landskapsarbeider (Hansen 2007). For ytterligere informasjon om Bitdalen og kraftutbyggingen der vises det til Kostveit et al. (2006).

Rehabiliteringsprosjektet ble gjennomført i samarbeid med UMB, NTNU, Landskapsarkitekt Feste Grenland AS og Geolog Dr Ing Bjørn Buen AS. Konsulent var Norconsult AS og utførende entreprenør Veidekke Entreprenør AS.

2. ORIENTERING OM BITDALEN DAM

Bitdalen ligger i Vinje kommune, Telemark. Bitdalen dam, som sammen med Songa dammene danner inntaksmagasinen for Songa kraftverk, er en fyllingsdam med sentral morenetetning, og med støttefyllinger bestående hovedsakelig av grus. Dammen ble bygget i perioden 1969- 1971, og entreprenør var Statskraftverkene. Dammen har følgende dimensjoner:

Damhøyde:	46 m
Damlengde:	540 m
HRV/LRV:	974,00/939,00
Damkrone:	Kote 979,0 og bredde 5,0 m
Damskråninger:	Oppstrøms og nedstrøms: 1: 1,6.
Bruddkonsekvensklasse	4

I 1981 ble oppstrøms skråning plastret, morenekjernen hevet over et parti på dammen og damkronen hevet med 1,0 m til kote 979,0.

For å tilfredsstille gjeldende sikkerhetsforskrift for fyllingsdammer ble det i 2006 nødvendig med ytterligere utbedringer. Nedstrøms damskråning og damkrone ble utbedret med steinplastring samt at det ble etablert lekkasjemåleanlegg med instrumentering.

3. FREMDRIFT VED UTFØRELSE AV REHABILITERINGSPROSJEKT

Pålegg om tiltak for klassifiserte dammer utløses som følge av konklusjoner fra revurdering av anlegget. Normal tidsperiode fra oppstart revurdering til oppstart byggearbeider er 7 til 10 år avhengig av tiltakets omfang og kompleksitet. Etter NVEs godkjenning av revurderingen innebærer prosjektet i hovedsak følgende aktiviteter:

- Intern planlegging
- Utarbeidelse av plansøknad teknisk løsning
- Utarbeidelse av landskapsplan
- Utarbeidelse av planer for uttak av steinmasser
- Utarbeidelse av tekniske dokumenter med entreprenør-forespørsler og kontrakter
- Anleggsarbeider, inkl oppfølging av konsulent og byggherre
- Oppfølging av utførte arbeider, spesielt landskapsarbeider med revegetering

4. HMS I DAMPROSJEKT

HMS vurderinger i prosjekteringsfasen (byggherreforskriften)

- Ta hensyn til transportbredde og stigningsforhold for sikker transport ved påbygning av damside samt anleggsveier, brudd og mellomlager
- Begrens inngraving i eksisterende damside
- Sett krav til egnet transportutstyr spesielt ved innkjøring i damside.
- Vurder risiko for is/snøskred i damside ved vinterdrift

Viktige fremdriftsstyrende elementer ved gjennomføring

- Hensyn til magasin for rehabilitering av flomløp og oppstrøms damside
- Planlegge avbrudd i tilfelle ekstrem flom/magasinstigning

5. LANDSKAPSPLAN

Som grunnlag for arbeidet i Bitdalen ble det utarbeidet en andskapsplan/arealdisponeringsplan (Aarbakk et al. 2006). Landskapsplanen tar for seg de inngrep i naturen som skjer som en følge av rehabiliteringsarbeidet.. Dette omfatter bl.a. inngrep knyttet til anleggsveger, rigg, deponi og uttak av stein. For å minimalisere naturskadene etter endt arbeid ved Bitdalen dam ble det derfor i tidlig fase fokusert på at nødvendige inngrep ble lokalisert på områder som allerede var berørt (Figur 1). Anleggsveger, rigg og mellomlager/deponi ble begrenset til allerede berørte områder. For uttak av stein oppfylte ikke de berørte områdene kravene, og steinbruddet ble lagt utenom disse områdene (Figur 2).

Landskapsplanen omfattet også planer for istandsetting av de områder som blir berørt som følge av anleggsarbeidene bla planer for igjenfylling av steinbrudd med påfølgende revegetering og arrondering av øvrige areal



Figur 1: Oversikt over de ulike områdene for steinbrudd, riggområde, deponiområder for løsmasser og torver. Torver uten fjellbjørk er lagret på henholdsvis felt 1 og felt 2. Figur: S. Hansen



Figur 2: Etablering av atkomstvei til steinbrudd Foto: J. Aarbakk

I arbeidet med landskapsplanene og inngrep i naturen, er det viktig at en registrerer eventuelle kulturminner som kan være lokalisert til de berørte anleggsområder før en påbegynner arbeider i marka. Ved oppstart av prosjekteringsarbeidene for Bittdalen ble det i planlagt område for steinbrudd registrert kulturminner i form av kullgroper (Figur 3). Funnene ble registrert av fylkesarkeologen for Telemark under befaring av planlagt anleggsområdene. Det og registrerte totalt syv kullgroper innenfor det vi hadde satt opp som ytre begrensning for inngrep i forbindelse med bruddriften. Det ble da søkt om dispensasjon for å fjerne fem av de registrerte kullgropene. Søknaden ble anbefalt av fylkesarkeologen og videresendt til Riksantikvaren. Søknaden ble innvilget blant annet fordi Raulandsområdet er et av områdene i landet med tettest populasjon av kulturminner fra jernalderen. Betingelse var at Riksantikvaren skulle grave ut og registrere gropene før de ble fjernet. (konf. kulturminneloven spesielt §9 og §10)



Figur 3. Snitt av kullgrop. Foto: J. Aarbakk

For ytterligere å redusere skadene på naturen til et minimum, ble det fokusert på følgende i planlegging og utførelse ved uttak av plastringsstein:

- Optimal lokalisering av brudd mhp miljø og kvalitet på fjell
- Gode planer for avdekking av bruddområdet og mellomlagring av masser
- Effektiv steinbruddsdrift
- Istandsetting av steinbrudd med bla reetablering av nytt terreng og påfølgende revegetering
- Oppfølging av utført revegetering

6. LOKALISERING AV STEINBRUDD

Ved lokalisering av steinbrudd i forhold til landskapsinngrep bør flere alternativer utredes dersom ett klart alternativ ikke foreligger:

- Benytte stein fra privat brudd i området
- Utvide eksisterende eller nytt brudd i eller delvis i reguleringssonen.
- Utvide eksisterende brudd over/utenfor reguleringssonen.
- Nytt brudd over/utenfor reguleringssonen.

Disse vurderingene skal samordnes med krav til

- Geologi/fjellkvalitet
- Landskapstilpasning
- Tilknytning til damanlegget, transportavstander
- Miljø, i forhold til rystelser, bebyggelse/kraftlinjer, støv, støy og avrenning til vassdrag

Ved Bitdalen dam ble det i tidlig fase av prosjektet sett på muligheten for å etablere steinbrudd i magasinet, hvilket ville gitt mindre synlige inngrep i dagen. Fordi tilgjengeligheten av stein i magasinet ble ansett som minimal og avstand til nærmeste steinbrudd er mer enn 30 km, var eneste alternativ å etablere steinbrudd i dagen i nærheten av dammen. Ved Bitdalen dam ble det ved lokalisering av steinbruddet fokusert på den beste steinforekomst og eksponering i landskapet. Området for steinbruddet ble lagt i et kollete terreng der det ble satt igjen en skjermingssone av det opprinnelige terrenget mellom bruddet og veien. I tillegg bekreftet undersøkelser av ingeniørgeolog, samt prøveboring for fjell, at en

her hadde forekomst av egnet fjell for plastringstein, samt av dybden ned til fjell var overkommelig.

7. AVDEKKING AV BRUDDOMRÅDET OG MELLOMLAGRING AV MASSER

Før avdekking av steinbruddet ble påbegynt ble det gjennomført en befaring med byggherre, entreprenør og UMB der en avtale hvilke metode for avdekking på ulike områder i bruddet. Bla inkluderte denne avmerking av de ulike områdene der det skulle tas ut torvflak og der dette ikke var aktuelt.

7.1 Uttak og transport av torvflak med vegetasjon

Torvflak ble tatt ut i de områder der dette var definert. Torvene ble avskavet og lastet opp med en modifisert skuffe med påsveiset plate (Figur 4) og deretter transportert til mellomlager med traktor med tilhenger eller dumper. Ved bruk av dumper erfarte en raskt at man måtte ha et underliggende lag med jord eller sand for å sikre seg mot skader på torvene. Imidlertid var bruk av tilhenger å foretrekke på grunn av bedre stabilitet og bedre oversikt ved av- og pålessing av torv (Figur 5 og Figur 6). Ved avlessing ble det benyttet svans med tilpasset størrelse.

Skuffa til uttak av torver ble laget for torver på ca $2,0 \text{ m}^2$ men viste seg å kunne ta større torv. Arealet på enkelttorvene ved uttak varierte en del men gjennomsnittlig areal var ca 2 m^2 og gjennomsnittlig volum var ca 1 m^3 .



Figur 4: Skuffe til opptak av torver. Foto: P. A. Pedersen.

Totalt ble det tatt opp i overkant av 500 torver fra myr og skogbunn, samt 129 torv med fjellbjørk



Figur 7). For fjellbjørkene valgte en å hogge ned all bjørk med stammediameter >10 cm, da en anså overlevelsesmulighetene for disse som minimal.

Samtlige torver ble mellomlagret fra sommer/høst 2006 til høst 2008 (Figur 8).



Figur 5: Traktor og dumper ble brukt til transport av torver med fjellbjørk. Svansen er spesiallaget. Foto. A. Søreide



Figur 6: Traktor med tilhenger ble brukt til transport av torver uten fjellbjørk. Foto: P. A. Pedersen



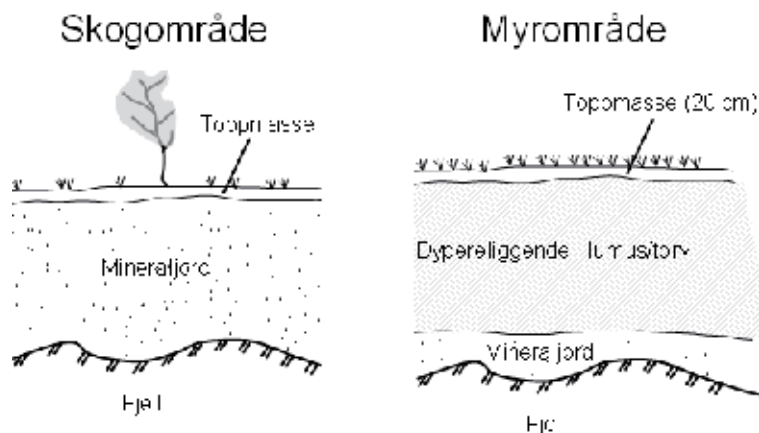
Figur 7: Uttak av torver med fjellbjørk. Foto: P.A. Pedersen



Figur 8: Torvene ble lagret tett. Bildene er tatt i 2006. Foto: P. A. Pedersen

7.2 Uttak av jord og overflatestein

Løsmassene i bruddet ble tatt ut sjiktvis og sortert i henholdsvis toppmasser, humus/torv fra dypere lag og mineraljord (Figur 9). I skog ble toppmasse definert som vegetasjonsdekke pluss underliggende humuslag (vanlig tykkelse ca 30 cm). Stubber over Ø100mm (målt 10 cm over bakken) ble fjernet før avtaking av toppmasser og seinere lagt inn i bunnfyllingen i steinbruddet. På myr ble toppmasse definert som øvre 20 cm av jordprofilen (Figur 10). De tre sorteringene ble lagret i separate ranker i skrånende terreng uten risiko for vannoppsamling. Det var krav om at massene skulle lagres i lave ranker for å sikre god lufttilgang. Høyden på rankene var ca 3 m og lagt parallelt med avrenning mellom rankene. Mineraljorda ble lagret separat slik det var praktisk etter forholdene, på samme måte som humus. Mineraljorda ble brukt til gjenfylling og terrengforming sammen med overskuddsmassene fra steinbruddet.



Figur 9: Prinsippskisse for jordprofil i terreng. Figuren ble brukt som veiledning i anbudsokumentet.



*Figur 10: Begynnende avdekking og fjerning av myrjord der steinbruddet skulle etableres.
Foto: P. A. Pedersen*

45 utvalgte naturstein med mose/lav i varierende størrelser fra 0,5 til 2,5 m i diameter ble tatt ut fra området der steinbruddet skulle ligge. Det ble brukt klype ved opplasting og tipping på lagringsplass for å unngå "sår" på steinene. Steinene ble lagret med mose/lav-siden opp for gjeninsetting i steinbruddet etter arrondering (Figur 11). Ved transport ble det lagt et stabiliserende lag av mindre stein i bunnen av lasteplanet.



Figur 11: Det ble tatt ut ca 50 naturstein fra 0,5 til 2,5 m i diameter, og disse ble lagret med vegetasjonssiden opp, 2006. Foto: P. A. Pedersen

8. STEINBRUDDSDRIFT

Ved rehabilitering av steinfyllingsdammer, er sprengningsarbeidene generelt meget krevende på grunn av behovet for mye storstein til plastring. I noen tilfeller kan behovet for storstein (for eksempel blokker større enn 500 kg) utgjøre så mye som 40 % av utsprengt volum. Ved rehabilitering av Dam Bitdal var behovet for storstein 30 % av blokker større enn 700 kg.

Ved storsteinssprengning må fragmenteringsgraden og nedknusningsgraden av bergmassen reduseres betydelig sammenliknet med ordinær dagbruddssprengning. I noen tilfeller kan man sammenlikne sprengningsresultatet med pilsalve i ordinær brudd-drift.

Vanligvis innebærer storsteinssprengning en betydelig andel blokker med overstørrelse. Disse blokkene må reduseres i størrelse ved pigging. Pigging er til en viss grad økonomisk fornuftig dersom en da reduserer andelen blokker som må vrakes. Generelt kreves det stort utstyr for å kunne drive slike arbeider effektivt. For rehabilitering av Bitdalen dam ble det i bruddet benyttet en gravemaskin på 55 tonn som hovedlastemaskin og transport med dumpere 35 – 40 tonn.

Erfaringer viser at en høy andel av storstein kan oppnås gjennom følgende sprengningstekniske parametere:

- Stor pallhøyde
- Salver med bare ei rast.
- E/V-forhold $< 1,0$
- Lav spesifikk boring
- Rastene bores parallelt med (hoved)sprekkeretningen i bergmassen
- Bruk av air-deck
- Stor uladet lengde
- Svakt sprengstoff i pipeladningen
- Rastvis, samtidig tenning
- Bruk av horisontal presplitt som erstatning for bunnladning. (for Bitdalen dam ble det benyttet bunnladning uten horisontal presplitt. Spesifikk ladning i snitt ca 0.2 kg/m^3)

Uønskede resultat av slik sprengningsteknikk er i hovedsak redusert effektivitet knyttet til:

- Stor andel blokker med overstørrelse som må pigges
- Svært vanskelig lasting, transport og håndtering

Hvis det brukes standard underboring, kan en også oppleve:

- Vanskelige såleforhold med mye knøl
- Behov for kraftig bunnladning for å oppnå nok framkast.

Effektiviteten kan økes ved:

- Tilpasse bor- og ladeplan til hovedsprekkeretningen(e)
- Bruk av hydraulhammer til sekundærknusing av blokker med overstørrelse
- Økt underboring for å unngå knøl i sålen
- Sikre mer enn ett angrepspunkt i røysa for lasting
- Sortere storsteinen i bruddet framfor ved innbygging

- Mellomlagring av utvalgte fraksjoner
- Ingeniørgeologisk kartlegging før og under sprengningsarbeidene.

8.1 Borplan

Pallhøyde

Det er viktig at andelen av pallen som er berørt av bunnladningen er minst mulig. Men, for stor pallhøyde vil redusere storsteinsandelen pga. stor fallhøyde. Optimal høyde vil reduseres når kravet til blokkstørrelse øker, og vil variere lite med geologien. Typisk pallhøyde er 14 – 18 m.

Antall raster

Få, eller helst ei rast, gir mindre intern knusing under framkastet. Bruk av flere raster kombinert med stor forsetning og lav spesifikk ladning vil føre til meget dårlige lasteforhold med kompakt røys og mye knøl i sålen.

E/V-forhold

Bruk av E/V-forhold mindre enn 1,0 kombinert med samtidig tenning, vil redusere sekundærknusingen i framkastet. Lavt E/V-forhold gir stor forsetning og mer fjell foran hullene, noe som normalt gir større blokker og høyere storsteinsandel. Der som det bores langs og sprenges normalt på strøket til hovedoppsprekkingen, vil framkastet bli lettere og utvikling av nye sprekker vil bli redusert.

8.2 Ladeplan

Sprengstoff

Lavt E/V-forhold gir stor forsetning, og det er nødvendig med sprengstoff med høyt energiinnhold i bunnladningen. I området rundt bunnladningen vil derfor nedknusingsgraden være høy og det vil komme lite storstein herfra. En redusert bunnladning vil redusere nedknusingen, men også øke faren for dårlig sprengningsresultat.

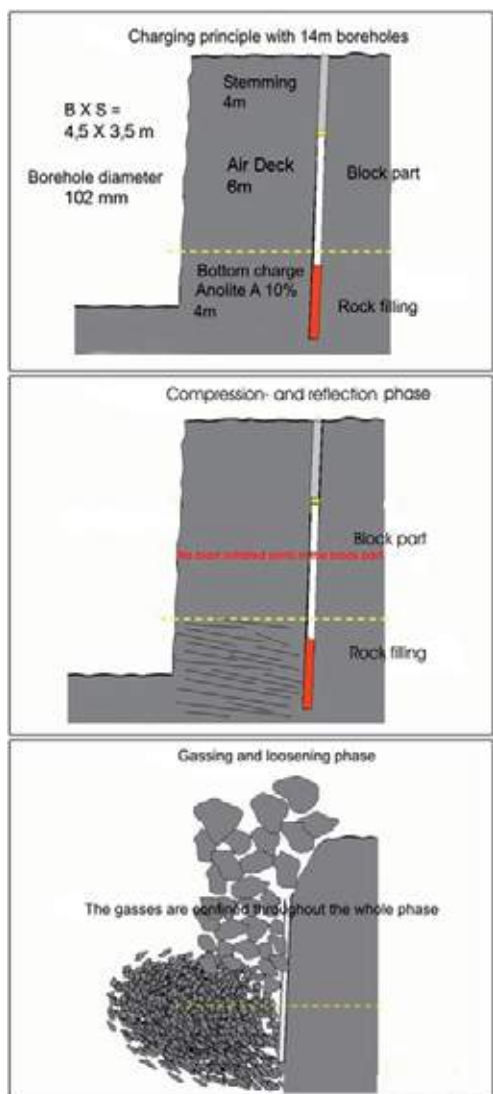
Pipeladningen bør ideelt sett greie å løse rasta og kaste fram massen uten nedknusing. Pipeladningen må derfor ha lavt energiinnhold og lav detonasjonshastighet. Gassutviklingen må være tilstrekkelig til å sikre framkast. Dekopling kombinert med detonerende lunte brukes ofte som redusert pipeladning.

Uladet lengde

Vanligvis tilsvarer uladet lengde forsetningen. Store blokker på toppen av røysa kan bli et sikkerhetsproblem for lasting og håndtering av blokker til sekundærknusing. Med E/V-forhold på 0,75 og lite oppsprekking i bergmassen, bør uladet lengde reduseres.

Air-deck

I oppsprukket bergmasse må en unngå å lage nye sprekker. Bruk av air-deck viser gode resultat. Air-deck betyr bruk av uladet lengde mellom toppen av ladestrengen og fordemningen. Erfaring tilsier at opp til 20 % av ladestrengen kan erstattes med luft (air-deck) uten å påvirke sprengningsresultatet negativt i oppsprukket bergmasse.



Figur 12: Prinsipp for ladning av 14 m borhull

8.3 Tennplan

Tenning

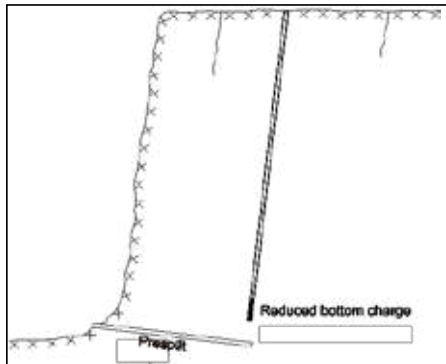
Samtidig tenning reduserer sekundærknusingen. I motsetning til plogformet opptenning vil fragmentene kollidere mindre under framkastet og blokker avgrenset av naturlige sprekker vil bli bevart.

Tennere med lav forsinkertid bør brukes for å få godt samvirke mellom borhullene. Tennere med pyroteknisk forsinkerelement har en innebygd variasjon i forsinkertid, som vil redusere muligheten for samtidig tenning. Elektroniske tennere bør brukes for å oppnå best mulig tenning av salvene.

Horisontal Presplitt

Bruk av horisontale hull i sålenivå er et alternativ til kraftig bunnladning. Hullene bores fra sålenivå i pallfronten og lades og tennes som en presplitt. Underboring og bunnladning kan da reduseres betydelig. De vertikale hullene bores til sålenivå, og bunnladningen må bare dimensjoneres til å løsgjøre bergmassen mellom den horisontale presplitten og bunnen av de vertikale hullene.

Denne metoden krever utstyr som kan justeres til horisontal boring. Metoden er ofte krevende og bør bare brukes der de geologiske forholdene er vanskelige og storsteinsandelen er vanskelig å oppnå.

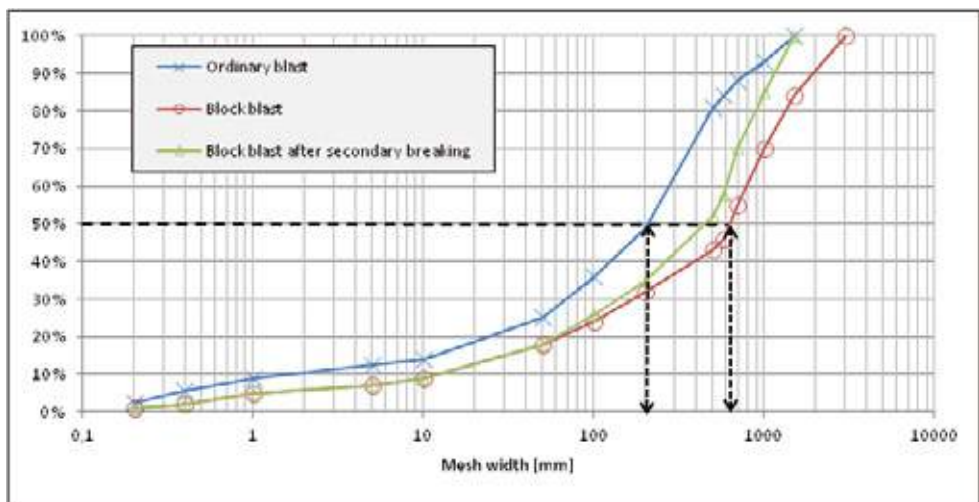


Figur 13: Prinsipp med horisontal presplitt i bunn

8.4 Sprengningsresultat

Fragmentering

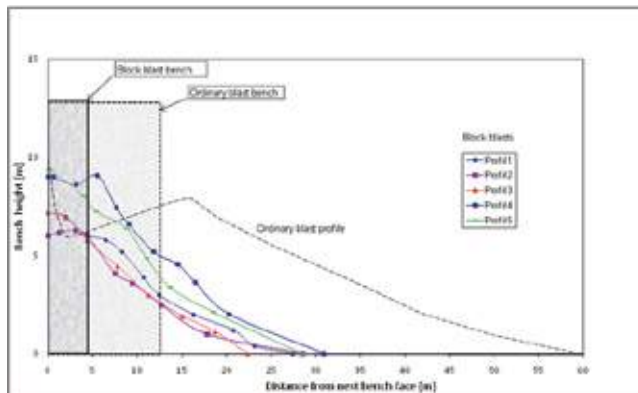
Figur 14 viser eksempel på fragmenteringskurver for ordinære salver og storsteinssalver, med d_{50} på ca. 200 mm for ordinær bruddsalve og ca. 600 mm for storsteinssalver. I gode geologiske forhold kan storsteinsandelen komme opp mot 50 % for storsteinssalver, mot ca. 15 % for ordinære salver.



Figur 14: Fragmenteringskurver

8.5 Lasteforhold

Produksjon av storstein gir krevende lasteforhold. Gravemaskiner (bakgravere) bør brukes til å plukke og sortere storstein fra røysa. Røysa er oftest høy og bratt. Gravemaskinen kan plassere hver blokk forsiktig på trucken. Ulempen med bruk av bakgravere er at de må klatre til toppen av røysa under lasting og muligens knuse noen blokker i den sammenheng.



Figur 15: Profil røys ved blokksprenghing

Lastemaskinen (evt. den største lastemaskinen) må kunne håndtere de største blokkene slik at pigging kan foregå ved siden av røysa før opplasting. Spretting (sekundær sprengning) kan brukes, men erfaring viser at blokker med overstørrelse ofte knuses til understørrelse.

Bruddutformingen bør være slik at det er god plass til sortering og mellomlagring av storstein. Dette vil gjøre lastingen mye mer effektiv enn om sorteringen foregår direkte fra røysa.

8.6 Bruddet i Bitdalen

Med tanke på storsteinssprenghing hadde bruddet varierende geologisk kvalitet. Forsenkningen mellom de to høydedragene hadde middels til høy oppsprekkingsgrad. Kollen i sør hadde middels oppsprekkingsgrad, mens høydedraget i nord ble vurdert til å være best med tanke på storsteinsandel, og hadde lavere oppsprekkingsgrad enn i kolen i sør.

Det ble vurdert som avgjørende for andelen storstein at man angrep fjellet, og spesielt de vanskelige sonene, med riktige sprengningstekniske løsninger. De første salvene resulterte i mye knøl, mye undermasse og dårlig bakvegg, noe som vises på bildene i figur 16 og 17. Det ble holdt fokus på å etablere et sålenivå i ønsket høyde, nok underboring til å unngå knøl, samt om nødvendig oppretting og rensk av pallfront før nye salver kunne bores.

I sør var det tre markerte sprekkesystem som påvirket skyteretningen, se figur 16 og 17. De tre systemene lå tilnærmet vinkelrett på hverandre. Ut fra sprekkesystemenes karakteristik, ble det vurdert som mest gunstig å spreng normalt på oppsprekningen med strøk N120g, dvs. skyteretning tilnærmet rett nord. Forsøk med sprengning i begge retninger ble utprøvd. De samme generelle retningslinjene for skyteretning ble anbefalt i forsenkningen mellom høydedragene og for området i nord.



Figur 16: Sprekkesystem med strøk N20g og steilt vestlig fall (røde piler) og benking med tilsvarende strøk og midlere østlig fall (grønne piler). Se også figur 17. Gunstigste skyteretning tilnærmet rett mot kamera. Sett mot SSV. Foto: V. Olsen



Figur 17: Oppsprekking med strøk N120g og steiltstående fall (røde piler), og benking med strøk N20g og midlere østlig fall (grønne piler). Se også figur 16. Gunstigste skyteretning mot venstre på bildet. Sett mot ØSØ. Foto: V. Olsen

Med godt tilpasset sprengningsteknikk ble det vurdert at en ville kunne få ut mellom 20 og 30 % storstein i de vanskelige geologiske partiene i sørøst. Det ble også vurdert at man i forsenkningen mellom kollene kunne oppnå akseptabel storsteinsandel med tilpasset sprengningsteknikk. Områdene i nord ble vurdert til å kunne gi opp mot 40 – 45 % storsteinsandel. I snitt ble storsteinandelen for Bitdalen dam ca 30%



Figur 12: Steinbruddrift Foto: A. Søreide

9. PLASTRING AV FYLLINGSDAMMEN

Bitdalen dam var som bildene viser kledd med jord og tilsådd før rehabiliteringsarbeidene i 2006 startet. Mektighet på jord og torvlaget var ca 1m. Jordmassene ble fjernet inn til stein og grusmasser og mellomlagret nedstrøm dammen. Avdekte masser fra er fra damsiden ca 25000 pfm³ og ca 25000 pfm³ i damfundament for påbygging. Jordmassene i damsiden ble dekt av suksessivt med innfylling av steinmasser og plastring. Før plastringsarbeidene ble påbegynt ble det etablert et lekkasjemåleanlegg for oppsamling av lekkasjevann fra tetningskjerne. Anlegget er seksjonert til fire områder fordelt horisontalt i damtå. Seksjoneringen har til hensikt å overvåke seksjonsvis for å kunne påvise hvor i dammen eventuelle lekkasjer oppstår. Måleknivene som måler lekkasjemengde er overvåket i forhold til mengde lekkasje og med kamera for overføring av visuell overvåkning.

I nedstrøms damskråning er det etablert en berme i området ved HRV for å redusere bredden på damtoppen, videre er det lagt kantsteiner mot veibane toppen av dammen. Ved etablering av kantstein er det viktig at setter av plass til en kronstein mellom kantstein og skulderstein. Kantsteinene gir dammen en estetisk god avslutning samtidig som det er en praktisk løsning for avslutning av plastringen.



Figur 18: Avdekking damfot og mellomlagring Foto: A.Søreide



Figur 19: Arbeidsbredde ved plastring 2007 Foto: J. Aarbakk



Figur20: Plastring av dammen, 2007. Foto: P. A. Pedersen



Figur 21: Avslutning av topp dam med kantstein Foto: J. Aarbakk

10. RESTAURERING AV ANELGGSOMRÅDENE

10.1 Tilbakeføring av steinbruddet

Etter endt anleggsperiode ble nytt terreng bygget i steinbruddet av sprengstein og jord fra stedet, og landskapsformingen ble ferdigstilt høsten 2008 og Figur). Til gjenfylling av steinbruddet ble det brukt frasortert sprengstein fra bruddet, samt avdekningsmasser under vegetasjonsdekket fra damside, masser fra utgraving for fundament til damfot og mineraljord fra dypere lag etter avdekking i steinbruddet. Fra steinbruddet var det ca 6000 m³ mineraljord, ca 4000 m³ med humus fra myr og ca 1500 m³ med toppmasser. Fra damfot og damside var det ca 50 000 m³ masser tilgjengelig, hvorav ca 2-3000 m³ var toppmasser fra de øverste 20 cm. Sprengstein ble lagt i bunnen og ble avrettet med velgraderte masser og komprimert. Deretter ble det lagt på masser fra avdekking av damside og damfundament. Disse massene ble dekket med mineraljord fra avdekking av steinbruddet. Over sprengsteinen og mineraljorda som dannet formen på steinbruddet, ble det lagt humusmasser fra dypere liggende lag (fra myrområder) i varierende tykkelse (tykket lag i nedre deler avtagende til minimum 20 cm i øvre deler). Deretter ble toppmasser fra skog (skogsjord) og humusmasser fra myr (myrjord) lagt ut. Massene ble strødd løst ut med noenlunde jevn tykkelse på ca 10 cm. Det ble lagt vekt på å ikke pakke toppmassene og underliggende humuslag fordi en da legger bedre til rette for vegetasjonsetablering. I tillegg blir erosjonsfaren mindre fordi infiltrasjonsevnen øker.



Figur 22: Panorama fra steinbruddet i gjenfyllingsprosessen. Foto: S. Hansen

Toppmasser fra skog og myr ble lagt tilbake i bruddet sammen med vegetasjonstorvene etter en bestemt plan for å øke mulighetene for en god vegetasjonsutvikling i steinbruddet. Skogsjorda ble lagt fra de øvre delene av bruddet, dvs fra kantene, og myrjorda ble i hovedsak lagt i bunnen av bruddet der man regnet med at myr ville bli etablert. Steinbruddet ble inndelt i soner som viste plassering av massene. Dermed ble det en gradient fra fuktige myrområder i bunn av bruddet til tørrere skogsområder i sidene og på kantene av bruddet mot det omkringliggende terrenget. Utlekking av toppmasser og utseting av torv ble først utført på de innerste og øverste områdene slik at en unngikk kjøring på ferdigstilte arealer.

Det gjenfylte bruddet danner en skålform med en slak helning ned mot anleggsveien (Figur). Vann som renner fra sidene i bruddet skulle ledes vekk og ut av steinbruddet, for å unngå tjern – dannelse i bunnen av dalen. Det er i dag våte partier i bunnen av steinbruddet med myrdannelse.



Figur 23: Ferdigstilling av steinbruddet. De innerste og øverste delene ble gjort helt ferdig først, august 2008. Foto: A. Skrindo.



Figur 24: Det gjenfylte bruddet danner en skålform med en slak helning ned mot anleggsveien, bildet er tatt i 2008. Foto: L. Rosef

Med unntak av noen grupper à 4 ble torvflakene med vegetasjon satt ut enkeltvis og i grove trekk plassert slik i forhold til fuktighet og jordforhold at det samsvarte med kravene til vegetasjonen på torvene. Det ble laget en prinsippskisse for plassering av torv og stein i overflaten. Målsettingen var å oppnå "en ønsket vegetasjonsstruktur med hensyn på estetiske og vegetasjonsøkologiske forhold" (Aarbakk et al. 2006). For at det skulle se mest mulig naturlig ut, ble ikke torvene lagt i bestemte mønster. Utsetting av torv ble prioritert i de øvre deler av bruddet. I bunnen av bruddet ble det forventet effektiv naturlig revegetering. Totalt ble nesten 1400 m² torver plantet inn i steinbruddet etter at terrenget var bygget opp igjen. Dette tilsvarte mer enn 10 % av totalarealet i bruddet. Ved utsetting ble imidlertid arealet av torvflakene noe redusert pga en viss deformering og overfylling.

Torvene ble tippet på stedet og plassert i grunn plantegrop med gravemaskin. Jord ble dyttet inntil og tilslutt ble toppmasser strødd ut. Det ble lagt vekt på å ikke plante for dypt slik torvene i stedet dannet tuer.



Figur 25: Plassering av torv i grunn plantegrop. Foto: P.A. Pedersen



Figur 26: Torvene er lagt ut i steinbruddet. September 2008. Foto: L. Rosef

De ca 45 natursteinene ble lagt tilbake i jordoverflaten i samme dybde som tidligere. Steinene ble behandlet like skånsomt ved tilbakelegging som ved uttak med maskin og steinklype slik at mose og lav ble minst mulig ødelagt 7).



Figur 2713: Naturstein ble lagt tilbake så naturlig som mulig. Dette var stort sett vellykket. Foto: P. A. Pedersen.

10.2 Tilbakeføring av øvrige områder

Etter endt bruk av midlertidig anleggsvei ble veikroppen fjernet og brukt i bunnfyllingen i steinbruddet. Veien inn til steinbruddet ble tilbakeført med myrjord for å kunne bli mest mulig lik myrområdene på begge sider av veien (Figur). På rigg- og deponiområder ble det påført et ca 10 cm tykt lag med toppmasser fra avdekking av dammen. Tykkelse tilpasset tilgang på masser.



Figur 28: Anleggsveien i drift og etter tilbakeføring. Foto: P. A. Pedersen og L. Rosef

11. OPPFØLGING AV VEGETASJONSESTABLERINGEN

Mens torvene lå i deponi oppsto en del tørkeskader som først og fremst rammet torv fra de våteste myrområdene. Torv som ble tatt ut andre året klarte lagringen godt og fikk bare mindre skader .

To vekstsesonger etter utlegging hadde molte god dekning på alle torver. Grasartene hadde greid seg godt med bare mindre skader. For lyng og mose ble det registrert 70 – 75 % overlevelse. Torvene var ganske intakte etter transplanteringsprosessen, særlig torv fra fast myr. Dette revegeteringstiltaket var derfor vellykket.

Transplanteringen av bjørk var bare delvis vellykket. Mange trær døde i løpet av det første året i deponi. Flere trær døde etter utplantning, og etter tre fulle vekstsesonger var det levende trær på bare 35 % av torvene. Det ser ut til at de trærne som har overlevd klarer seg bra. Rotsystemet fikk store skader ved opptak, og dette er trolig hovedårsaken til utgangen både før og etter utplantning. Det vokste fram skudd fra stubber fra basis av trær på de fleste torvene. Disse skuddene var sterkt utsatt for sauebeiting og var generelt svake. På torv med døde trær er det derfor lite sannsynlig at stubbeskudd kan gi opphav til nye trær. På torvene med bjørk fantes det en del einer, og de fleste av disse overlevde faktisk bedre enn bjørka.

Ved ferdigstilling av steinbruddet høsten 2008 var ca 20 % av området, inkludert de transplanterte torvene, dekket med vegetasjon. I løpet av tre år (høsten 2011) hadde dekningsgraden økt til hele 87 %. På arealer som var helt uten vegetasjon høsten 2008 var vegetasjonens dekningsgrad 80 % etter tre år. Den spontane, naturlige, revegeteringen har vært svært effektiv.

12. REKRUTTERING OG SAMARBEID

12.1 Rekruttering innen damplastring

Damplastring som maskinførerfag ble utviklet etter hvert som det fra myndighetene på 1970 tallet ble utarbeidet reviderte forskrifter med blant annet krav til at damsidene skulle sikres med skråningsvern av steinblokker med beskrevet størrelse og plassert i et spesielt mønster. Fra denne tiden og utover til ca 1990 at det ble gjennomført flere større utbyggingsprosjekter med fyllingsdammer. I denne perioden var det flere som utviklet unike ferdigheter som damplastrere og som spilte en nøkkelrolle ved utførelse av de større damanleggene. Seinere har det vært få damprosjekter og dermed også lite grunnlag for rekruttering og opplæring av maskinførere til damplastrerfaget.

Nå er situasjonen endret ved at dameierne må rehabilitere mange av dammene i henhold til dagens damforskrifter. Mange av plastrerne fra tidligere prosjekter er nå ute av markedet og det er vanskelig å skaffe tilstrekkelig med kvalifisert arbeidskraft. For å sikre rekruttering er det viktig at dameiere, konsulenter og entreprenørbransjen vurderer tiltak for å sikre kvalitet og gjennomføringsevne av planlagte damprosjekter.

Forutsetningene er et entreprenørmarked med mange svært kompetente maskinførere som med tilrettelagt trening vil kunne beherske damplastringsfaget. Som grunnlag for rekruttering kunne en tenke seg utviklet en karriere vei gjennom systematisk opplæring på egnede prosjekter. For å sikre gjennomføring vil det være nødvendig at opplæringen er kontraktsfestet mellom dameier (byggherre) og entreprenør.

Konsekvenser ved mangel på damplastreresurser kan være

- Utsettelse av planlagte prosjekter, kan bli styrt mot mer ugunstig tidspunkt for dameier
- Økonomiske konsekvenser for dameiere i forhold til redusert kvalitet, redusert levetid på utførte arbeider
- Lengre tid på gjennomføring av oppstrøms damside med større produksjonstap
- Mer underkjent plastring som må tas på nytt under utførelse
- Konsekvenser for utnyttelse av magasin dersom dameier pålegges begrensing på oppfylling som følge av manglende vedlikehold på dam

12.2 Samarbeidet med UMB og NTNU

Det har i flere damrehabiliteringsprosjektene vært et tett og svært konstruktivt samarbeid mellom Statkraft, UMB og NTNU. Samarbeidet begynner i planfasen og fortsetter med gjennomføring og noen ganger oppfølging etter avsluttede arbeider. Universitetene har vært representert med tynge fagkompetanse og med studenter som i tillegg til sommerjobb har gjennomført flere, mastergradsoppgaver og prosjektoppgaver. Prosessen gir en tverrfaglig erfaring der en oppnår kunnskap og erfarings- utveksling mellom ingeniørfag, landskap og botanikk. Alle viktige for å oppnå et godt resultat. Samarbeidet gir både en styrking av den praktisk orienterte undervisningen ved universitetene og bidrar til å øke kontakten mellom studenter og framtidige oppdragsgivere.

13. LITTERATUR

- Telnes, T. Aarbakk, J & Pedersen, P.A. 2006. Bitdalen dam rehabilitering
Landskapsplan/arealdisponeringsplan.
- Hansen, S. 2007. Restaurering av Bitdalen dam - revegetering og landskapstilpasning etter naturinngrep. Master of Science Thesis,. Universitetet for miljø- og biovitenskap. 94 s.
- Kostveit, Ø., Vaa, J. & Kjellingtveit, B. 2006. Bitdal - fra flint til kilowatt,. Rauland Historielag. 144 s.
- Georg Tjønnås 2006 Rehabilitering av Bitdalen dam Masteroppgave i anleggsteknikk Institutt for Bygg Anlegg og Transport NTNU Trondheim
- Vegard Olsen 2009 Rock Quarrying- blast design project report 12B-08. Department of Civil and Transport Engineering NTNU Trondheim
- Bjørn Buen 2005 Befaringsnotat Bitdalsdammen steinbrudd Ingeniørgeologiske forhold

**NS 8141 – RYSTELESSTANDARDEN.
NY UTGAVE MED MANGE FORBEDRINGER****NS 8141 – The Norwegian vibration standard.
New revision with important improvements**

Christian Madshus, PhD

Teknisk ekspert og fagansvarlig for Geodynamikk og Vibrasjoner - NGI

SAMMENDRAG

Norsk standard for rystelser fra sprengning og annen anleggsvirksomhet – NS 8141 kommer om kort tid ut i revidert og utvidet utgave. Stort sett legges grenseverdiene på samme nivå som tidligere men grensen for boliger på berg er senket noe og grensen for bygninger på bløt grunn er hevet betydelig. Standardens omfang er utvidet til også å gjelde tunneler og bergrom og lufttrykkstøt fra sprengning. Hovedfokus er skade på byggverk, men noe hensyn til ubehag for mennesker er lagt inn. Disse temaene er dekket i del 1 som nå kommer ut. Del 2 som tar for seg annen anleggsvirksomhet og trafikk og en ny del 3 som tar for seg utløsning av skred og setninger er under arbeid. Mest omfattende forbedringen er innføring av et frekvensveid vibrasjonsmål. Dette gjør at grenseverdien kun blir avhengig av byggverkets egenskaper. Komplikasjonen med at grenseverdien tidligere også var avhengig av avstand, grunnforhold og fundamentering faller nå bort. Det representerer en vesentlig forenkling.

SUMMARY

The Norwegian Standard for vibration from blasting and construction activity – NS 8141 will soon be issued in a new and extended version. The acceptance criterion values are largely kept at the same level as previously. However, the criterion value for dwellings on rock has been lowered somewhat and the value for buildings on soft ground has been increased substantially. The scope of the standard has been extended to also cover tunnels and rock caverns, and air blast. The main focus is still on damage to buildings, however some allowance to reduce discomfort for people has been introduced. These topics are covered in Part 1 which is about to be issued. A Part 2 dealing with other construction activity and traffic, and a new Part 3 dealing with release of landslides and settlements are still in progress. The most substantial improvement is the introduction of a frequency weighted vibration metric. This makes the vibration acceptance criterion values only depend on the building itself. The previous disadvantage of the criterion value also being dependent on distance, ground conditions and foundation method is thus eliminated. This represents a substantial simplification.

NS 8141 HAR VÆRT GJENNOM EN OMFATTENDE REVIDERING, UTVIDELSE OG MODERNISERING

Den norske standarden for rystelser fra sprengning og annen anleggsaktivitet – NS 8141 – kommer i ny utgave rett over nyttår i 2012. Forrige utgave av standarden er fra 2001 og den første utgaven kom i 1993. Det ligger et stort forarbeid bak den revisjonen som nå gjennomføres. Målet har vært å gjøre standarden bedre tilpasset dagens praksis og behov, gjøre den enklere å bruke og å nyttiggjøre seg moderne måleteknikk. Det vil dessuten komme ut en tilhørende veileder, som blir en form for lærebok for den som skal bruke standarden.

DEN REVIDERTE STANDARDEN KOMMER I TRE DELER. NYE GYLDIGHETSOMRÅDER ER KOMMET TIL

Det som i tidligere utgaver var ett standardblad kommer nå i tre deler:

- Del 1 omhandler virkning av rystelser og lufttrykkstøt fra sprengning. Det gis grenseverdier både for bygninger og andre byggverk inklusive nærliggende tunneler og bergrom. Så langt har vi savnet en norsk standard som tar for seg lufttrykkstøt fra sprengning og virkning av rystelser på tunneler og bergrom. Det blir det nå rettet på.

Det er Del 1 som nå er ferdig. Den har vært ute på høring og noen små opprettinger gjenstår før den kommer ut tidlig i 2012.

- Del 2 omhandler rystelser fra annen anleggsvirksomhet enn sprengning, slik som ramming av spunt og peler, vibrokomprimering, pigging, riving etc. Både fallodd og vibrolodd blir behandlet. Nytt er at rystelser fra trafikk på veg og bane er med. Til nå har vi ikke hatt noen standard i Norge som omhandler dette i relasjon til mulig skade på byggverk. For denne delen pågår fortsatt arbeid og den er planlagt å komme ut mot slutten av 2012.
- Del 3 gir grenseverdier som skal sikre at rystelser ikke utløser skred eller gir setninger i ømfintlige masser. På dette området har det så langt vært dårlig med retningslinjer. Behovet ble aktualisert etter kvikkleireskredet ved Namsos våren 2009, som ble utløst i forbindelse med sprengning for en veg. Også skredutsatte fjellpartier vil bli omhandlet. Del 3 vil blant annet basere seg på resultater fra pågående forskningsarbeid etter Namsos-skredet, og vil komme ut tidlig i 2013.

Hensynet til at mennesker som oppholder seg i bygninger ikke skal oppleve urimelig ubehag når de utsettes for rystelser sprengning eller annen anleggsvirksomhet har fått øket fokus. Dette hensynet er dels innarbeidet i Del 1, men vil bli bedre belyst gjennom et tillegg til Del 1 som er planlagt å komme ut i løpet av 2013 når pågående undersøkelser er slutført.

Veilederne vil komme ut etter hvert som de enkelte delstandardene blir ferdige.

NYTT VIBRASJONSMÅL GJØR DET ENKLERE Å HÅNDTERE GRENSEVERDIER

Den mest åpenbare endringen i den reviderte standarden er at det er innført et nytt vibrasjonsmål som er bedre relatert til skade på byggverk.

Til nå har det vært praksis å bruke toppverdi av målt svingehastighet for å angi hvor kraftig rystelse en sprenging, ramming etc. har gitt. Når vi måler rystelser på denne måten viser erfaringsgrunnlaget at byggverk er mer sårbare for rystelser med lav frekvens enn om rystelsene har høyere frekvens. Noen land som Tyskland og USA har tatt direkte konsekvensen av dette og har frekvensavhengige grenseverdier i sine standarder.

Norge, Sverige og mange andre land har gjort det annerledes: Det er slik at tapsmekanismer i bakken fører til at frekvensinnholdet i rystelsene fra en sprengning eller et annet transient påvirkning avtar med avstanden. Rystelsene får dessuten lavere frekvens når bakken består av bløte og dype løsmasseavsetninger eller dårlig berg enn om grunnen består av fast berg. Hvordan et byggverk er fundamentert har også innvirkning på frekvensen i rystelsene. I stedet for å ha frekvensavhengige grenseverdier har vi indirekte tatt hensyn til frekvensen ved å gjøre grenseverdien avhengig av avstand, grunnforhold og fundamentering, gjennom en avstandsfaktor - F_d , grunnforholdsfaktor - F_g og fundamenteringsfaktor - k_f .

Denne løsningen har vært uhensiktsmessig. Ofte kjenner man ikke grunnforhold og fundamentering på bygninger som det skal settes grenseverdi for, og en grenseverdi som endrer seg med avstanden til sprengningsstedet er vanskelig å administrere. Bransjen har derfor ønsket å bli kvitt disse faktorene.

I stedet for å gå over til frekvensavhengige grenseverdier, som kunne vært et alternativ, har vi ved revisjonen av NS 8141 gått enda ett skritt videre. Vi har innført et frekvensveid rystelsesmål, der komponenter i rystelsesforløpet som har lav frekvens tillegges øket vekt og rystelseskomponenter med høy frekvens tillegges redusert vekt. Dette er enkelt å få til med moderne måleteknikk. Det gjøres ved å legge inn et standardisert veiefilter i måleinstrumentet eller annet sted i målekjeden. Dette nye vibrasjonsmålet kalles frekvensveid svingehastighet og måles i mm/s som tidligere. Filteret er laget for at det skal justerer måleverdien på en slik måte at det som tidligere lå i avstandsfaktoren, grunnforholdsfaktoren og fundamenteringsfaktoren statistisk sett automatisk blir kompensert for.

Helt nylig har Tyskland kommet ut med ny utgave av sin målestandard for rystelser. Der introduserer de et frekvensveiefilter som en alternativ måte å oppnå det samme som de frekvensavhengige grenseverdiene gjør. Det tyske filteret opererer på samme måte som det norske, men formen på filteret er noe annerledes.

Med frekvensveid svingehastighet som rystelsesmål blir grenseverdien kun avhengig av byggverkets egenskaper og blir derfor mye enklere å fastsette. Grenseverdien bestemmes nå av følgende faktorer:

- Byggverksfaktor - F_b som tar hensyn til at bygg av forskjellig type og utforming tåler rystelser bedre eller dårligere

- Byggmaterialfaktoren – F_m som tar hensyn til at forskjellige byggematerialer er mer eller mindre sårbare for rystelser. Det er hovedmaterialet i bygget som avgjør byggmaterialfaktoren.

Disse to faktorene er helt tilsvarende de som var i den forrige utgaven av standarden. Det er dessuten innført en ny faktor:

- Byggtilstandsfaktoren – F_t hvor det er mulig å ta hensyn til at et bygg er i særlig dårlig forfatning og derfor er mer sårbart for rystelser enn ordinært. Dette kan for eksempel skyldes store u-utløste spenninger på grunn av setninger.

Den nye standarden har forskjellig grenseverdi avhengig av om rystelsene kommer fra virksomhet av begrenset varighet, som fra et byggeprosjekt eller fra permanent virksomhet som en bergverksdrift. Dette skjer gjennom en varighetsfaktor – F_v . Varighetsfaktoren er først og fremst introdusert for å ta hensyn til menneskelig påvirkning og den økte ulempen det er for beboere å skulle utsettes for rystelsespåkjenninger uten en klar tidsavgrensning.

Filtreringen av målesignalet har også et par andre klare fordeler:

Erfaring med den eksisterende utgaven av standarden er at enkeltsalver fra tid til annen gir en uventet høy toppverdi, som ofte gir overskridelse av grenseverdien. Ved å se på registrert kurveforløp viser det seg at overskridelsen ofte skyldes et enkelt skarpt og kortvarig utsving som er mye større enn utsvingene i resten av salven. Dette har ofte ført til diskusjon om hvor relevant en slik enkelt, ekstrem toppverdi er for å vurdere skade, og om slikt skal betraktes som overskridelse av grenseverdien eller om de kan sees bort fra. I arbeidet med revisjon av standarden har vi analysert en rekke rystelsesforløp med slike ekstreme toppverdier. Det viser seg at slike topper skyldes innslag av rystelseskomponenter med svært høy frekvens som derfor ikke er særlig skadelige for byggverk. Ved å filtrere rystelsessignalet slik den nye utgaven av standarden legger opp til, vil slike høyfrekvente komponenter bli kraftig dempet og problemet med ekstreme enkeltstående toppverdier blir stort sett eliminert.

Selv om frekvensen i rystelser generelt avtar med øket avstand og med bløtere grunn, så er det stor individuell spredning på grunn av lokale forhold på det enkelte sted. Ved å bruke generelle avstands-, grunnforholds- og fundamenteringsfaktorer for indirekte å kompensere for frekvensen, kan enkeltbygninger ha fått en ganske feilaktig grenseverdi i forhold til den frekvensen som i realiteten opptrer akkurat der. Ved i stedet å kompensere for frekvensen ved å filtrere målesignalet fra det enkelte bygg slik den nye standarden gjør, får man korrigert for den frekvensen som reelt opptrer og det vil statistisk sett automatisk bli bedre harmoni mellom måleverdi og fastsatt grenseverdi for den enkelte bygning.

NYE MÅLEUTSTYR VIL AUTOMATISK GI FREKVENSVED SVINGEHASTIGHET. GAMLE INSTRUMENTER TILLTES FORTSATT BRUKT

Når den nye revisjonen av standarden kommer i funksjon, vil leverandørene av måleinstrumenter og måletjenester være klare og skal kunne tilby måling av toppverdi av frekvensveid

svingehastighet slik den nye standarden krever. Dette innebærer ingen stor omlegging av instrumenteringen. I dag foregår rystelsesmåling fra sprengning og anleggsvirksomhet så godt som utelukkende med instrumenter som automatisk sender målesignalet etter hver salve til en dataservert over mobiltelefonnettet. Dataserveren bearbeider målesignalet, tar ut toppverdi og andre måleverdier som sendes på sms til de involverte. For slikt måleopplegg krever den nye standarden ingen modifikasjon av instrumentene. Instrumentene kan som før sende det ufiltrerte målesignalet til dataserveren. Filtreeringen gjøres i dataserveren hvor tilbyderer av måletjenesten vil måtte legge inn en ny programsekvens slik at toppverdi av frekvensveid blir rapportert.

For å imøtekomme de som kun har enklere måleutstyr tillater standarden fortsatt at det brukes instrumenter som måler toppverdi av uveid svingehastighet etter den gamle standarden. De fleste slike instrumenter gir i tillegg til målt toppverdi også karakteristisk frekvens for rystelsene. I standarden er det diagram og formel for omregning av uveid toppverdi og frekvens til frekvensveid toppverdi. Siden måling av frekvens kan bli ganske unøyaktig legger standarden inn en liten sikkerhetsmargin hvis denne metoden brukes. Det er fortsatt også en del enda enklere instrumenter i bruk, som kun angir toppverdi av uveid svingehastighet. Også slike instrumenter vil fortsatt kunne brukes etter den nye standarden. Da må frekvensen anslås ut fra ladning, avstand og bergets / grunnens egenskaper. I veilederen vil det være et diagram for dette, men usikkerheten i et slikt anslag vil være ganske stort. Den nye standarden legger derfor inn en noe større sikkerhetsmargin hvis denne metoden benyttes.

VERTIKAL MÅLING PÅ GRUNNMUR ER FORTSATT HOVEDREGELEN. HORIZONTAL MÅLING PÅ KORT AVSTAND, I HØYE BYGG OG I TUNNELER OG BERGROM KOMMER I TILLEGG

For måling av rystelser på bygninger er regelen fortsatt at rystelsessensoren skal monteres på grunnmur eller fundament og at det kun skal måles i vertikal retning. På dette punktet er det ingen endring i forhold til tidligere utgave av standarden.

Der avstanden fra sprengningsstedet til bygninger er liten, det vil si mindre enn 10m krever den nye standarden at det skal måles både vertikalt og horisontalt (triaksial måling). Det er den største toppverdien, uansett om den er i vertikal eller horisontal retning som skal tilfredsstillende grenseverdien. En avklaring på dette punktet har vært etterlyst.

Også for tunneler og bergrom krever standarden at det måles triaksialt. Standarden spesifiserer hvor målepunktene skal plasseres avhengig av type tunnel / bergrom og hvor sprengningen foregår i forhold til plasseringen av tunnelen / bergrommet.

For høye bygninger kan rystelser fra sprengning medføre lavfrekvente svingninger oppover i etasjene, som oppleves som svært ubehagelige for mennesker. Der dette er en problemstilling legger den nye standarden opp til at det i tillegg til måling i vertikal retning på fundamentet også skal måles i horisontal retning i den øverste etasjen.

Standarden gir også avvisning på hvordan lufttrykkstøt skal måles.

STORT SETT ER GRENSEVERDIENE SOM TIDLIGERE. NOEN BEVISSTE ENDRINGER ER GJORT

Målsettingen med den reviderte utgaven av NS 8141 har vært at grenseverdiene i gjennomsnitt skal ligge på samme nivå som i den tidligere utgaven, hvis tilbakeregnet til uveid svingehastighet. Del 1 av den nye utgaven skal altså ikke representere noen generell skjerping eller slakking av kravene.

Imidlertid har erfaringen fra den tidligere standarden vist at grenseverdiene kan falle uheldig ut for visse situasjoner, og enkelte justeringer har derfor vært ønsket fra bransjen. De tilsktede endringene som er lagt inn i den nye standarden er følgende:

- Høyeste grenseverdi for boliger på berg er redusert:
Ordinære bygninger på berg tåler kraftige rystelser. Tidligere utgave av standarden gav derfor høye grenseverdier for slike boliger. Erfaring viser imidlertid at mennesker føler sterkt ubehag ved så kraftige rystelser som standarden åpnet opp for. Praksis utviklet seg derfor slik at disse høyeste grenseverdiene ikke ble benyttet. Den nye utgaven tar hensyn til dette og har innebygget en begrensning slik at den høyeste grenseverdien for boliger får en verdi som også tar hensyn til menneskelig påvirkning.
- Grenseverdi for bygninger på berg på lang avstand er redusert:
I den forrige utgaven av standarden var avstandsfaktoren definert slik at bygninger på berg, til forskjell fra løsmasser, fikk samme grenseverdi uavhengig av avstand. Dette har vist seg å gi for høye grenseverdier på lang avstand. Filteret i den nye standarden er definert slik at restriksjonen blir strengere på lang enn kort avstand for bygninger også på berg. For bygninger på løsmasser er filteret slik at det indirekte gir samme økning i restriksjonene med avstanden som avstandsfaktoren i den tidligere standarden gav.
- Grenseverdier for bygninger på løsmasser er øket:
Den tidligere utgaven av standarden gav urealistisk lave grenseverdier for bygninger på løsmasser. Dette er endret i den nye utgaven slik at laveste grenseverdi for bygninger på løsmasser er betydelig høyere enn tidligere.

Filteret i den nye standarden er som tidligere forklart definert slik at det legger mer vekt på rystelser med lav frekvens og mindre vekt på rystelser med høy frekvens. Dette innebærer at et rystelsesforløp med lav frekvens (bløt grunn, lang avstand) vil komme ut med en tallmessig høyere måleverdi enn det ville gjort hvis det var målt etter den gamle standarden som ikke har noen filtrering. Motsatt vil et rystelsesforløp med høy frekvens (fast berg, kort avstand) komme ut med en tallmessig lavere måleverdi enn etter tidligere standard. Man må derfor forvente at det vil gå noe tid å omstille "magefølelsen" for hva en rystelsesverdi målt etter den nye standarden innebærer. På sikt vil de nye måleverdiene fremstå som mye mer intuitive, siden grenseverdiene de skal sammenholdes med vil være konstante for samme type bygning, uavhengig av avstand, grunnforhold og fundamentering.

Rystelser fra sprenging er ingen "eksakt vitenskap" og alle som har jobbet med rystelsesmåling vet at det kan være overraskende stor variasjon i rystelsesnivåene under ellers tilsynelatende like forhold. Intensjonen med den nye standarden har som sagt vært å legge seg på samme "nivå" i

grenseverdier som i den tidligere utgaven, bortsett fra for de områdene der vi har lagt inn en bevisst endring. Imidlertid, på grunn av den store variabiliteten vil denne intensjonen kun la seg oppfylle på gjennomsnittsbasis. Det må åpenbart forventes at det dukker opp enkelttilfeller der ny og gammel standard kommer ganske forskjellig ut når det gjelder tillatte ladninger etc.

VEILEDEREN GIR NYE FORMLER OG DIAGRAMMER FOR LADNINGSBEREKNING

Med den nye utgaven av NS 8141 vil rystelsesgrensene bli oppgitt som toppverdi av frekvensveid svingehastighet. Når man så skal planlegge et sprengningsopplegg for å holde seg innen disse nye grenseverdiene vil man trenge et nytt grunnlag for å beregne største tillatte ladning i salvene. Dette vil inngå i veilederen til Del 1. Der vil man finne diagrammer og formler for å beregne sammenhengen mellom rystelsen, gitt som toppverdi av frekvensveid svingehastighet, og ladning, type sprengning, avstand og egenskaper ved berget / grunnforholdene. I prinsipp vil dette grunnlaget se ut som det man er vant med å bruke fra tidligere, men tallverdiene vil være en del forskjellige siden det tidligere grunnlaget opererte med toppverdi av uveid svingehastighet mens vi nå forholder oss til frekvensveid svingehastighet. Utviklingen av det nye beregningsgrunnlaget vil ta utgangspunkt i det tidligere grunnlaget, men en stor mengde med nye data vil også bli analysert og tatt hensyn til. Målet er å få frem en sikrere, bedre og mer veldokumentert bergningsmetode enn det man har hatt til nå.

Siden rystelser fra sprengning erfaringsmessig har stor variasjon fra sted til sted, også under tilsynelatende like forhold, vil ladningsberegning basert på et generelt grunnlag som beskrevet over, alltid ha en stor usikkerhet. Det vil derfor alltid være viktig å gjøre prøvesprengninger for å bestemme stedegne parametre, og aktivt å nyttiggjøre seg de målte vibrasjonene fra en salve til å oppdatere grunnlaget for eventuelt å justere opplegget for de etterfølgende salvene. Vi må også være forberedt på at introduseringen av den nye standarden vil føre til at enkelte aktører vil måtte oppdatere sine "in house" erfaringsbaser for sammenheng mellom ladning og rystelse.

DEN REVIDERTE STANDARDEN ER RESULTAT AV TEAMARBEID OG SPLEISELAG

Den reviderte utgaven av NS 8141 er et resultat av innspill og ønsker fra bransjen og et godt samarbeid i en bredt sammensatt komité oppnevnt av Standard Norge. Komiteen har følgende medlemmer: Amund Bruland – NTNU, Tor Erik Frydenlund – Vegdirektoratet, Terje Hagen / Tom Gunnar Hagen – SBV-Consult AS, Åsmund Hansen – AF-gruppen, Rolf Jullum – Statsbygg, Torbjørn Kjoberg – Skanska Norge AS / EBA, Karl Kure – Kure Fjellsprengningsteknikk, Johan Mykland – Jernbaneverket, Karin Norén-Cosgriff – NGI, Nils Ramstad – Multiconsult AS, Knut Tanbergmoen – Nitro Consult AS, Elin Walstad – Forsvarsbygg, Ann-Sofie Wessberg – Metron Miljøkonsult AB / Svensk representant, Roald Aabø - Vegdirektoratet. Prosjektleder fra Standard Norge er Iris Turunen-Rindel. Christian Madshus - NGI leder komiteen og har ansvaret for det faglige arbeidet. For Del 1 har det vært lagt ned stor innsats i en egen arbeidsgruppe bestående av Karl Kure, Nils Ramstad, Knut Tanbergmoen og Christian Madshus. Ellers har Karin Norén-Cosgriff fra NGI bidratt sterkt og har også gjort mye av bearbeidingen av måledata og erfaringsinformasjon. Ole Hermann Bjør fra

NORSONIC har bidratt med utformingen av filteret. Det har også vært et nært samarbeid med fagmiljøet i Sverige.

Arbeidet med standarden har vært finansiert med betydelig økonomisk støtte fra Vegdirektoratet, Jernbaneverket og Forsvarsbygg. Også Statsbygg og MEF har gitt økonomisk støtte. At disse aktørene har sett sitt ansvar og gitt denne støtten har gjort revideringen av standarden mulig. NGI og Standard Norge har dessuten bidratt med betydelige egne midler. All komitédeltagelse har skjedd på egen tid. Dette er også et betydelig bidrag til arbeidet.

UTFORDRINGER MED ETABLERING AV ET GODT EVAKUERINGSKONSEPT FOR LANGE JERNBANETUNNELER

THE CHALLENGES REGARDING ESTABLISHING GOOD EVACUATION KONSEPTS FOR LONG RAILWAY TUNNELS

Øivind Hansen, Jernbaneverket Utbygging,
Lise Backer, Jernbaneverket Utbygging
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Presentasjonen beskriver i korte trekk hva som er gjort av vurderinger for å velge tunnelkonsept for den planlagte tunnelen på Follobanen. Erfaringer fra tidligere prosjekter er beskrevet. For Follobanen er det valgt et konsept med to enkeltløp tunneler og tilhørende evakueringsprinsipp. Dette er basert på erfaringer fra de siste jernbanetunnelene i Europa og Norge, Norsk og Europeisk regelverk, beredskaps-analyser med togledelse og beredskapsenheterne og røykspredningsanalyser. Detaljene i evakueringskonseptet for Follobanen er under utarbeidelse, og påvirker utforming av tunnelens tverrsnitt, utforming både av høyde og bredde på gangveier, avstand mellom og utforming av rømningsveier osv.

SUMMARY

This presentation describes briefly the assessments made to choose two single track railway tunnels and evacuation principles. This is based on experiences from the latest tunnel designs in Europe and Norway, national and European regulations, evacuation analyses with traffic controllers and rescue management, and smoke spread analyses. Detailed design is to be made for cross section, evacuation walkways along the tunnel and between the tunnels etc.

1. HVILKE UTFORDRINGER HAR VI?

Jernbaneverket planlegger bygging av en 20 km lang tunnel på Follobanen, det nye dobbeltsporet som er under planlegging mellom Oslo og Ski.

Etter vurderinger av både sikkerhet, forhold knyttet til fremtidig drift og vedlikehold, samt robusthet for togavviklingen, er det besluttet at denne 20 km lange tunnelen skal bygges med to separate løp i stedet for med ett stort dobbeltsporet løp slik Jernbaneverket til nå har bygget alle sine tunneler på dobbeltsporede strekninger.



Figur 1. Trasé for nytt dobbeltspor mellom Oslo og Ski, Follobanen

Det er en rekke faktorer som må vurderes ved etablering av et hensiktsmessig evakueringskonsept i lange tunneler. Nedenfor følger en oversikt over noen av de sentrale spørsmålene som må besvares ved utforming av et evakueringskonsept, men listen er ikke uttømmende:

- Hvor mange tog vil det være i tunnelen når en uønsket hendelse oppstår?
- Hvor langt tid eller avstand er det mellom hvert tog?
- Hvor lange er togene og hvor mange passasjerer kan et tog inneholde?
- Hvordan styrer trafikkledelsen trafikken i tunnelen ved en hendelse; brann, kollisjon, avsporing, etc?
- Hvordan skal ombordpersonalet kommunisere med trafikkledelsen og de reisende?
- Hvor langt tid har de evakuerende på seg til å komme til sikkert sted?
- Hvor langt er det til nærmeste nødutgang?
- Hvordan skal vi informere de evakuerende og lede dem mest mulig effektivt til sikkert sted?
- Hvor stor/sterk kan en brann i persontog/godstog bli?
- Hvordan og hvor fort sprer røyken seg?
- Hvor giftig er røyken som sprer seg, og hvor lenge kan evakuerende oppholde seg eller overleve røykfylte rom?
- Selvredning blir første og viktigste prioritet ved en brannhendelse. Hvordan skal rømningsveiene utformes for å evakuere alle?
- Hvor lang tid tar det før hjelp kommer utenfra?
- Hvilke barrierer bygges inn i tunnelen?
- Er det sikkert å rømme til naboløpet?
- Kommer redningsetatene til for å gjøre sin innsats?
- Hva er redningsetatenes behov ved en hendelse?
- Har redningsetatene steder å samle seg og organisere innsats inn i tunnelen?
- Hva trenger redningsetatene av utrustning, og har de dette selv, eller må det bygges inn i tunnelen?
- Hva gjør vi med tog i brann som kommer seg ut av tunnelen?
- Hvor skal brennende tog stoppe når det er kommet ut av tunnelen?

Nedenfor følger utdrag fra sentrale analyser som er gjort for Follobanen for å besvare noen av spørsmålene over. Disse danner grunnlag for de valg som er gjort og som skal gjøres i nær fremtid.

2. HVORDAN ER DETTE HÅNDTERT I TIDLIGERE PROSJEKTER?

Mange av analysene som er gjort for Follobanen har tatt utgangspunkt i vurderinger Jernbaneverket har gjort ved fastsettelse av rømningskonsept for tunnelene som er bygget mellom Lysaker og Asker, og tunnelene som er planlagt på Dovrebanen.

2.1 Sandvika – Asker: Tanum- og Skaugumtunnelen

På den nybygde dobbeltsporstrekningen mellom Sandvika og Asker, er det bygget to dobbeltsporede tunneler, Tanumtunnelen og Skaugumtunnelen. Medregnet betongkonstruksjoner i enden av tunnelene, er begge disse tunnelene ca 3,6 km lange. Begge tunnelene har ensidig stigning fra Sandvika i retning Asker.

Disse tunnelene ble bygget i perioden 2002 – 2005. Ved prosjekteringen av disse, ble det vurdert hvorvidt de skulle bygges med ett stort dobbeltsporet løp eller med to separate løp. Basert på analyseresultater fra blant annet røykspredningsanalyser, ble det konkludert med at et konsept med ett stort dobbeltsporet løp og vifter til å styre røyken ved en eventuell brann ville gi tilstrekkelig sikkerhet ved evakuering. Røykspredningsanalysene ble gjort med utgangspunkt i en generell, kort tunnel uten stigning. I ettertid er det erkjent at resultatene fra simuleringer basert på en slik generell modell gir begrenset nytte relatert til den tunnelen som skal analyseres.

Det var i utgangspunktet ikke forutsatt at tverrslag etablert for driving av tunnelen skulle beholdes som rømningsveier ved ferdigstillelse av tunnelene. Hele evakueringskonseptet var basert på at vifter skulle blåse røyk i en retning og evakuering skulle foregå oppstrøms røykretningen. Analysene forutsatte at det oppstrøms brannen da ville bli etablert et sikkert område med gode evakueringsforhold og at det ut i fra dette kunne aksepteres en lengde på evakueringsvegen på mer enn tre kilometer.

Etter en vurdering og erkjennelse av at det ville være evakuerende som kom til å havne på feil side av brannen og dermed ville tvinges til å rømme i samme retning som røyken ble blåst, endret prosjektet denne forutsetningen. Tverrslagene, ett i hver tunnel, ble beholdt som evakueringsveger og det ble etablert beredskapsplasser for redningsetatene utenfor disse tunnelene. På denne måten ble evakueringsvegene kortet inn.

2.2 Lysaker – Sandvika: Bærumtunnelen

For nytt dobbeltspor mellom Lysaker og Sandvika er det bygget en dobbeltsporet tunnel, Bærumtunnelen. Medregnet betongkonstruksjoner i enden av tunnelen, er denne ca 6 km lang. Den er med utgangspunkt i vurderingene som var gjort for Tanum- og Skaugumtunnelene bygget med ett dobbeltsporet løp, men har i motsetning til de tunnelene et lavbrekk omtrent på 1/3-punktet. Fra dette lavbrekket stiger tunnelen i begge retninger mot Lysaker og Sandvika.

Tunnelen ble bygget i perioden 2007 – 2011. Ved prosjekteringen av denne tunnelen ble det forutsatt å beholde de tre tverrslagene fra drivingen som permanente evakueringsveger etter ferdigstillelse.

Underveis da prosjekteringen nesten var slutført, kom det internasjonale bestemmelser (TSI) for maksimal avstand mellom rømningsveger for jernbanetunneler. For dobbeltsporede tunneler ble det krevd maksimalt 1000 meter mellom utganger til overflaten eller annet sikkert rom utenfor tunnelen. For enkeltsporede tunneler på dobbeltsporede baner ble det krevd maksimalt 500 meter mellom tverrforbindelser mellom tunneløpene.

Avstanden mellom tverrslagene for Bærumtunnelen var alle mer enn 1000 meter. Det ble da konkludert med at det måtte legges inn tiltak slik at kravene i TSI'en kunne oppfylles for den dobbeltsporede tunnelen som da var besluttet bygget, og for å sikre at risikoen ved en eventuell brann lå innenfor akseptable grenseverdier.

Som grunnlag for vurdering av tiltak, ble det etablert en røykspredningsmodell. Denne var bygget ut i fra tunnelens reelle mål og stigningsforhold. En rekke scenarier med brann i både persontog og godstog ble simulert.

Av tiltakene som ble vurdert, var:

- Etablering av supplerende rømningsveger ut av tunnelen for å korte ned på evakueringslengden og tilfredsstillte kravene i TSI'en om maksimalt 1000 meter mellom utgangene til sikkert sted.
- Utvide tunnelprofilen på den ene siden slik at en innelukket gangveg kunne bygges med betongvegger over hele eller deler av tunnelens lengde. Innganger til rømningsgangen for hver 1000 meter eller tettere og overtrykk slik at røyk hindres å trenge inn under evakueringen.
- Bygge en separat rømnings- og driftstunnel parallelt med trafikktunnelen. Tverrforbindelser mellom tunnelene for hver 1000 meter eller tettere.

Ut i fra analyseresultatene og en vurdering av nytte/kost knyttet til de ulike tiltakene, ble løsningen med supplerende rømningsveger ut av tunnelen valgt for bygging av Bærumtunnelen.

3. ANALYSER OG KONSEPTVALG

Alle vurderinger og anbefalinger for tunnel- og evakueringskonsept for Follobanen er basert på flere sett med analyser. TSI stiller krav til togmateriellet om at disse skal kunne kjøre ut av en tunnel på opp til 20 km selv om det oppstår brann i toget. Det må imidlertid tas høyde for at denne forutsetningen kan slå feil, og at tog i brann stopper i tunnelen. Persontog i brann anses dermed som den dimensjonerende hendelsen ved utforming av evakueringskonsept. Brann i godstog er også analysert. Ulike scenarier er lagt til grunn for analysene for å dekke opp forhold av betydning for valgene på en best mulig måte.

3.1 Røykspredningsanalyser

Som en del av beslutningsunderlag for valg av konsept er det gjennomført detaljerte beregninger av røykspredning i de to tunnelkonseptene. Dette gjelder spesielt for valg mellom tunnel med ett (dobbeltsporet) eller to (enkeltporet) løp. Formålet med analysen var å beregne og sammenlikne røykspredning i Follobanetunnelen ved enkeltporet og dobbeltsporet løsning.

Som grunnlag for analysene er det laget en modell basert på tunnelens faktiske mål for lengde, stigningsforhold og størrelse på tverrsnittet.

Det er simulert 6 branner i persontog fordelt på to lokasjoner – på hver lokasjon er det simulert brann i dobbeltsporet tunnel med ventilasjon mot Ski, brann i enkeltsporet tunnel med ventilasjon mot Ski, og brann i enkeltsporet tunnel med ventilasjon mot Oslo. Det er simulert 2 branner i godstog på en lokasjon – en i dobbeltsporet tunnel og en i enkeltsporet tunnel, begge med ventilasjon mot Ski.

Brann i persontog er definert som en 20MW brann – med en utviklingstid på 5 minutter.

Ventilasjonsrate ved fullt etablert vindfelt er definert som 3.5 m/s midlet over tunnel tverrsnittet. Brann i godstog er definert som en 150MW brann – med en utviklingstid på 10 minutter. Ventilasjonsrate ved fullt etablert vindfelt er definert som 3.5 m/s midlet over tunnel tverrsnittet.

Resultatene er derfor gitt i form av bilder som viser konsentrasjoner i forskjellige lokasjoner og tabeller med røykkonsentrasjon ved gitte tidspunkt ved forskjellige avstander fra brannen.

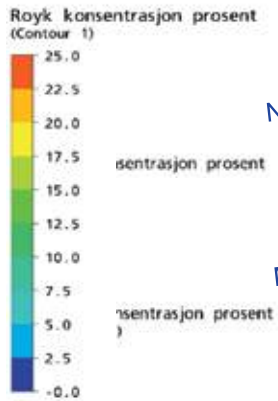
Følgende konklusjoner er trukket fra analysen:

- I alle casene som er undersøkt klarer brannventilasjonen å fjerne ”backlayeringen”, dvs tilbakeslag av røyk, når ventilasjonen er fullt etablert. Før brannventilasjon kommer i gang sprer imidlertid røyken seg i begge retninger fra brannlokasjonen.
- Felles for både enkeltsporet og dobbeltsporet tunnel er at røykkonsentrasjonen fra brannstedet og i den retningen det ventileres blir så høy at man vil ha under 1 m sikt under evakueringen.
- Simuleringene viser noe lavere røykkonsentrasjoner i dobbeltsporet tunnel. Dette skyldes hovedsakelig at det blir ventilt inn mer luft i den dobbeltsporede tunnelen for å oppnå den samme ventilasjonshastighet på 3.5 m/s.
- I ”hodehøyde”, dvs 1.8 m over gangbanen, er imidlertid forskjellen i røykkonsentrasjon for enkelt- og dobbeltsporet tunnel ikke så stor som den større mengden frisk luft skulle tilsi. Dette skyldes at røyken fordeler seg noe forskjellig i de to tunnelene, blant annet fordi røyken i dobbeltsporet tunnel blir fortere kjølt ned av tunnelveggen og ”faller ned”.

En annen forskjell på de to konseptene er at evakuering kan starte tidligere ved to enkeltsporete tunneler fordi man ikke må vente på at tog i motgående spor har stoppet. Selv om røykkonsentrasjonen er større for to enkeltsporete tunneler pga. mindre tunneltverrsnitt, vil eksponeringstiden være lavere på grunn av raskere start på evakueringen, samt at det er kortere avstander mellom nødutgangene.

Nedenfor vises 3 forskjellige eksempler på illustrasjoner med informasjon fra beregningene.

Figurene viser at med ventilasjon blir forholdene verre i oppholdshøyde nedstrøms brannen den første perioden etter at ventilasjonen er slått på. Oppstrøms brannen blir forholdene vesentlig bedre etter at ventilasjonen er slått på.



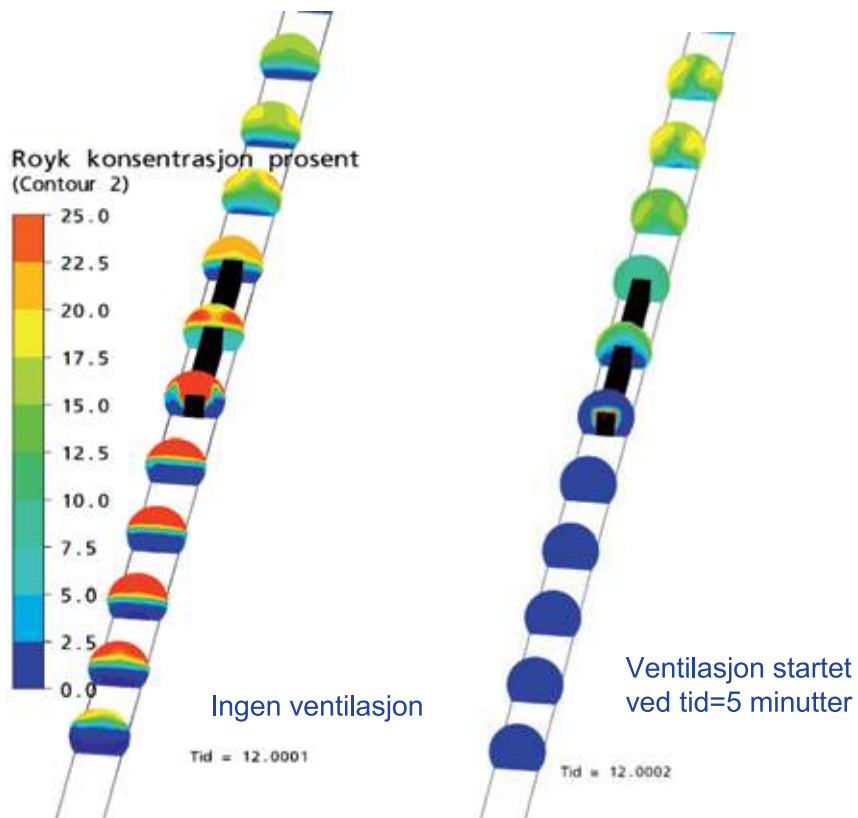
Naturlig ventilasjon

ANSYS

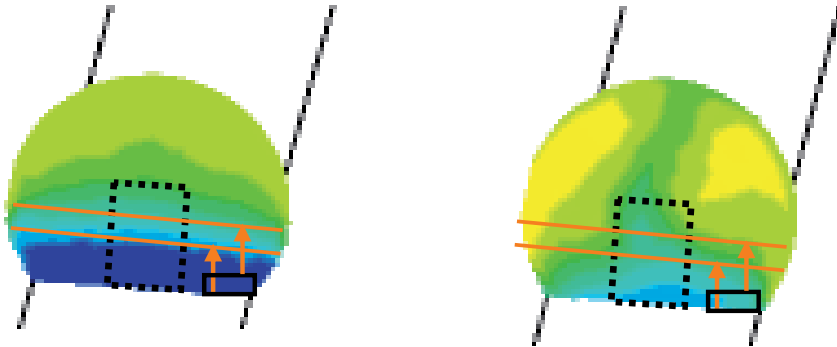
Mekanisk ventilasjon

ANSYS

Figur 2. Røykspredning etter 9 minutter



Figur 3. Røykkonsentrasjonen sett i tunneltverrsnittet ved tiden $t = 12$ minutter



Naturlig ventilasjon

Mekanisk ventilasjon

Figur 4. Tverrsnitt av tunnelen 500 meter nedstrøms brannen etter $t = 12$ minutter

3.2 Konseptvalg; Ett- kontra to løp

Alternativet med to enkeltsporete tunneler kommer mer gunstig ut i alle de kvantifiserbare analysene med unntak av kostnadsanalysen hvor to løp er estimert å bli 5-7 % dyrere enn løsningen med ett dobbeltsporet løp. For analysene knyttet til sikkerhet kunne følgende konklusjoner trekkes:

- To løp har bedre sikkerhet hovedsakelig fordi det er et potensial for at flere personer kan bli involvert i en avsporing eller brann i en stor dobbeltsporet tunnel.
- Avstand mellom rømningsvegene er sentralt for hvor lenge de evakuerende eksponeres for røyk. Her kommer konseptet med to separate løp og maksimalt 500 meter mellom rømningsvegene best ut.
- Evakuering kan starte tidligere i en enkeltsporet tunnel, siden man ikke må vente på bekreftelse på at trafikk i motgående løp er stanset.
- Begge konsept har akseptabel sikkerhet, men konseptet med to separate løp kommer bedre ut totalt sett enn konseptet med ett stort dobbeltsporet løp.

I tillegg til bedre resultater i forhold til sikkerhet, var også forhold knyttet til vedlikehold og bedre robusthet for togfremføringen tungtveiende argumenter for å velge et konsept med to separate løp for den 20 km lange tunnelen på Follobanen.



Figur 5. Follobanen skal bygges med to separate løp. Det er ikke tatt stilling til om tunnelen skal drives konvensjonelt ved sprengning eller bores med TBM.

4. RØMNINGSKONSEPT FOR FOLLOBANEN

Det er besluttet at Follobanen skal bygges med to enkeltsporete tunneler. Dette konsept er vurdert å ha et akseptabelt risikonivå i henhold til Jernbaneverkets akseptkriterier, og totalt sett være det beste konseptet for denne tunnelen. Det er videre gjennomført en vurdering av evakueringskonseptet for to enkeltsporete tunneler på Follobanen. Foreliggende analyser bygger på konklusjonen fra den kvantitative risikoanalysen for konseptvalg for Follobanen, hvor. Videre analyser ble derfor rettet mot en optimalisering av sikkerheten ved evakuering.

Hovedhensikten med analysene var å avklare om et rømningskonsept for Follobanens tunnel setter krav til rammebetingelsene for underbygningen; spesielt til tunneltverrsnitt, avstand mellom tunneløp og utforming av tverrforbindelser. I tillegg skal beredskapsplasser for tunnelen vurderes.

4.1 Simuleringer av røykspredning

For rømningskonseptet ble analysene begrenset til vurdering av ventilasjon i tunnelen, utforming av gangbane, utforming av tverrforbindelse og evakuering til motsatt løp. For å evaluere disse forholdene ble det etablert et basiskonsept som er sammenlignet med alternative utforminger.

Brann i persontog har vært topphendelsen som danner grunnlaget for vurdering av rømningskonseptet siden dette er en tidskritisk hendelse. Det finnes imidlertid ingen standard for hvordan en slik hendelse skal simuleres. Prosjektet har derfor definert basiskonseptet ut fra nasjonale og internasjonale erfaringer og anbefalinger tilpasset de stedlige forholdene.

Det er tatt utgangspunkt i at man skal tilrettelegge evakueringen best mulig for inntil 1200 evakuerende. Basiskonseptet for rømningssimuleringene har vært 500 m mellom tverrforbindelsene, lav gangbane på nivå med skinneoverkant (SOK), evakuering ut til en side av toget på en 1,5 m bred gangbane og en ganghastighet på 0,7 m/s i gjennomsnitt. Dørbredde inn til tverrforbindelser er satt til 1,4 m.

Det forutsettes ventilasjon i togets kjøreretning og evakuering i motsatt retning, oppstrøms ventilasjonsretningen.

Rømning er simulert for to representative scenarier:

- Scenario 1A: Toget stopper midt mellom to tverrforbindelser
- Scenario 2A: Toget stopper rett ved en tverrforbindelse

For begge scenariene starter brannen bakerst i toget slik at alle de evakuerende kan bli eksponert for røyk.

Resultatet for basiskonseptet viser at det vil ta ca. 20 minutter å evakuere et tog som stopper mellom tverrforbindelser, scenario 1A, og ca. 15 minutter å evakuere et tog som stopper ved en tverrforbindelse, scenario 2A.

Man klarer ikke å få alle de 1200 evakuerende over i motgående tunneløp uten at flere av de evakuerende blir eksponert for røyk. Imidlertid er disse resultatene innenfor akseptabel risiko for tunnelen på Follobanen.

Det ble i tillegg gjennomført sensitivtetsvurderinger med 30 MW brann og differensiering på ganghastighet. I stedet for å benytte gjennomsnittlig 0,7 m/s ganghastighet, ble hastigheten økt til 1,2 m/s så lenge det er tilfredsstillende sikt og frem til tunnelen blir røykfylt, etter ca. 10 minutter. Da er hastigheten satt til ned til 0,2 m/s for de som fremdeles befinner seg i tunnelen. Dette scenarioet gir en økt evakueringsstid for de siste ut av tunnelen på ca 7 minutter, og øker den totale evakueringsstiden til 30 minutter før siste mann er ute av tunnelen. De gjenværende i tunnelen som må evakuere i røyk etter at det har gått 10 minutter er likevel betydelig færre, ca 300, ved dette hendelsesforløpet enn i basiskonseptet hvor ca 750 fremdeles er igjen i tunnelen og eksponeres for røyk. Basiskonseptet, med gjennomsnittlig ganghastighet på 0,7 m/s gir derfor mer konservative resultater enn en differensiering på ganghastighet. Dette skyldes at flere rekke å komme seg ut av den røykfylte tunnelen innen 10 minutter når ganghastigheten settes opp i første fase av evakueringen til tross for at brannlasten er øket.

For 30 MW brann er det sammenlignet med inputparametere som ble benyttet for tilsvarende simuleringer på Dovrebanen. Resultatene viser at metoden benyttet for Follobanen gir mer konservative resultater i forhold til dødelighet og kapasitet for personer som må evakuere i røyk.

Sensitivtetsvurderingene har ut i fra dette reist spørsmål om det er benyttet for konservativ tilnærming på røykforgiftning. Etterfølgende konklusjoner er imidlertid basert på 20 MW brann med 3 % andel CO i røyken.

Den overordnede konklusjonen for underbygning i tunnelen er at ingen av de forhold som er vurdert har medført krav til endring av tunneltverrsnitt, avstand mellom tunnellop eller utforming av tverrforbindelser, gitt Jernbaneverkets akseptkriterier.

Resultatene for 1200 evakuerende tilsier likevel at man bør vurdere alternative utforminger for å optimalisere rømningskonseptet innenfor ALARP- prinsippet. Basert på vurderinger av de alternative løsninger vurdert for rømningskonsept har dette gitt konklusjoner og anbefalinger for ventilasjon, utforming av gangbane og krav til tverrforbindelsene.

4.2 Ventilasjon i tunnelen

Analysene har vurdert mekaniske ventilasjon (3,5 m/s) og naturlig ventilasjon. Røyksimuleringene viser at skillet mellom mekanisk og naturlig ventilasjon med tanke på CO-opptak først har effekt etter ca. 15-20 minutter. Det vil si at mekanisk ventilasjon i scenarioet *brann i persontog* gir effekt først etter ca. 15-20 minutter, og har mindre nytte dersom evakuering til røykfritt område i motsatt tunnellop kan gjennomføres innen 15-20 minutter. Røyksimuleringene og rømningssimuleringen viser at man for de to basisscenarioene, 1A og 2A, er på grensen for at mekanisk ventilasjon vil bidra til effektiv risikoreduksjon.

Vurdering av sensitivitet av ganghastighet viser at de siste evakuerende vil kunne bruke opp mot 30-35 minutter ved en avstand mellom tverrforbindelse på 500 meter. Dette gjelder imidlertid 1200 personer. De fleste evakueringssituasjoner vil ha et lavere antall evakuerende enn 1200, og dermed gå raskere enn de valgte basiskonseptene.

Lengden på Follobanens tunnel tilsier at det er sannsynlig at det kommer et tog bak det brennende toget og skaper luftstrømmer, stempeleffekt. Dersom stempeleffekten punkterer sjikting som oppstår ved naturlig ventilasjon, vil røyken kunne spre seg over tverrsnittet og

dermed forverre situasjonen oppstrøms brannen. Imidlertid viser analysene at effekten av akkumulert CO-opptak ved ødelagt sjikting først bidrar etter 10 minutter for de evakuerende. Punktert sjikting på grunn av annen togtrafikk i tunnelen vil redusere siktforholdene og dermed bidra til økt evakueringstid. Etter høringsrunden kom det innspill på at dette vil være mindre sannsynlig da toget bak vil stoppe før luftfronten foran toget når røyken.

Nytten av mekanisk ventilasjon øker med evakueringstiden. Det som påvirker evakueringstiden mest er avstand mellom tverrforbindelsene. Det anbefales derfor at man vurderer behov for mekanisk ventilasjon i sammenheng med vurdering av avstand mellom tverrforbindelser.

Analysene viser at sikkerhetsgevinsten av mekanisk ventilasjon kommer ved evakueringstid rundt 15-20 minutter. Det er imidlertid alltid usikkerheter i simuleringer av røykspredning og rømningshastighet. Dersom basiskonseptet med 500 meter mellom tverrforbindelser må opprettholdes, anbefales mekanisk ventilasjon. Dette for å ta høyde for usikkerhet i gangtiden for de ulike scenarioene. Vurdering av sensitivitet av ganghastighet viser at de siste evakuerende vil kunne bruke opp mot 30-35 minutter ved en avstand mellom tverrforbindelse på 500 meter. Vurdering av alternativene mekanisk ventilasjon versus redusert avstand mellom tverrforbindelser er et spørsmål om investerings- og driftskostnader ved disse alternativene.

4.3 Utforming av gangbane

Rømningssimuleringene viser at flaskehalsen ved en evakuering vil være dørene inn til tverrforbindelsene. Utformingen av gangbanen vil derfor ha mindre innvirkning på totaltiden det tar å evakuere til tverrforbindelsen og over i motsatt tunneløp.

Det har vært vurdert en løsning med hevet gangbane på 76 cm. Dette bidrar til raskere evakuering ut av toget, men på den annen side fører det også til økt røykeksponering ved at hodehøyde heves opp i sjikt med høyere røykkonsentrasjoner. Det er også vurdert andre ulemper ved hevet gangbane. Nytteeffekten av å heve gangbanen til 76 cm er derfor negativ totalt sett, og lav gangbane er anbefalt løsning.

En mellomløsning med 30- 40 cm hevet gangbane kan ha enkelte fordeler, men vil primært være styrt av andre behov som plass til kabelkanal.

Analysene viser at evakuering på begge sider av toget gir en gunstig effekt på den totale evakueringshastigheten. Det er derfor anbefalt gangbane på begge sider av tunneløpet.

Bredden på gangbanen påvirker også resultatet. En gangbredde på 0,75 gir betydelig lengre evakueringstid enn 1,5 meter. Imidlertid gir en ytterligere økning av bredden til 2,2 m tilnærmet ingen effekt. Det anbefales derfor en bredde i størrelsesorden 1,5 meter gangbane.

Det er anbefalt at man i den videre prosjektering ser på bredde på gangbane i sammenheng med gangbane på begge sider av tunneløpet, samt hvilke andre behov det er for plassering av utstyr i tunnelrommet. Utforming av gangbanen inkluderer også vurdering av mulige tiltak som ledelys, informasjonsskilt, taktile løsninger etc. Dette vil detaljeres i neste prosjektfase.

4.4 Krav til tverrforbindelsene

Avstand mellom tverrforbindelsene

Gangtid utgjør en betydelig andel av evakueringstiden. Avstanden mellom tverrforbindelsene har derfor stor innvirkning på resultatene. Med 250 m mellom tverrforbindelsen viser resultatene at man klarer å evakuere 1200 passasjerer innen 10-11 minutter. Siden basiskonseptet er innenfor akseptabelt risikonivå er det ikke påkrevd med kortere avstand enn minimumskravet på 500 meter mellom tverrforbindelsene.

Imidlertid som nevnt for ventilasjon anbefales det at man vurderer avstand mellom tverrforbindelsene i sammenheng med behov for et mekanisk ventilasjonskonsept.

Bredde på dør inn i tverrforbindelsen

Bredden på døråpningen til tverrforbindelsen er identifisert som en flaskehals i forbindelse med evakuering av ett brennende tog.

Det er i analysen lagt til grunn en døråpning på 1,4 meter. På grunn av trykk- og sugkreftene i tunnelen er det ikke ønskelig å øke dørbredden. Et alternativ er i stedet å øke antall dører.

Det anbefales at dørbredden designes så stor som det er praktisk mulig å få til, ut fra en nytte / kost vurdering. Nærmere detaljer på utforming av dører (inkludert hengslet eller skyvedører) kan avklares i den videre detaljeringen av tverrforbindelsene.

Fjernstyrt låst dør eller ulåst dør til motsatt løp i tverrforbindelsen

Et alternativ for å unngå påkjørsler er å låse dør til motsatt løp inntil togleder har stanset alle tog i dette løpet. Togleder vil da fjernstyrt åpne døren. Dersom låsmekanismen svikter kan dette føre til at evakuerende bruker lang tid på å ta seg til neste tverrforbindelse, samt at det kan utvikle seg panikk og personer klemmes i hjel. Risikovurderingen viser at risiko for dødsfall ved låst eller ulåst dør ligger i samme størrelsesorden. En løsning med låst dør vil sett høye krav til pålitelighet i levetiden av tunnelen. Forskjell mellom låst og ulåst ligger da i forskjell på vedlikeholdskostnader og kompleksitet på et system med krav til høy pålitelighet. Ut fra en helhetsvurdering er det anbefalt at man velger ulåst dør.

4.5 Evakuering i motsatt løp

Rømningssimuleringen viser en flaskehals ved evakueringen til motsatt løp. De evakuerende tar seg ikke langt nok inn i løpet, men stopper opp etter hvert slik at det blir en propp. Videre prosjekteringsarbeid må vurdere former for informasjon slik at de første evakuerende fortsetter innover i tunnelen.

Det må også vurderes tiltak som hindrer de evakuerende å gå rett ut i sporet i motsatt løp før trafikken i dette løpet er stoppet.

4.6 Beredskapsplass

Det er begrenset areal tilgjengelig i området rundt Oslo S for tilrettelegging av en beredskapsplass for tunnel på Follobanen. Det er vanskelig å finne et område som egner seg for evakuering av tog i nærheten av tunnelportalen. Det anbefales derfor en todelt løsning for beredskapsplass for Follobanen:

Beredskapsplass for evakuering av brennende tog skjer ved plattformene på Oslo S. Dette må koordineres med den generelle beredskapen på Oslo S og spesifikt med beredskapsplass for Oslotunnelen og Romeriksporten.

Det bør i tillegg etableres innsatsplass ved tunnelportalen ved Bispegata. Det har vært evaluert flere mulige lokasjoner ut over plattformområdet på Oslo S. Videre detaljering av dette må gjøres i samarbeid med Oslo Brann og redningsetat.

Tilsvarende er det i sydenden av tunnelen også forutsatt etablering av en beredskapsplass.

I tillegg vil det være mulig for redningsetatene å få tilkomst til tunnelanlegget fra tverrslagene som etableres ved bygging av tunnelen.

5. REFERANSER

1. UOS-00-A-10023, rev 00A, Konseptvurdering av røykspredning i tunnel for Follobanen. (Aas-Jakobsen/Veritas)
2. UOS-00-A-10037, rev 00A, Kvantitativ risikoanalyse - Vurdering av dobbeltsporet tunnel eller to enkeltsporete tunneler for Follobanen. (Aas-Jakobsen/Veritas)
3. UOS-00-A-10057, rev 01A, Konseptvalg: Ett- kontra to løp / Med- eller uten dagsone. (Aas-Jakobsen/Veritas)
4. UFB-30-A-30040, rev 00B, Underbygging – Rømningskonsept. (Aas-Jakobsen/Veritas)

HOLMESTRAND STASJON I FJELL FRA VISJON TIL VIRKELIGHET**Holmestrand underground station from vision to reality**

Siv.ing. Stine Ilebrekke Undrum, prosjektdirektør Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Den nye jernbanestasjonen i Holmestrand ble på 1990-tallet planlagt lagt i dagen i Holmestrand sentrum. Men som følge av strengere krav til hastighetsstandard samt behov for en rekke kompenserende tiltak, ble det utført en omprosjektering der stasjonen ble trukket inn i fjellet. Stasjonshallen i Holmestrand blir verdensunik med fire spor over stasjonsområdet – to gjennomgående spor dimensjonert for hastigheter opp imot 250 km/t samt to spor til plattform for henholdsvis nord- og sørgående trafikk.

Tilsvarende løsning er ikke kjent andre steder i verden og det har bydd på mange utfordringer å prosjektere et State-Of-The-Art design. Det er utarbeidet en rekke modeller for å beregne trykk/sug-krefter, lufthastigheter, brann-/rømningskonsept og lydforhold i stasjonshallen. I tillegg er det foretatt en rekke grunnundersøkelser og utarbeidet teoretiske modeller for å kartlegge bergforhold og hydrologi.

Prosjektet er byggeklart, kontrakt med grunnentreprenør ble signert oktober 2011 og planlagt ferdigstilling er årsskiftet 2015/2016.

SUMMARY

A new overground railway station in Holmestrand was planned in the 1990s. A need for higher speed meant more stringent requirements and a range of compensatory measures, which resulted in the planned station being moved underground. The station hall is unique worldwide with 4 tracks going through the station, 2 of which are high-speed and designed for trains that are travelling up to 250 km/h. The other two tracks are used for passengers to board/alight the trains.

Projects of this nature are not known elsewhere in the world and have offered many challenges in designing the State-Of-The-Art solution. A variety of models were used to calculate the pressure / suction forces, air speeds, fire-/evacuations concept and acoustics in the station hall, and a series of site investigations undertaken to develop theoretical models mapping the rock conditions and hydrology.

The project is now ready for construction. The contract was signed in October 2011 and scheduled completion is the end of 2015/2016.

1. INNLEDNING

Syvende desember i år fyller Vestfoldbanen 130 år. Det er en betydelig tidsreise mellom “Grevskapsbanen” som stod ferdig i oktober 1881 til dagens hektiske byggeaktivitet på Vestfoldbanen. Imidlertid kan vi ikke konkurrere med 1800-tallets byggetempo - det tok kun fem år å bygge 138 km jernbane med 99 broer og 19 tunneler på strekningen Drammen-Skien!

Planlegging av en modernisert jernbane gjennom Vestfold startet tidlig på 1990-tallet. Fylkesdelplan for nytt dobbeltspor forelå i 1992 og i etterkant utarbeidet Jernbaneverket utbyggingsplaner for de ulike parsellene. Vestfoldbanen ble inndelt i tolv parseller og utbyggsrekkefølgen ble bestemt ut ifra hvor stor effekt den enkelte parsell har for dagens togtrafikk. Ved å modernisere de parsellene som gir økt kapasitet for togtrafikken fjernes flaskehalsene.

Den første parsellen er dobbeltsporet mellom Kobbervikdalen og Holm like sør for Sande. Strekningen er 17,5 km og stod ferdig i 2001. Året etter ble kryssningsspor ved Nykirke ferdigstilt. Arbeidet med moderniseringen av Vestfoldbanen fortsatte ved oppstart av parsellen Barkåker – Tønsberg i 2009. Nå er det hele tre parseller i ulike byggefaser på Vestfoldbanen.

Barkåker-Tønsberg

Byggingen av nytt dobbeltspor Barkåker – Tønsberg startet opp 2.mars 2009 og sporet åpnet for trafikk 7.november i år. Prosjektet har en total anleggslengde på 7,7 km og omfatter 5,8 km dobbeltspor fra Skotte nord for Tønsberg, 1750 m tunnel gjennom Frodeåsen, tilslutninger til eksisterende jernbanetrasé samt arbeider for å snu kjøreretningen gjennom jernbanesløyfa i Tønsberg. Kostnadsrammen for prosjektet er ca. 1,5 mrd kr.



Figur 1 Oversiktskart Vestfoldbanen

Farriseidet – Porsgrunn

Prosjektet Farriseidet - Porsgrunn består av 23,5 km dobbeltspor – inkludert totalt syv tunneler og fem bruer. Prosjektet er unikt ved at det alene reduserer reisetiden med om lag 22 minutter, fra dagens 34 minutter og ned til bare 12 minutter mellom Larvik og Porsgrunn. Prosjektet er byggeklart og det har blitt avsatt 100 mill. kr. på Statsbudsjettet for 2012 til byggestart høsten 2012. Kostnadsrammen for prosjektet er ca. 6,1 mrd kr.

Holm – Nykirke

Dagens 16,7 km lange jernbane fra Holm, gjennom Holmestrand og frem til Nykirke kryssningsspor, er den strekning med dårligst geometrisk og teknisk standard på hele Vestfoldbanen. Nytt dobbeltspor på strekningen vil gi både redusert reisetid, økt kapasitet og

punktlighet, samt redusere vedlikeholdsbehov knyttet til fjellskjæringer med rasfare og dårlige grunnforhold i dagens trase langs Holmestrandsfjorden. Byggestart var sommeren 2010 og planlagt ferdigstillelse er innen utgangen av 2015. Kostnadsrammen er 5,1 mrd. kr.

2. HOLM – NYKIRKE, OPPRINNELIG LØSNING

2.1 Holmestrand stasjon i dagen

Godkjent hovedplan for nytt dobbeltspor Holm-Nykirke, parsell 5 på strekningen Drammen – Skien, forelå i melding for hele Vestfoldbanen i 1992. Reguleringsplan for parsellen gjennom de tre berørte kommunene Re, Holmestrand og Sande, ble godkjent våren 2009.

Dobbeltsporstrekningen ble planlagt utbygd i to etapper med to lange tunneler – en på hver side av Holmestrand stasjon, parsell 5.2 Holm-Holmestrand og parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke.

Strekningen fra Holm til Holmestrand knytter seg til dobbeltsporet ved Holm, sør for Sande, og inkluderer den 6,4 km lange Ramberg tunnel som munner ut rett nord for Holmestrand stasjon.

Det ble planlagt et midlertidig spor til eksisterende Holmestrand stasjon og eksisterende linje sørover i påvente av at resten av strekningen til Nykirke bygges ut.

Ny stasjon var planlagt i deler av dagens vegbane (Fv313) rett ved det nordre utløpet av Holmestrandstunnelen. Fra Holmestrand til Nykirke var banen planlagt å gå langs Holmestrand kirke i en betongkulvert før den går inn i Grette tunnel som er 5,45 km lang og kommer ut på Fegstad der det knytter seg på eksisterende kryssningsspor på Nykirke.



Figur 2 Holmestrand stasjon i dagen (Multiconsult 2008)

2.2 Ulemper ved opprinnelig løsning

Detaljplanarbeidet avdekket en lang rekke ulemper med den prosjekterte løsningen og det ble etter hvert stilt spørsmål ved om den planlagte løsningen var optimal. Følgende forhold ble avgjørende for denne prosessen:

Hastighetsbegrensning

Geometriske begrensninger medfører at det ved å legge Holmestrand stasjon i dagen ikke er mulig å kunne dimensjonere for en gjennomkjøringshastighet høyere enn 130 km/t.

Krav til beredskapsvei for E18

Etter hendelsene i Hanekleiva i julen 2006 ble det stilt krav til opprettholdelse av veitunnelen gjennom Holmestrand som beredskapsvei for E18. Dette innebar krav til etablering av nytt tunnelpåkbygg, opprusting av veinettet i Holmestrand og tilleggskostnader for jernbaneprosjektet.

Nærføring Holmestrand kirke

Holmestrand kirke ble bygget i 1674, er en av tre bevarte Y-kirker i Norge og er fredet av Riksantikvaren. Kirken ligger helt inn imot prosjektert jernbanetrasè, den ligger på kvikkleire, er i dårlig stand og mangler fundamentering. Nødvendige tiltak ble vurdert til å være en 90 m lang cut & cover-konstruksjon, omfattende grunnforsterkningstiltak (jetpeler) i området samt utbedring av fundamenteringen for kirken.

Rassikring av Holmestrandveggen

Nye EU-krav fra 2007 med minimum 2000 meter horisontalradius over plattformområdet, innebar at jernbanelinja ville komme nærmere den rasutsatte Holmestrandveggen. Hele fjellveggen måtte ha blitt rassikret for å etablere en stasjon i dagen under det store fjellmassivet. I tillegg måtte det etableres en fire meter høy fangmur mot ras langs den 600 meter lange strekningen i dagen og et skredoverbygg i forlengelsen av tunnelportalen. Kostnadene til nødvendige skredsikring og jevnlig kontroll og vedlikehold av fjellveggen ville vært betydelige.



Figur 3 Eksisterende Holmestrand stasjon - lokalveg til venstre, Fv.313 med inngang til veitunnel Holmestrand til høyre.

Dårlige grunnforhold

Sporområdet i Holmestrand vil ligge i et område med dårlige grunnforhold.

Kostnadskrevende kalk-sement-stabilisering vil være nødvendig for å etablere spor- og plattformområde.

2.3 Omprosjektering og veien mot stasjon i fjell

Jernbaneverket ble via Stortingsmelding nr. 16, Nasjonal Transportplan 2010 – 2019, bedt om å revurdere traséføringen forbi Holmestrand. Hensikten er å legge til rette for at tog kan passere i høyere hastighet enn det de foreliggende planer legger opp til og derav etablere et forbedret trafikknutepunkt.

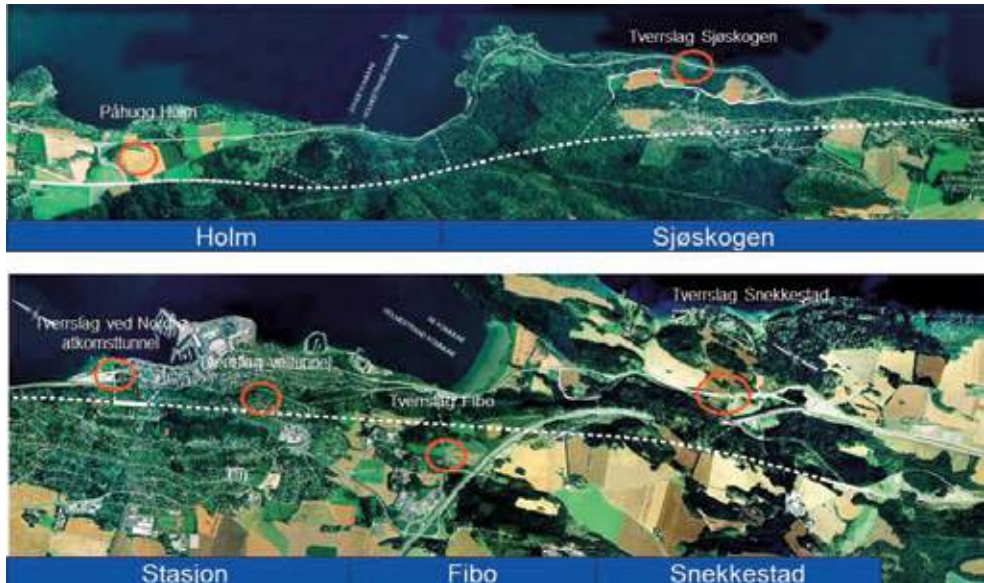
Jernbaneverket startet derfor opp en planprosess med sikte på å tilpasse traséen til en dimensjonerende hastighet på 250 km/t. Utfra gjeldene geometrikrav betød det at nye Holmestrand stasjon måtte flyttes inn i Holmestrandfjellet.

3 PLAN FOR NYE HOLMESTRAND STASJON I FJELL

3.1 Planbeskrivelse

Oppstart av detalj- og reguleringsarbeidet for stasjon i fjell i Holmestrand ble varslet i april 2009 og vedtak ble gitt av Holmestrand kommune i november 2009. Den særdeles korte saksbehandlingstiden gjenspeiler den store tilslutningen den nye planen fikk så vel nasjonalt, som regionalt og lokalt.

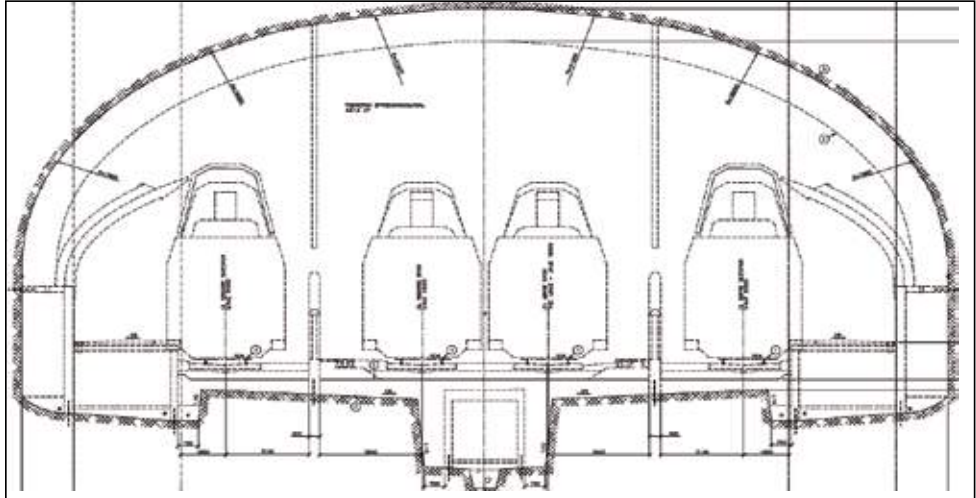
Løsningen innebærer at stasjonen i Holmestrand trekkes inn i fjellet og at det blir en sammenhengende fjelltunnel på 12,3 km. Dimensjonerende hastighet over strekningen er økt til 250 km/t.



Figur 4 Nytt dobbeltspor Holm - Nykirke. Linje, entrepriser og angrepspunkt for tunneldriving.

Løsning for stasjon i fjell i Holmestrand er planlagt lagt inn i fjellet rett vest for eksisterende stasjonsområde så nær Holmestrandveggen som mulig og med to utganger, én til dagens

stasjonsområde og én til området ved den nedlagte Politistasjonen. Avstanden fra dagen inn til nærmeste plattform blir ca. 100 m. Holmestrand stasjon vil få fire spor, to gjennomgående spor i midten der maksimal hastighet er 250 km/t, samt et spor på hver side for stoppende tog. Hallen blir totalt 35 m bred og 16 m høy – brutto profil er på hele 487 m².



Figur 5 Tverrprofil stasjonshall, 487 m²

Hovedhallen blir 250 m lang for etablering av plattformer på hver side. I tillegg blir det en avtrapping i hver ende for å ivareta trykk/sug-krefter som innebærer at det blir en total lengde inkludert trompeter på 860 m. Normalt sprengningsprofil for dobbeltsportunnelen er 133 m².

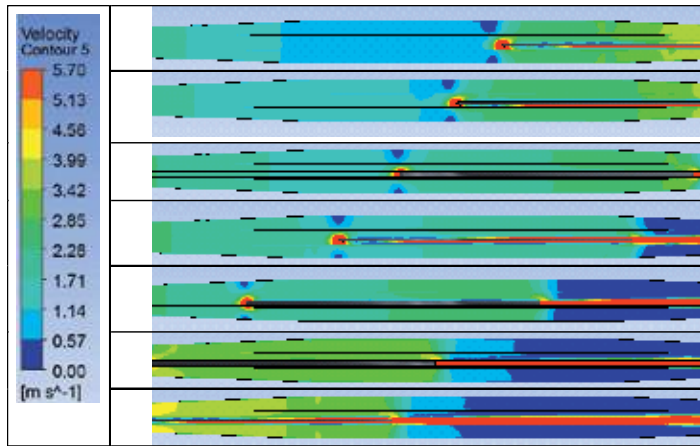
3.2 Trykk/sug og lufthastighet

Vestfoldbanen dimensjoneres for blandet trafikk, dvs. godstrafikk, lokaltrafikk og fjerntrafikk med hastigheter inntil 250 km/t. Når det gjelder trykk og sug vil den dimensjonerende situasjonen være togmøte i tunnelmunning og togmøte i stasjonshallen. Rutemessig vil det neppe legges opp til at to tog krysser hverandre i 250 km/t akkurat inne i stasjonshallen, men for Jernbaneverket er det viktig at løsningen er robust slik at denne situasjonen ikke vil medføre materielle skader eller personskader. Det finnes ingen tilsvarende løsning med stasjon i fjell og tilsvarende hastigheter andre steder i Europa. Derfor er designet en State-of-the-Art løsning der det har vært viktig å kunne dokumentere at trykkvariasjoner og lufthastigheter vil være innenfor akseptkriteriene.

Som verktøy for å kartlegge trykkfordeling og oppbygging av lufthastigheten i tunnelen som følge av togets innkjørsel er det blitt gjennomført CFD analyser og en omfattende 1D-analyse.

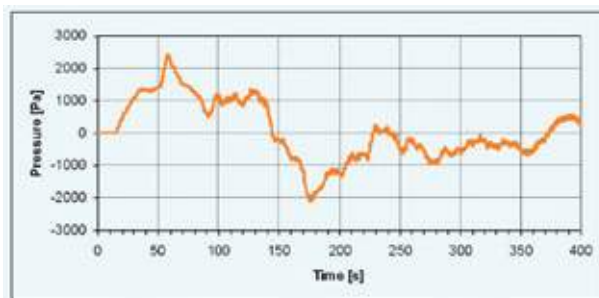
Når passerende tog kjører gjennom stasjonshallen vil det være en “trykkpute” som blir skjøvet foran toget på grunn av lufthastigheten. I tillegg oppstår en medrivning av luften i tunnelen som fører en til økning av lufthastigheten i stasjonsrommet og på plattformen. For å unngå at passasjerer på plattform blir utsatt for store lufthastigheter er det planlagt en kombinert leskjerm og støyskjerm imellom passerende spor og stasjonsspor. Skjermen er ikke mer enn

2,0 m høy men vil dempe lufthastighet på plattform betydelig. Grenseverdi er satt til maksimalt 5 m/s og beregningene viser at det ligger godt innenfor dette.



Figur 6 Lufthastighet når høyhastighetstog kjører igjennom stasjonshall. Leskjerm 2,0 m. (Rambøll, 2010)

Det er gjennomført tilsvarende beregning for leskjermhøyde på 1,5 m – dette gir lufthastigheter som overstiger 5 m/s.



Figur 7 Den maksimale trykkvariasjon mellom et persontog i 250 km/t og et godstog i 130 km/t. Punkt 25 meter fra den nordlige enden i stasjonen. (Geste, 2010)

Trykkpåvirkningen kan ikke reduseres på tilsvarende måte, men det er kun volumet trykket fordelers seg over som bestemmer det endelige trykket.

Sikkerhetskravet når det gjelder trykk er gjennom TSI og UIC satt til maksimalt 10 kPa.

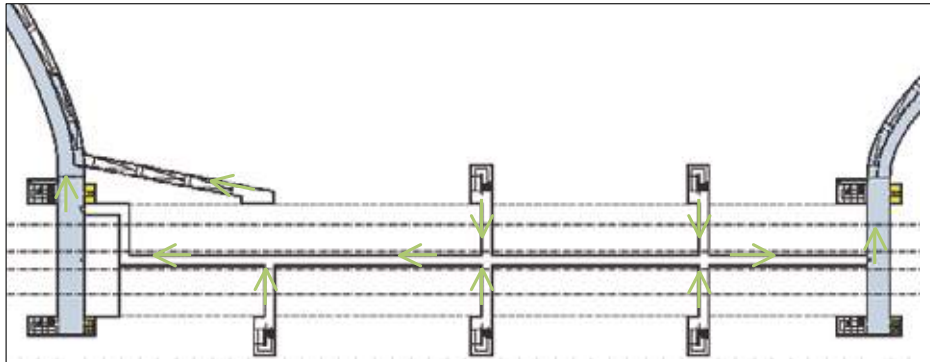
Det er imidlertid viktig at stasjonshallen er tilnærmet trykktett da trykkene bygger seg opp over kort tid og er store krefter. For å ivareta dette vil det bli bygget karusellører i de to inngangene.

3.3 Brann/rømning

Det har vært utfordrende å prosjektere stasjonshallen når det gjelder brann- og rømningskonsept da det ikke finnes referanseprosjekt. Er dette en under-jord-stasjon og kan behandles etter NFPA 130 (National Fire Protection Association - Standard for Fixed Guideway Transit and Passenger Rail Systems) eller er dette et byggverk som skal behandles etter plan og bygningsloven?

Branntekniske er det tatt utgangspunkt i 30 MW branneffekt for passasjertog og 150 MW for godstog. Ved brann i tunnel vil man forsøke unngå å evakuere tog inne i selve tunnelen da det

vil ta svært lang tid å evakuere på linjen i tunnelen kontra på stasjonsområdet eller utenfor tunnel. Brann i godstog har store konsekvenser og det vil derfor ved en slik hendelse alltid bli forsøkt å kjøre helt ut av tunnelen. Perrongene i Holmestrand stasjon dimensjoneres for å kunne evakuere et fullt tog innen få minutter. Stasjonen med perrongene bygges som en fullverdig evakueringsplass der det blir rømningstrapper til en korridor under spor og videre ut via adkomsttunnelene. Røyk stoppes effektivt ved bruk av sluser. I tillegg vil sannsynligvis alle fire sporene i stasjonshallen utstyres med et vanntåkeanlegg for å oppnå en sikker evakuering, selv fra et eventuelt brennende tog.



Figur 8 Evakuering av stasjonshall

Selve hovedtunnelen utstyres med røykventilasjon som gir en lufthastighet på 3,5 m/s. Prinsippet er at luften skal blåses fra stasjonshallen og ut i hver ende. I tillegg er det ihht. regelverket (TSI) planlagt rømningstunneler ut til det fri for hver 1000 m i hovedtunnelen. Redningsetatene utstyres med skinnegående materiell (Argo) og har tilgang til vann for hver 200 m gjennom tunnelen.

3.4 Lyd

Det foreligger ikke noen standarder som setter krav til maksimalt støynivå i stasjonshallen. Arbeidstilsynets grenseverdi for arbeidsplasser gruppe 3 er satt til 130 dB for å beskytte mot hørselsskader. Det er foretatt støyberegninger for stasjonshallen som innebærer at det ved passering av tog i 250 km/t vil oppstå maksimale støyverdier i området 104 – 106 dBA på plattform. Dette forutsetter at det er maksimal dempning i hele himlingen i stasjonshallen samt skjermes mot gjennomkjørende spor med høyde 2,0 m. De beregnede maksimale støynivåene er ikke farlige, men vil kunne oppleves ubehagelige. Publikum vil derfor bli varslet ved talemelding og melding på informasjonstavler i forkant av passering. Tilsvarende høye støyverdier kan oppleves på Nasjonalteateret stasjon i dag ved oppbremsing av tog med skivebremses.

3.5 Ingeniørgeologi

Berggrunn

Stasjonshallen i Holmestrand er planlagt i overkant av 100-120 m inn i fjellet fra brattkanten. Hallens overdekning ligger i området 15 – 65 meter og bergarten er basalt som består av flere lavastrømmer. Lavastrømmene er avsatt over en tidsperiode som gir at man finner horisontale lag med ulike bergmekaniske egenskaper. Noen lag har høy porøsitet og lav egenstyrke i

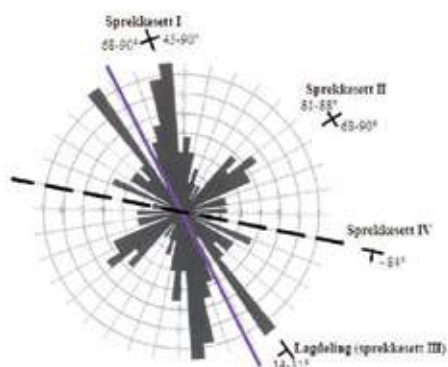
forhold til basaltens generelle mekaniske egenskaper. Det er utført fem kjerneboringer fra Holmestrandsplataet over planlagt stasjonshall for å kartlegge berggrunnen.

Svakhetssoner og sprekke mønster

Grunnforholdene langs traseen er forventet å variere fra partier med moderat oppsprukket bergmasse til sterkt oppsprukne partier. For å kartlegge sprekke mønster og løsmassemekanisk styrke er det gjennomført 2D resistivitetmålinger over området. Dette er en undersøkelsesmetode som går ut på å måle berggrunnens elektriske ledningsevne langs et profil. Ved hjelp av måling av relativ ledningsevne i berggrunnen vil metoden blant annet kunne påvise plassering, mekanisk styrke og retning på svakhetssoner.

Detaljert sprekkekartlegging og bergmasseklassifisering er utført langs og over den planlagte traseen i tidligere planfaser. I tillegg er det boret fem kjerneborhull over stasjonshallen for kartlegging av sprekke mønster.

Kartleggingen viser at det i basalten generelt opptrer tre markerte sprekkesett i tillegg til lagdeling:



Sprekkesett I: strøketretning NNV-SSØ/N-S, dvs. tilnærmet parallelt på hallen

Sprekkesett II: tverrsprekker ØNØ/VSV med steilt fall mot NNV og SSØ

Sprekkesett III: subhorisontale lagsprekker med strøketretning NV-SØ

Sprekkesett IV: strøketretning ØSØ-VNV med steilt fall

Figur 9 Sprekkerose over stasjonshallen (NGI, 2010)

Det er antatt at forkastninger og svakhetssoner i hovedsak er vertikale eller har steile fall mot nord eller sør. Virkelig fallvinkel ned til tunnelnivå er vanskelig å fastsette og nøyaktig plassering vil først kunne påvises før kryssing med systematisk injeksjonsboring under driving.

En relativt kraftig forkastningssone er kartlagt helt i sørenden av stasjonshallen. På grunnlag av kjerneboringer gjennom sonen er den sentrale delen av sonen anslått til ca. 15 m målt vinkelrett på sonens orientering. Strøketretning er omtrent N-S med fallvinkel 90 grader og dette innebærer en bredde på opptil 40 meter langs stasjonshallen. Tunnelens bredde over sonen er ca. 30 meter. Det forventes Q-verdier i området 0,006-0,05 for den sentrale sonen. Også utenom den sentrale delen av svakhetssonen er det registrert dårlig bergmasse. Laveste registrerte punkt på fjelloverflaten over svakhetssonen tilsier ca. 8-9 m over tunnelhengen.

Bergspenninger

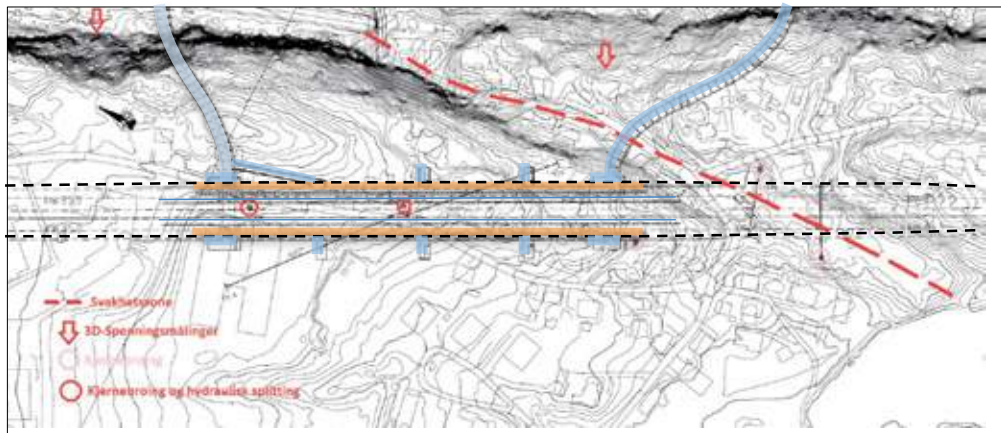
Bergspenningsmålinger i form av 3-dimensjonale målinger (3D-overcoring) har blitt gjennomført i to punkt for stasjonshallen.

Den første målingen ble gjennomført i den nordre enden av veitunnelen i Holmestrand, dvs. sør for forkastningssonen. Resultatet indikerte at bergmassen i denne enden av stasjonshallen er spenningsavlastet uten innelåste horisontalspenninger. Dvs. at det kun er gravitasjonsinduserte spenninger.

Det ble gjennomført tilsvarende måling også nord for forkastningssone. Følgende resultat fremkom:

Største hovedspenning	$\sigma_1 = 11,3 \text{ MPa} \pm 1,8 \text{ MPa}$, 83 grader på tunnelaksen
Mellomste hovedspenning	$\sigma_2 = 6,9 \text{ MPa} \pm 2,5 \text{ MPa}$
Minste hovedspenning	$\sigma_3 = 3,9 \text{ MPa} \pm 1,2 \text{ MPa}$, 6 grader på tunnelaksen

Til sammenligning ville kun gravitasjonsinduserte spenninger på målestedet gitt vertikal spenning på ca 2 MPa slik at målingene viser at det er innelåste geologiske spenninger i den delen av hallen som ligger sør for svakhetssonen. Retningene på spenningene er meget gunstige med største hovedspenning tilnærmet vertikalt på tunnelaksen og minste hovedspenning parallelt.



Figur 10 Illustrasjon plan stasjonshall og gjennomførte kjerneboringer og spenningsmålinger

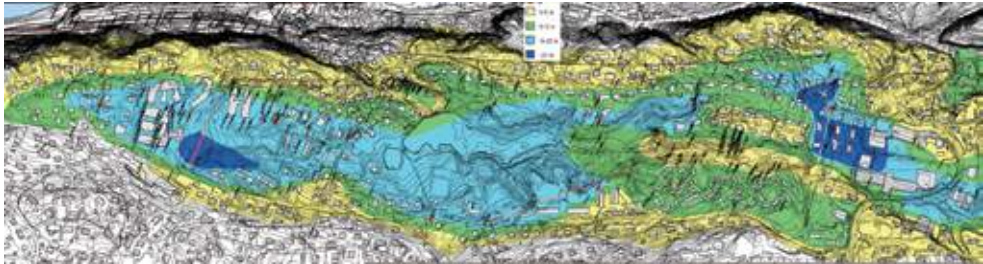
For å verifisere 3D-målingene er det i tillegg gjort hydrauliske splitting kombinert med laborietester av borkjerner. Det vil under bygging bli utført supplerende 3-dimensjonale spenningsmålinger.

Oppsummert indikerer undersøkelsene at det er relativt gunstige spenningsforhold nord for svakhetssonen, mens det sør for svakhetssonen antas dårlig stabilitet av massene over tunnelen helt opp til fjelloverflaten.

3.6 Løsmasser, tettekrav og hydrologi

Terrenget over tunnelen er det såkalte Holmestrandspatået. Dette er delvis dekket av vegetasjon og dyrket mark. Stasjonshallen med tilhørende trompeter vil ha en overdekning på ca. 15-65 m. Hele området ligger under den marine grense og løsmassene består for det meste av marine avsetninger. Løsmassemekktigheten er varierende med partier med tynt usammenhengende dekke og blottlagt berg mange steder. Karakteristisk for området er parallelle bergrygger med dalganger fylt med løsmasser.

Over tunnelen er det forholdsvis tett bebyggelse som må sikres mot setningsskader. Det er gjennomført 2D resistivitetsmålinger og refleksjonsseismikk som sammen med totalsonderinger danner grunnlaget for løsmassekart.



Figur 11 Løsmassekart over stasjonshallen med trompeter (NGI, 2010)

Bergartene i seg selv er relativt tette. Imidlertid finnes grunnvann i sprekkesystemer og området har både steile sprekker som krysser laggrensene og sprekker som følger lagflatene. Erfaringer fra E18-tunnelene tilsier at de største lekkasjene vil komme i tilknytning til tett oppsprukne eruptive ganger eller i overgangen mellom eruptivganger og sidebergarter. Det er gjennomført vanntapsmålinger i kjerneborhull som gir en beregnet innlekkasje på i størrelsesorden 850 liter per minutt per 100 meter tunnel for stasjonshallen ved 50 meter overdekning. Dette indikerer at tunnelen raskt vil drenere omkringliggende berg- og løsmasser dersom ikke injeksjon gjennomføres.

Tettekrav er satt ut fra hensynet til ytre miljø samt til tunnelkonstruksjonens levetid og vedlikeholdshensyn. RAMS-vurderinger (Reliability, Availability, Maintainability og Safety) er avgjørende for krav som er satt.

For stasjonshallen er det satt et tetthetskrav på mindre eller lik 5 liter per minutt og 100 meter. Dette innebærer et omfattende krav til systematisk forinjeksjon med et høyt antall injeksjonshull (avstand ikke større enn 1,5 m), minst en salve overlapp mellom skjermene og krav til tørre kontrollhull før salve. Lengden på injeksjonsskjermene skal være mellom 22 og 24 meter.

For å dokumentere oppnådd tetthet er det vanskelig å benytte måledammer da stasjonshallen er tilnærmet horisontal. Det planlegges derfor et system for å måle utpumping av vann fra hallen etter hvert som den sprenges ut.

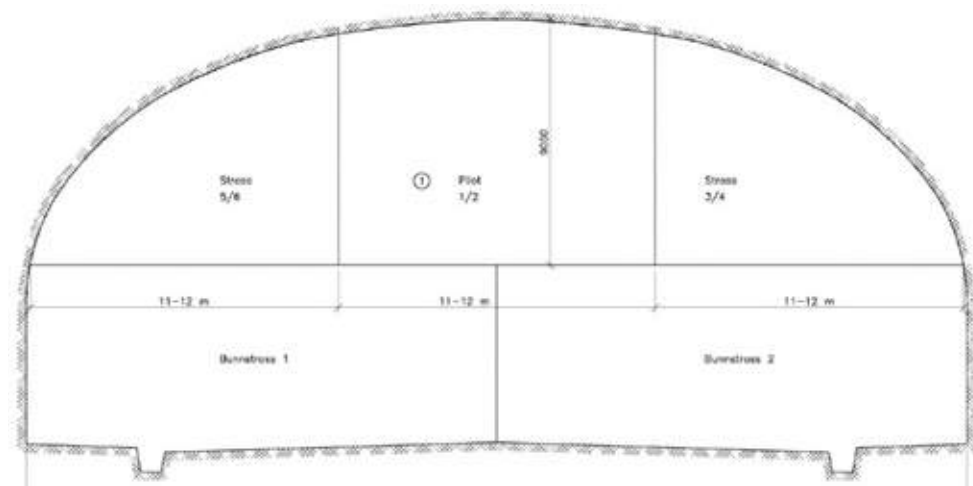
Hovedprinsippet er at alle beslutninger om injeksjonsutførelse avgjøres av byggherren i tett samråd med entreprenøren.

3.7 Plan for anleggsgjennomføring

Selve stasjonshallen skal drives fra to angrepspunkt – ett tverrslag som går parallelt med den nordre adkomsttunnelen (RT7) og med ett tverrslag fra veitunnelen Fv313 (RT9). Dette innebærer at veitunnelen blir stengt i en periode på 2 år for gjennomføring av jernbaneprosjektet. Den overordnede tanken for planleggingen av uttak fra tunnelene og stasjonshallen er å skape så mange fronter som mulig og forenkle utlasting og transport fra anlegget.

RT9 munner ut i dobbelsportunnelen helt i sørenden av den sørlige trompeten. Det etableres to driveretninger – sørover med fullfrontsdrift (133 m^2) og nordover inn i trompeten med en sentralt plassert pilotunnel langs takkonturen. Prinsippet for driving av stasjonshallen er at hele galleriet drives ferdig og forsterkes klart før drivingen av bunnpallen påbegynnes. Når den markerte svakhetssonen nås endres drivemetoden til driving med to mindre piloter i vederlag. Etter at sonen er passert drives det med en pilot langs takkonturen igjen.

Fra adkomsttunnel RT7 fra 50 meter før hallen drives en tunnel skrånende oppover 1:8. Når tunnelen er drevet til den nordre trompeten starter driving av piloter mot hallen og mot nord. Hele galleriet sprenges ut og permanentforsterkning monteres før driving av bunnpallen påbegynnes.



Figur 12 Plan for anleggsgjennomføring av stasjonshall. Pilot 100 m^2 , sidestrosser 60 m^2 og bunnpallen deles i to deler av 118 m^2 .

Alle tunneler forinjiseres. Ved driving av galleriet forinjiseres det rundt hele profilet. Bunn og vegger forinjiseres før strossing av bunnpallen. Injiserings skjermene overlapper normalt 10 meter og med minimum en salve. På grunn av den store bergoverflaten som eksponeres når berghallen drives ut vil det være utfordrende å tilfredsstille det strenge tetthetskravet ved forinjeksjon. Dette gjelder spesielt gjennom den mektige svakhetssonen. For injeksjon gjennom svakhetssonen kan det bli aktuelt å benytte sperreskjermene som bores og injiseres før hovedinjeksjonsskjermen. Det kan også bli aktuelt å benytte injeksjonsstag med selvboerende krone og å etableres vanntett betongutføring over svakhetssonen.

Resultater fra MWD data på all langhullsboring er planlagt benyttet underveis for å bestemme driveopplegg og sikringsomfang. Spesielt nyttig vil dette være som beslutningsunderlag for driving og sikring gjennom svakhetssonen.

3.8 Stabilitet og sikring

Utenom svakhetssonene vil stabilitetssikring i hovedsak bestå av kombinasjonsbolter og fiberarmert sprøytebetong. Sikringen utføres systematisk og i hovedsak på stoff.

Jernbanetunnelen og stasjonshallen har ugunstig orientering i forhold til to av de dominerende sprekkeretningene. Dette øker sannsynligheten for storblokker i hengen og det vil kunne bli nødvendig å benytte lange bolter i hengen, spesielt i det store profilet. Sprekkemønsteret vil også kunne gi en del overfjell og dermed også et økt forbruk av sprøytebetong for å jevne ut uregelmessig, kasseformet heng.

Sikring av svakhetssoner er planlagt utført med forbolter og etterfølgende sikring med radielle bolter og sprøytebetongbuer armert med jern og gitterdragere. Reduserte salvelengder kan bli nødvendig. Før kryssing av den store svakhetssonen vil det kjernebores gjennom sonen fra stoff. Driving med roadheader kan bli aktuelt og vurdert.

4 FREMDRIFT OG STATUS

Detaljplan og utarbeidelse av reguleringsplan for stasjon i fjell i Holmestrand ble gjennomført med Norconsult som rådgivere i 2009. Utarbeidelse av byggeplan- og anbudsdokumenter samt oppfølging i byggeperioden er det Rambøll med underrådgiver NGI som har ansvar for.

Kontrakten om driving av stasjonshallen ble vunnet av Skanska og avtalen ble signert 17.oktober i år. Kontrakten har en verdi på 1,36 mrd. kr. og er den største grunnentreprisekontrakten Jernbaneverket har signert hittil. I tillegg til stasjonshallen inkluderer avtalen drøyt fire kilometer med hovedtunnel for dobbeltspor med tilhørende rømningstunneler.

Etter planen skal stasjonshallen være ferdig drevet og klar for innredningsarbeider og jernbanetekniske arbeider tidlig 2014.

5 REFERANSER

UHN 04 Stasjonsentreprisen, anbudsmateriale med vedlegg (Jernbaneverket 2011)

RADONTRYGGE BYGGERÅSTOFF**Radon Risks from Building Materials****Lagleder Peer-Richard Neeb, Jan Høst & et. al, Norges geologiske undersøkelse****SAMMENDRAG**

Radon er et kjent problem i inneluft i Norge, som kan føre til lungekreft. Radon dannes kontinuerlig fra uran som forekommer naturlig i berggrunnen og løsmassene. Berggrunnen og løsmassene kan være en kilde til radongass i bolighus og arbeidslokaler. En mindre kjent kilde er tilslagsmaterialet som brukes som pute under huset, i betong og dreneringsmasser rundt. Disse massene kan komme fra pukkverk med høye urankonsentrasjoner, som igjen kan gi høye konsentrasjoner av radongass innendørs. De permeable massene, som pukk og grus, under hus kan også gi en "tunneleffekt" for radongassen, fra berggrunnen og massene under huset, inn i huset hvor radon-gassen kan bli stående "stille" i rom med lite ventilasjon.

Prosjektet, Radontrygge Byggeråstoff er et samarbeid mellom Statens Strålevern og NGU, som vurderer forskjellige målemetoder for bestemmelse av urankonsentrasjon og utslipp av radongass fra pukk og grus. For å vurdere hvilke metoder som gir pålitelige resultater, og om det er et samsvar mellom urankonsentrasjon og utslipp av radongass, blir fire forskjellige metoder prøvd ut på prøver fra fem pukkverk i Norge, med hovedvekt på Østfold.

SUMMARY

Radon is a known problem in indoor air in Norway, which can lead to lung cancer. Radon is continually formed from uranium which occurs naturally in rocks and superficial deposits. Bedrock and superficial deposits can be a source of radon gas in buildings. A less known source is the aggregate material used in in-fill and drainage layers under buildings. These materials may have come from quarries with high uranium levels and can contribute to high concentrations of indoor radon, particularly in poorly ventilated rooms. Permeable masses like crushed rock and gravel under buildings can lead to a tunnel-effect for radon gas from both the bedrock and the drainage material, increasing the accumulation of radon.

This project, Radon Risks from Building Materials, is a collaboration between The Norwegian Radiation Protection Authority and NGU. NGU evaluates measurement techniques for establishing uranium concentrations and radon exhalation rates from crushed rock and gravel in Norway. To establish which measurement methods are most effective, and to determine the relationship between uranium concentration and radon exhalation, four different measurement methods have been applied to five production sites in Norway, focusing mainly on Østfold County.

INNLEDNING

En del pukkverk i Norge driver på steinmaterialer som kan gi økt fare for radon i inneluft. NGU har et pågående prosjekt for å komme frem til en målemetode som avdekker problemet samt angi grenseverdier for ulike bruksområder. NGU samarbeider med Statens Strålevern for og skaffe til veie ny kunnskap om pukk- og grusforekomster som kan ha høye verdier av uran/radium. Formålet er at pukk og grus som kan gi radonkonsentrasjoner ikke brukes slik at de bidrar til helseskader i befolkningen.

Målet med prosjektet er:

1. Å etablere målemetoder i felt og laboratorium for å klassifisere tilslagsmaterialer i forhold til radonfare.
2. Etablere velbegrunnede grenseverdier for radioaktivitet og radonfare i tilslagsmateriale som brukes til husbygging.
3. Tilrettelegge for at målemetodene kan iversettes i stor skala og for rutiner for forvaltning og formidling av måleresultatene.
4. Utarbeide grenseverdier for radonfaren å klassifisere tilslagsmateriale etter bruksformål.

BAKGRUNN FOR PROSJEKTET

Det er prognosert at ca. 300 dødsfall i Norge hvert år skyldes lungekreft forårsaket av radongass. Årsaken til problemet er uran, som forekommer naturlig i deler av berggrunnen. Alunskifer, granitt og granittiske gneiser er kjent for å ha forhøyet innhold av uran. Radon er et ledd i nedbrytningen av uran og thorium. I nedbrytningskjeden oppstår radium som en forløper til radon.

Den usynlige og luftfrie radongassen finnes naturlig mange steder i grunnen under oss. Kilden til radongass i boliger er hovedsaklig berggrunnen og løsmassene vi bor på. Men, tilfraktede fyllmasser som pukk og grus kan også være årsak til problemet.

Statens strålevern anbefaler at radonnivåer holdes så lave som mulig i alle bygninger, og at tiltak alltid bør utføres når radonnivået i ett eller flere oppholdsrom overstiger 100 Bq/m^3 . Videre anbefaler Strålevernet at radonnivåer alltid skal være lavere enn en maksimumsgrense på 200 Bq/m^3 .

Med en regional kartlegging er det mulig å si noe om den potensielle faren for radon. NGU og Strålevernet samarbeider om å utvikle aktsomhetskart for de mest befolkningsrike delene av landet.

Områder med løsmasser og berggrunn som inneholder radiumrike bergarter som for eksempel alunskifer, granitter, granittiske gneiser, ryolitt og pegmatitter vil kunne føre til svært høye radonnivåer innendørs, figur 1 og 2.

Bergart	Aktivitetskonsentrasjon av radium-226 (Bq/kg)
Normal granitt	20-120
Uranrik granitt	100-600
Granittisk gneis	20-100
Sandstein	5-60
Kalkstein	5-20
Skifer	10-120
Alunskifer fra midtre kambrium	120-600
Alunskifer fra øvre kambrium og nedre ordovicium	600-5000
Løsmasser	
Alunskiferrik jord	100-2000
Morene	20-80
Leire	20-120
Sand og silt	5-25

Figur 1. Konsentrasjon av radium i noen bergarter, Statens strålevern 1998



Figur 2. Målinger i granitt med gammaspektrometer.

Tilførte byggematerialer kan gi opphav til radonproblemer i inneluft i bygninger. Det kan være planerings-, drems- og grøftemasser (fyllmasser) brukt ved eller under bygninger, samt i betong- og lecaprodukter. Materialer fra disse inneholder knust fjell (pukk) eller naturlig leir, sand og grus med et mineralinnhold som kan gi forhøyde verdier av radium (^{226}Ra).

Det er per i dag ingen kontroll eller aktiv regulering av radioaktivt innhold i tilslagsmaterialer som benyttes til bygninger i Norge. Når det nå innføres regulering av radon i forbindelse med ny teknisk forskrift (juli 2010), med maksimum grenseverdi for radonnivå i bygning i driftsfase, er det viktig også å regulere og kontrollere radium i denne type byggematerialer.

Entreprenører har behov for en oversikt over hvilke pukk-/sand-/grustak som selger tilslagsmateriale som er egnet til husbygging. Råstoffleverandørene selv er avhengig av å vite hva deres produkt inneholder og hvilke anvendelsesområder massene kan benyttes til. Statens bygningstekniske etat og Statens strålevern har på sin side ønsker om å få til regulering av radon i teknisk forskrift for å sikre at radonproblemer for fremtiden unngås i alle nye bygg. Statens strålevern har så langt operert med en anbefalt grense på 300 Bq/kg for ^{226}Ra , men denne verdien ansees i dag som uakseptabelt høy, i tillegg til at den ikke er tilstrekkelig faglig begrunnet i risikovurderinger med hensyn til radon. Strålevernet har derfor behov for å utlede og begrunne en ny grenseverdi for ^{226}Ra i tilslagsmaterialer som kan oppgis i veileder til ny teknisk forskrift.

Måleverdier fra grus og pukk leverandører skal innrapporteres til NGUs eksisterende grus- og pukkdatabase for forvaltning og formidling av analysedata. Vi viser til våre nettsider, der det også finnes en lenke for direkte kart-innsyn i databasen:

<http://www.ngu.no/no/hm/Georessurser/Sand-grus-og-pukk/> . NGU kan legge tilrette for at data kan legges rett inn i vår database, slik vi i dag har tilrettelagt for rapportering av grus- og pukkproduksjon årlig og grunnvannsbrønner.

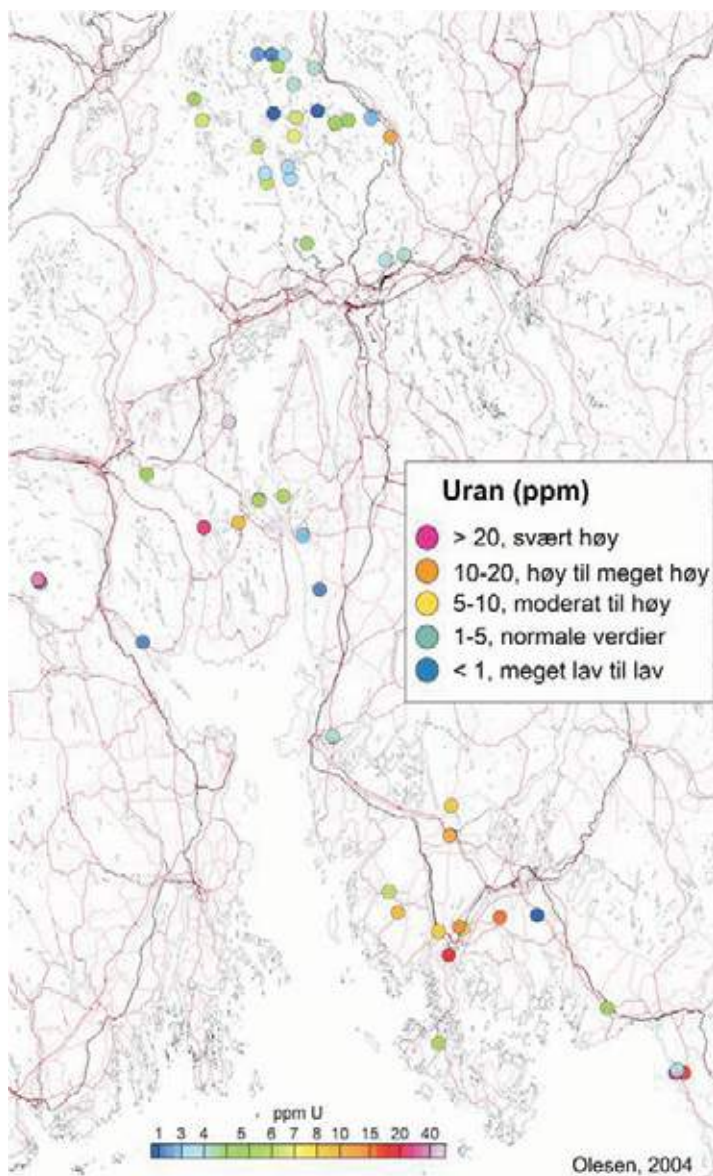
MÅLINGER OG VIDERE ARBEID

Det er 5 målemetoder som skal prøves ut i prosjektet:

1. Kjemisk laboratorieanalyse (ICP-MS) av uraninnhold i prøver fra pukk og grusforekomster
2. Måling i felt med røntgenfluoresens-spektrometri, XRF instrument;
3. Måling av uran/radium i felt med et håndholdt gammaspektrometer.
4. Måling av uran/radium med gammaspektrometri i laboratorium.
5. Måling av radon på prøver fra felt - laboratorieanalyse

Med å sammenligne felt- og laboratiemålinger er formålet å undersøke om målinger fra produksjonssteder kan gi et reelt bilde av radiuminnholdet. Ved å sammenligne radon gassmålinger med felt-/laboratorieanalyser, skal det undersøkes om det er et forhold mellom radiuminnhold og radonutlekking.

Det er tidligere utført flymålinger over områdene rundt Oslofjorden som er fulgt opp med feltmålinger, figur 3 og 4.



Figur 3. Utførte feltmålinger med gammaspektrometer. Flere lokaliteter i østlandsområdet er undersøkt for uraninnhold i fjellet. Variasjonen er stor, men flere av lokalitetene har høye urankonsentrasjoner.

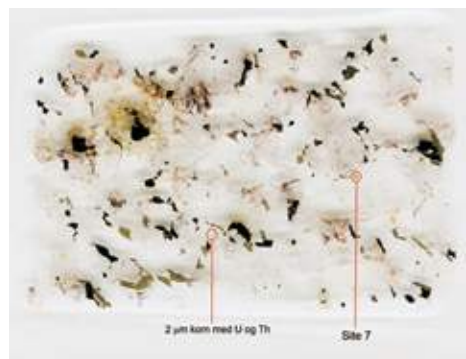


Figur 4. Eksempel på pukkverk i Norge. Pukkverk knuser fjell som brukes blant annet til byggeråstoff.

Høsten 2010 ble utvalgte pukkverk prøvetatt bl.a. i Østfold. Resultatene viser at flere pukkverk har høye konsentrasjoner av uran. Figur 5 og 6 er et eksempel på granitt fra Fredrikstad kommune med et snitt på 15 ppm uran.



Figur 5. Granitt fra Fredrikstad kommune



Figur 6. Tynnslip av bergartsprøve fra Fredrikstad kommune. Bergarten er en granitt. Spesielt to korn er av interesse med hensyn til innhold av uran og thorium.

Foreløpige resultater fra laboratorie- og feltmålinger viser:

- det er god sammenheng mellom gassmålinger og laboratiormålinger med gammaspektrometer
- feltmålinger i pukkverk trenger skjerming med en svært tung blykappe for å ta bort bakgrunnsstråling og blir derfor en tungvint målemetode

FAKTA

- Radon (^{222}Rn) er en gass som dannes ved nedbryting av grunnstoffet uran (^{238}U).
- Uran er radioaktivt, og brytes ned veldig sakte, med en [halveringstid](#) på 4 milliarder år.
- Over lang tid brytes uran ned til blant annet radon. Radon brytes (halveringstid 4 ½ døgn) i sin tur raskt ned til restproduktene vismut, polonium og bly. Det er nedbrytingen av disse restproduktene som skader lungene våre. Dette skjer ved at det dannes radioaktiv stråling i løpet av nedbrytningsprosessen. Denne strålingen skader vevet i lungene våre og kan gi lungekreft.
- Uran forekommer naturlig i mange av våre bergarter, som for eksempel alunskifer, granitt og granittiske gneiser.
- NGU kartlegger forekomster av uran i berggrunnen, og faren for radon i byggeråstoff som pukk og grus i Norge

Referanser:

NGU-Fokus-ark, Radontrygge byggeråstoff, ngu.no, publikasjoner, ngu-fokus.

Radontrygge byggeråstoff - Fase 1. Etablere målemetoder i felt og laboratorium for å klassifisere tilslagsmateriale i forhold til radonfare, NGU - rapport 2010.042.

Radontrygge byggeråstoff - Fase 2. felt og laboratorieforsøk – utarbeidelse av målemetoder og dokumentasjon av disse, NGU – rapport 2011.065, upublisert.

Strategi for å redusere radoneksposering i Norge, 2009-2014, Departementene, Publikasjonskode: I-1144.

Statens Strålevern 1998: Anbefalte tiltaksnivåer for radon i bo- og arbeidsmiljø. StrålevernHefte 5, Statens Strålevern.

Statens Strålevern 2009: Strålevernets nye anbefalinger for radon i Norge. StrålevernInfo 25.09

<http://www.nrpa.no/radon/fakta-om-radon>

<http://www.ngu.no/no/hm/Geofarer/Radonfare/>

”En studie av helse og eksponering ved driving av tunnel”

”Exposure and lung function in tunnel workers”

Overlege, dr. med., Bente Ulvestad, Statens arbeidsmiljøinstitutt
Avdelingsdirektør, dr. med., Dag G. Ellingsen, Statens arbeidsmiljøinstitutt
Forskningssjef, cand.real., Yngvar Thomassen, Statens arbeidsmiljøinstitutt

1 Sammendrag

Tunnelarbeidere er eksponert for en rekke luftforurensninger i sitt arbeid. Det har vært vist at eksponering for partikler kan resultere i inflammasjon i luftveiene og reduksjon i lungefunksjon. Anti-inflammatoriske proteiner som Clara-celle-protein-16 (CC16) og Surfactant-Protein-D (SPD) kan benyttes som biomarkører for inflammasjon i luftveiene. Vår hypotese var at eksponering ved tunneldriving ville føre til reduksjon i lungefunksjon og endringer i serumkonsentrasjonen av proteinene CC16 og SPD.

Metode

Nitti tunnelarbeidere og en kontrollgruppe på 51 funksjonærer som ikke var utsatt for luftforurensning i noen betydelig grad, ble undersøkt med lungefunksjonstester og blodprøver etter en eksponeringsfri periode på 12 dager. De ble undersøkt på ny 9 dager senere, dvs. etter 9 dager på jobb.

Det ble gjennomført en omfattende eksponeringskartlegging.

Resultater

Luftkonsentrasjonene for partikler og α -kvarts (i torakal aerosolfraksjon) ble målt henholdsvis i området mellom 0,1 og 11,3 mg/m³ og 3 og 919 μ g/m³. Luftkonsentrasjonen for oljetåke var i området 0,1 til 15 mg/m³. Den gjennomsnittlige luftkonsentrasjonen for ammoniakk ble målt i området mellom 0 og 18 ppm. Reduksjon i lungefunksjon (målt som FEV₁(liter)) hadde sammenheng med antall år ansatt som tunnelarbeider, alder og legediagnostisert astma. I eksponert gruppe falt lungefunksjonen målt ved forsert vitalkapasitet (FVK) med gjennomsnittlig 51 ml i løpet av arbeidsperioden på 9 dager. Reduksjonen i FVK var statistisk signifikant assosiert med eksponering for organisk karbon. Det var også reduksjon i FEV₁ hos eksponert gruppe, men vi fant ingen samvariasjon med eksponering.

Konsentrasjonen av SPD gikk signifikant ned fra 84,8 til 77,7 ng/ml i den eksponerte gruppen. Denne konsentrasjonsforandringen i SPD var relatert til timer med arbeid i tunneler i løpet av oppfølgingsperioden.

Den gjennomsnittlige konsentrasjonen av CC16 målt ved den første undersøkelsen var positivt assosiert med lungefunksjon (FEV₁ prosent av forventet), og var signifikant lavere hos personer som røkte. CC16 var også negativt assosiert med år med tunnel arbeid.

Diskusjon

Eksponering for kvarts og oljetåke kan være betydelig. Kortvarige episoder med høy eksponering for partikler og ammoniakk kan også være betydelig. Eksponeringen fører til reduksjon i lungefunksjon på kort sikt, og mest sannsynlig også på lang sikt. Eksponeringen fører også til endring i konsentrasjonen av biomarkører for inflammasjon i luftveiene. Bransjen anbefales å gjennomføre tiltak for eksponeringsreduksjon.

2 Summary

Tunnel workers are exposed to a mixture of airborne contaminants. It has been proposed that particulate exposure results in pulmonary inflammation and lung function impairment. Clara-cell-protein-16 (CC16), an anti-inflammatory protein secreted along the bronchial tree, and the Surfactant-protein-D (SPD) secreted by the alveolar epithelium may function as biomarkers of pulmonary inflammation. We hypothesized that exposure during tunneling would cause lung function decline and changes in the serum concentration of the pneumoproteins CC16 and SPD.

Methods

Ninety tunnel workers and 51 referents without airborne occupational exposure were examined with lung function tests, blood samples and a questionnaire after an exposure free interval of 12 days. They were re-examined 9 days later.

An extensive exposure assessment was carried out.

Results

The air concentrations of particles and α -quartz in the thoracic aerosol fraction ranged from 0.1 to 11.3 mg/m³ and from 3 to 919 μ g/m³, respectively. The air concentration of elemental carbon ranged from 4 to 172 μ g/m³ and oil mist from 0.1 to 15 mg/m³.

Forced expiratory volume in one second (FEV₁) declined significantly during follow-up by 64 ml in the exposed workers, in contrast to a non-significant decline of 4 ml in the referents.

SPD declined significantly from 84.8 to 77.7 ng/ml in the exposed workers, in contrast to the referents who had a non-significant decline of 1.2 ng/ml. The decline in SPD was related to self-reported hours of work in tunneling during the follow-up period.

The mean concentrations of CC16 measured at the first examination were positively statistical significantly associated with FEV₁ percent of predicted, significantly lower in subjects reporting chest wheezing, in current smokers, and were also negatively associated with years of tunnel work.

Discussion

Air exposure in tunnel work to α -quartz and oil mist has substantial impact on decline in lung function and the determined concentrations of the pneumoproteins. SPD and FEV₁ declined significantly during the follow-up period. The industry should identify measures to reduce exposure to α -quartz, oil mist and gasses.

3 Bakgrunn for undersøkelsen

Eksponering og helseeffekter blant tunnelarbeidere ble studert i Norge på 1990 tallet (Ulvestad et al. 2000 og 2001, Bakke et al. 2001a og 2001b). Den undersøkelsen påviste at 14 % av aktive tunnelarbeidere hadde kronisk obstruktiv lungesykdom (KOLS). Høy forurensning i arbeidsatmosfæren kan være en årsak til utvikling av KOLS. Andre studier har også vist økt forekomst av lungesykdommer blant tunnelarbeidere og andre anleggsarbeidere (Oliver et al. 2001 og 2006, Sullivan et al. 1995).

Tunnelarbeidere kan være eksponert for en rekke luftforurensninger som støv, α -kvarts, dielekseksos, oljetåke, nitrogen-dioksid og karbonmonoksid i varierende grad (Bakke et al., 2001a). Store mengder mineralstøv frigjøres ved sprengning av fjell. Graden av kvartseksponering er sterkt avhengig av lokale geologiske forhold. Det genereres støv ved fjellboring, blanding av sement, betongsprøyting og transportoperasjoner. Dieseldrevne maskiner som brukes i de fleste anleggsprosesser, slipper ut karbonmonoksid, nitrogen-dioksid, forskjellige hydrokarboner og partikler til arbeidsatmosfæren (Bakke et al., 2001a). Tunnelarbeidere kan eksponeres for svært høye konsentrasjoner av både støv og gasser i kortere perioder (Bakke et al., 2001a), og kontinuerlige for lavere konsentrasjoner i lengre perioder.

Eksponering for støv (partikler), α -kvarts, nitrogen-dioksid og oljetåke forekommer som oftest samtidig, og det kan være vanskelig å skille mellom disse i forhold til eventuelle helseeffekter (Bakke et al., 2001b). I en tidligere studie fant en at den gjennomsnittlige luftkonsentrasjonen av nitrogen-dioksid var moderat (0,8 ppm) (Bakke et al., 2001a). Luftkonsentrasjonen av partikler (respirabelt støv) ble målt i området $1,2 \text{ mg/m}^3$ - $3,6 \text{ mg/m}^3$, mens konsentrasjonen av α -kvarts ble målt i området 1 til $2000 \text{ }\mu\text{g/m}^3$ i totalt 299 målinger blant tunnelarbeidere på 1990-tallet (Ulvestad et al., 2001). Kortvarige, høye eksponeringer for støv er dårlig kartlagt.

Siden 1990 tallet har flere endringer funnet sted i måten tunneler drives. Dette kan ha betydning for eksponeringssituasjonen ved tunneldriving. Sprengstoffet Slurry har erstattet ANFO, ventilasjonen skal være forbedret og dumpere og andre maskiner er modernisert og skal ha lavere utslipp av eksos. Likevel er det sannsynlig at tunnelarbeidere fremdeles er eksponert for en rekke luftveisirriterende stoffer.

I denne studien ønsket vi å studere om eksponering for støv og gass ved tunneldriving i dag kan føre til negativ påvirkning av lungefunksjon og gi risiko for lavgradig betennelse (inflammasjon) i lungene og eventuelt utvikling av inflammasjon andre steder enn i lungene (systemisk inflammasjon).

Studien er et samarbeidsprosjekt mellom entreprenørene AF-gruppen AS, Mesta AS og Veidekke ASA, Norsk forening for fjellsprengningsteknikk og Statens arbeidsmiljøinstitutt. Studien er finansiert av Fondet for regionale verneombud i bygge- og anleggsbransjen og av Statoils arbeidsmiljøfond, samt av deltagende entreprenører.

4 Studiens målsetninger

- Kartlegge eksponering
- Studere lungefunksjon
- Studere biomarkører for inflammasjon i lungene
- Studere biomarkører for inflammasjon andre steder enn i lungene (biomarkører for hjerte-kar sykdom)
- Studere forholdet mellom eksponering og de målte effektparametre
- Studere mønsteret i eksponering ved bruk av direktevisende utstyr

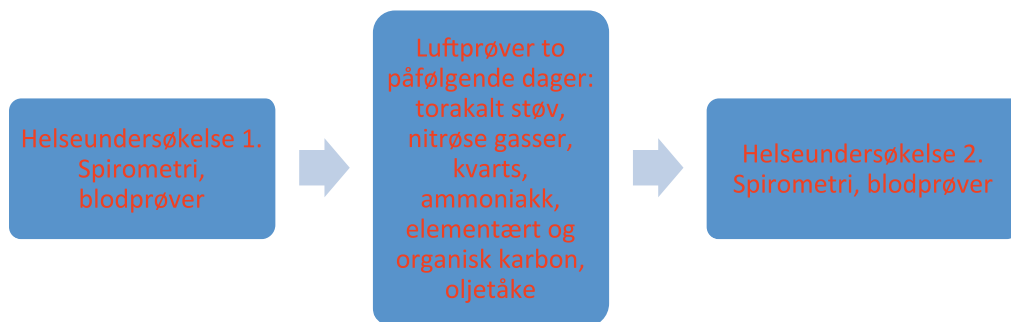
5 Deltagere i undersøkelsen og metode

Generelt kan ansatte ved driving av tunnel inndeles etter arbeidsoppgaver. De som er involvert i selve drivingen er høyest eksponert for støv og gasser og utgjorde målgruppen for denne studien. I tillegg er det på anleggene administrativt/teknisk personell og personer involvert i planlegging og ledelse av arbeidet. Disse er stort sett ikke eksponert for støv og gasser. Fra disse ble det rekruttert kontrollpersoner. Til sammen deltok 90 tunneldrivere og 51 kontrollpersoner, som var fordelt på ti tunnelanlegg og en sjakt. To tunneldrivere ønsket ikke å delta i undersøkelsen. Tunneldrivere ble delt inn i følgende jobbgrupper; stoffarbeider, stoffreparatør, laster, bakstoffarbeider, betongsprøyter, forinjeksjonsarbeider og sjaktdriver. Sjaktdriverne drev sjakt fra arbeidsplattform (Alimak).

De ansatte arbeider turnus med 12 dager arbeid og 9 dager fri. Helseundersøkelsene ble utført rett før arbeidsperioden og helt mot arbeidsperiodens slutt. Ved disse anledningene ble det gjort lungefunksjonsmålinger, og det ble tatt blodprøver for bestemmelse av biologiske markører (Clara celle protein 16 (CC16) og Surfactant protein D (SPD)). CC16 er et anti-inflammatorisk protein som skilles ut langs bronkialtreet. SPD er også et anti-inflammatorisk protein som skilles ut av epitelcellene i lungeblærene (alveolene). Disse proteinene fungerer som biomarkører for lavgradig inflammasjon i luftveiene.

Et spørreskjema ble brukt for å registrere bakgrunnsvariabler og annen relevant informasjon av betydning for tolkningen av resultatene. Spørreskjemaet ble fylt ut av deltagerne. Komplettheten av svarene ble kontrollert ved undersøkelsen.

Arbeidsperioden



5.1 Prøvetaking og bestemmelse av forurensninger i luft

Personbårne eksponeringsmålinger ble gjort to påfølgende arbeidsdager i perioden mellom helseundersøkelsene. De eksponerte arbeidstakerne ble utstyrt med bærbare prøvetakerne som samler inn forurensningskomponenter som de utsettes for gjennom hele arbeidsskiftets varighet.

En bærbar torakal syklon utstyrt med to luftfiltre for oppsamling av partikler, α -kvarts og nitrogendioksid ble benyttet i kombinasjon med en luftpumpe som opprettholder en konstant luftgjennomstrømning i syklonen på 1.7 l/min. 37 mm PVC, 5 μ m membranfiltre og cellulose

gassfiltre impregnert med NaI ble benyttet. Elementært karbon ble bestemt som en markør for dieseleksospartikler. Prøver for analyser av elementært og organisk karbon ble samlet på kvartsfiltre.

Partikkelfilteret ble analysert for total masse (torakal aerosolfraksjon) ved gravimetri ved veiing av kondisjonerte filtre før og etter prøvetaking. Nitrogendioksid omdannes til nitritt/nitrat i gassfilteret og disse forbindelsene ble bestemt ved ionekromatografi.

5.2 Bestemmelse av forurensninger i luft ved direktevisende utstyr

Et utvalg arbeidstakere ble utstyrt med bærbare elektrokjemiske gass-sensorer for bestemmelse av nitrogendioksid og ammoniakk. Dette direktevisende måleutstyret viser variabiliteten av konsentrasjonen av gitte luftforurensninger som funksjon av tid.

5.3 Fordypningsundersøkelse av eksponering

Det er grunn til å tro at konsentrasjonen av forurensningene i arbeidsatmosfæren varierer betydelig og at arbeidstakerne utsettes for kortvarige høye eksponeringer. Disse bidrar i betydelig grad til den totale eksponeringen. PIMEX metoden er et visualiseringsverktøy for toppeksponeeringer og ble anvendt i fordypningsstudien. Sensorene overfører signaler til en liten bærbar datalogger som umiddelbart sender signalene telemetrisk til en datamaskin. Datamaskinen mottar samtidig et videobilde av arbeidstakeren (en person må videofilme arbeidstakeren). Videobildet kobles sammen med forløpet av forurensningskomponentene i arbeidsluften. Derved kan man visualisere arbeidsprosessene som utføres samtidig med at eksponeringen måles. Anvendelse av dette prinsippet kan gi viktig forståelse av årsaker til toppeksponeeringer og hvordan disse eventuelt kan håndteres i forebyggende henseende.

5.4 Statistisk analyse

Skjevt distribuerte effektmål ble transformert ved bruk av naturlige logaritmer. Det ble testet statistisk for forskjeller mellom alle eksponerte og kontroller. Videre var utviklingen i effektmålene over arbeidsperioden primært i fokus. I tillegg er forskjeller i differansen i målte effekter over tid mellom eksponerte og kontroller viktig. Dette medfører at statistiske tester for både paret og uparet utvalg ble brukt. Videre statistisk testing for å evaluere forholdet mellom dose og respons ble gjort ved hjelp av multipl linear regresjonsanalyse.

Noen utenforliggende variabler må kontrolleres for i de statistiske analyser. Alder er av vesentlig betydning. Videre kan røykevaner og overvekt ha betydning for konsentrasjonen til flere av effektmålene.

Det statistiske dataprogrammet SPSS ble brukt til analysene. Tosidige p-verdier på 0,05 eller lavere anses å angi statistisk signifikante gruppeforskjeller.

6 Resultater

6.1 Eksponering

Totalt 89 tunneldrivere deltok i eksponeringsundersøkelsen ved å bære måleutstyr på seg gjennom skiftet. De fleste (>90 %) bar måleutstyr i 2 påfølgende arbeidsdager.

Luftkonsentrasjonene av partikler og α -kvarts (i torakal aerosolfraksjon) lå henholdsvis i området mellom 0,1 og 11,3 mg/m³ og 3 og 919 μ g/m³ (tabell 1). De høyeste

luftkonsentrasjonene av partikler og α -kvarts ble påvist hos sjaktdriverne.

Luftkonsentrasjonen av elementært karbon, som er en markør for dieseleksospartikler, ble målt i området mellom 2 og 174 $\mu\text{g}/\text{m}^3$ (tabell 1). Konsentrasjonen av oljetåke var i området mellom 0,1 og 15 mg/m^3 (tabell 1). Den høyeste luftkonsentrasjonen av oljetåke ble påvist hos sjaktdriverne.

Luftkonsentrasjonen av α -kvarts varierte mellom tunneler og mellom forskjellige jobb grupper (figur 1, 2 og 3). Bortsett fra sjaktdriverne var det bakstufferarbeiderne som hadde den høyeste eksponeringen for α -kvarts (figur 3).

Den gjennomsnittelige luftkonsentrasjonen av ammoniakk ble målt i området mellom 0 og 18 ppm. Konsentrasjonen av ammoniakk målt på "lasteren" var høyest rett etter sprengning (figur 4), og lå deretter ganske stabilt gjennom utlastingsperioden. Konsentrasjonen av ammoniakk var ofte så høy at alarmen gikk på den direktevisende sensoren, som dermed ble slått av.

Den gjennomsnittelige luftkonsentrasjonen av nitrogendioksid (NO_2) lå i området mellom 0,01 og 1,05 ppm, gjennomsnitt var 0,05 ppm. Korttidseksponering for NO_2 var høy under arbeid i nisje i tunnelen mens utlasting av masse pågikk (figur 5).

Luftkonsentrasjonen av oljetåke samvarierte med luftkonsentrasjonen av organisk karbon (Spearman's rho = 0,6, $p < 0,001$).

Kartlegging av korttidseksponering med PIMEX viste høye konsentrasjoner av partikler ved blanding av sement for gysing av bolter og forinjisering, og ved påsprøyting av olje for å beskytte maskiner og utstyr for betongsøl.

6.2 Lungefunksjon ved første helseundersøkelse

Lungefunksjonsdata er presentert i tabell 2 og 3. Lungefunksjonen målt ved første helseundersøkelse viste ingen statistisk signifikant forskjell mellom tunneldriverne og kontrollgruppe. En del av kontrollgruppen, nemlig funksjonærer som hadde arbeidet som tunnel drivere tidligere, hadde statistisk signifikant lavere lungefunksjon enn funksjonærer som aldri hadde jobbet i tunnel. Tidligere tunnelarbeidere hadde også lavere lungefunksjon enn de som i dag er aktive tunnel drivere (tabell 3). Reduksjonen i lungefunksjon (målt ved FEV_1 (liter)) hadde sammenheng med antall år ansatt som tunnelarbeider, alder og legediagnostisert astma. I de statistiske analysene kontrollerte vi for andre faktorer som kan påvirke lungefunksjon (høyde, kroppsmasseindeks (KMI), røyking, selvrapportert luftveisinfeksjon).

6.3 Lungefunksjonsendringer i løpet av oppfølgingstiden (9 dager)

I eksponert gruppe fant vi en reduksjon i lungefunksjonen målt ved forsert vitalkapasitet (FVK) med gjennomsnittelig 51 ml i løpet av arbeidsperioden på 9 dager, sammenliknet med en ikke-signifikant stigning på 33 ml blant kontrollene. Reduksjonen i FVK var statistisk signifikant assosiert med eksponering for organisk karbon (figur 6). I eksponert gruppe fant vi også fall i FEV_1 i løpet av 9 dager på jobb, men vi fant ingen samvariasjon med eksponering etter å ha kontrollert for andre faktorer som kan påvirke lungefunksjon (høyde, KMI, røyking, selvrapportert luftveisinfeksjon).

6.4 Biomarkører for inflammasjon

Det var ingen statistisk signifikant forskjell i konsentrasjonene av biomarkører for inflammasjon i lungene (SPD og CC16) mellom tunnel drivere og kontrollgruppe ved første helseundersøkelse. SPD ble redusert signifikant fra 84,8 til 77,7 ng/ml, $p = 0,003$, i eksponert gruppe, mens kontrollene hadde en ikke-signifikant reduksjon på 1,2 ng/ml. Reduksjonen i

SPD hadde sammenheng med antall timer tunnelarbeid de undersøkte rapporterte i løpet av oppfølgingstiden.

Den gjennomsnittelige konsentrasjonen av CC16 ved første helseundersøkelse hadde sammenheng med lungefunksjonen (FEV_1 i prosent av forventet), dvs. jo bedre lungefunksjon jo høyere konsentrasjon av CC16. Konsentrasjonen av CC16 var signifikant lavere hos personer som rapporterte luftveissymptomer som pipelyd i brystet og hos røykere. Lav CC16 hadde også sammenheng med antall år ansatt som tunnelarbeider, dvs. jo flere år som tunnelarbeider jo lavere CC16. Konsentrasjonen av CC16 var lavest hos en del av kontrollgruppen som hadde vært tunnelarbeidere tidligere, men som nå var funksjonærer (skiftledere) (figur 7).

Andre effektmål for inflammasjon (biomarkører for hjerte-kar sykdom) viste ingen forskjell mellom gruppene og heller ingen endring gjennom arbeidsperioden.

7 Diskusjon

Denne studien viser at pågående eksponering ved tunneldriving fører til akutt reduksjon i lungefunksjon. Resultatene kan også indikere at lungefunksjonen reduseres på lang sikt. Eksponeringen påvirker også konsentrasjonen av anti-inflammatoriske proteiner som CC16 og SPD som dannes i luftveiene. Dette kan tyde på at eksponeringen fører til lavgradig inflammasjon i luftveiene som resulterer i lungefunksjonsfall. Tidligere har det vært vist at kvartseksponering av arbeidere i et steinbrudd kan føre til lavere konsentrasjoner av CC16 (Bernard et al. 1994).

Eksponering for støv (partikler i torakal aerosolfraksjon) synes ikke spesielt høy når man sammenlikner gjennomsnittet av luftkonsentrasjonene ($0,6 \text{ mg/m}^3$) med foreslått administrativ norm (5 mg/m^3). Kun ved driving av sjakt var eksponeringen høy (11 mg/m^3). PIMEX metoden viste imidlertid kortvarige episoder med svært høye konsentrasjoner av partikler (opp til 150 mg/m^3) ved enkelte arbeidsoppgaver som for eksempel blanding av sement for boltegysing og forinjisering. Dette er kortvarige arbeidsoppgaver og tiltak for eksponeringsreduksjon anbefales.

Luftkonsentrasjonene av α -kvarts varierte mellom tunnel og kan være et uttrykk for varierende geologiske forhold. Vi så imidlertid at det kunne være store forskjeller mellom tunneler innenfor samme geografiske område, noe som både kan avspeile lokale geologiske forskjeller, men kan også være et uttrykk for dårligere yrkeshygieniske forhold med høy støvutvikling i enkelte tunneler. Eksponeringen for α -kvarts ved sjaktdriving var høy ($919 \mu\text{g/m}^3$).

Eksponeringsmålinger av oljetåke foregår kun over to timer og ble gjennomført ved stoffen og i sjakta mens boring pågikk. I sjakta dannes oljetåke av trykkluftdrevne bor. Eksponering for oljetåke ved sjaktdriving er svært høy (15 mg/m^3). Ved arbeidsoppgaver framme ved stoffen kan eksponering for oljetåke også være høy. Oljetåken på stoff oppstår mest sannsynlig mekanisk ved at borrene slår og nakkeolje (smøreolje) slynges ut i arbeidsatmosfæren. Oljetåke oppstår også når olje sprøytes på maskiner for å beskytte mot betongsprut. Luftkonsentrasjonene av organisk karbon samvarierte med luftkonsentrasjonene av oljetåke og kan muligens være et mål for eksponering for oljetåke. Dette må klarlegges i videre undersøkelser. Reduksjon i lungefunksjon var statistisk assosiert med eksponering for organisk karbon.

Direktevisende måleutstyr viste at eksponering for ammoniakk kan være betydelig i tiden etter sprengning og under utlasting. Eksponering for NO₂ synes å ha blitt betydelig lavere siden 1990 tallet. En nærliggende, mulig forklaring kan være at man benytter sprengstoffet Slurry. Direktevisende måleutstyr viste imidlertid at eksponering for NO₂ fremdeles kan være betydelig ved arbeid i nisje i tunnelveggen mens utkjøring av masse pågår. Dette er imidlertid basert kun på en måling og bør undersøkes nærmere. Den aktuelle målingen av NO₂ (figur 5) ble tatt under utkjøring av masse fra et mellomlager. Det var to døgn siden siste sprengning pga feil på en borerigg. NO₂ kommer dermed mest sannsynlig fra dieseleksos i dette tilfellet.

8 Oppsummering og konklusjon

Eksponering ved tunneldriving fører til en akutt reduksjon i lungefunksjon, og mest sannsynlig også en permanent reduksjon i lungefunksjon på lang sikt. Eksponeringen påvirker også konsentrasjonen av anti-inflammatoriske proteiner som dannes i luftveiene.

De viktigste forurensningene i arbeidsatmosfæren som kan føre til lavgradig inflammasjon i luftveiene og reduksjon i lungefunksjon er kvarts og oljetåke. Det er stor variasjon av luftkonsentrasjonene av α -kvarts mellom tunneler, og det er stor variasjon i prosentinnholdet av α -kvarts i støvet. Eksponering for α -kvarts vil variere med geologiske forhold, men også med yrkeshygieniske forhold i den enkelte tunnel. Oljetåke dannes ved boring med luftdrevet bor, men antagelig også mekanisk ved hydraulisk boring ved at smøreolje slynges ut i arbeidsatmosfæren. Oljetåke dannes også ved påsprøyting av olje for å beskytte utstyr. Tiltak for eksponeringsreduksjon anbefales.

Tabell 1. Konsentrasjoner av luftforurensninger ved arbeid i tunnel

	Antall målinger	Aritmetisk gjennomsnitt	Geometrisk gjennomsnitt	Lavest	Høyest	Administrativ norm
Torakalt støv (mg/m ³)	171	0,75	0,6	0,1	11	5 (foreslått)
α-kvarts i torakal fraksjon (µg/m ³)	170	103	60,7	3	919	100 (i respirabel fraksjon)
Oljetåke (mg/m ³)	57	1,1	0,3	0,1	15	1
Elementært karbon (µg/m ³)	156	51,4		2,4	174	
Organisk karbon (µg/m ³)	156	171	144	51	707	
Ammoniakk (ppm)	56	4,3		0	18	25
Nitrogen dioksid (ppm)	170		0,1	0,01	1,1	0,6

Tabell 2. Bakgrunnsvariabler for studiegruppene

	Ekspontert (n=90)	Kontroll (n=51)
	Gjennomsnitt (SA)	Gjennomsnitt (SA)
Alder (år)*	39 (12)	43 (10)
Høyde (cm)	181 (5)	180 (6)
BMI*	25,7 (3,3)	27,2 (3,8)
År som tunnelarbeider*	14 (11)	5 (9)
Daglig røyker (%)*	38	20
Tidligere røyker (%)	23	29
Aldri røyker (%)	39	49
Astma (%)*	2	12
Allergi (%)	11	8

*=gruppeforskjeller ($p < 0,05$)

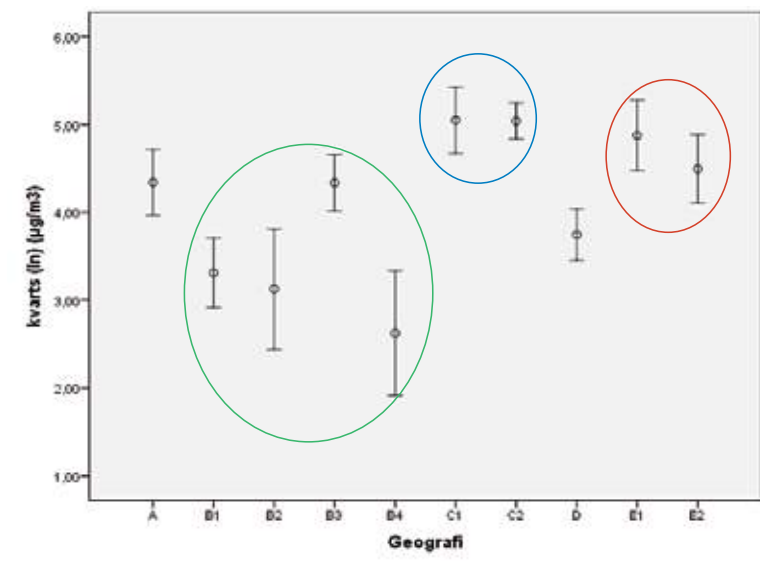
SA= standard avvik

Tabell 3. Lungefunksjon før eksponering (gjennomsnitt (standard avvik))

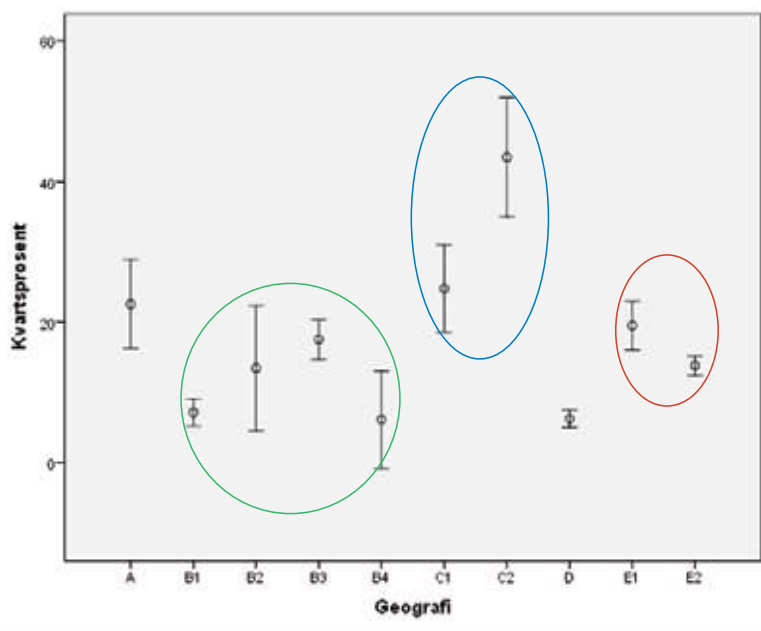
	FVK (L)	FVK % av forventet	FEV₁ (L)	FEV₁ % av forventet
Tunneldrivere (n=90)	5,1 (0,8)	100,5 (11,8)	4,0 (0,7)	95,6 (13,3)
Kontroller (alle) (n=51)	4,8 (0,8)	99 (12)	3,8 (0,7)	96 (12,7)
Tidligere tunneldrivere (n=17)	4,4 (0,9)*	92,3 (13,4)*	3,4 (0,7)*	88,8 (12,1)*
Aldri tunnel (n=36)	5,0 (0,7)	102 (9,9)	4,0 (0,6)	100 (11,5)

*signifikant lavere verdier enn tunneldrivere og enn kontroller uten erfaring som tunneldriver (p<0,01)

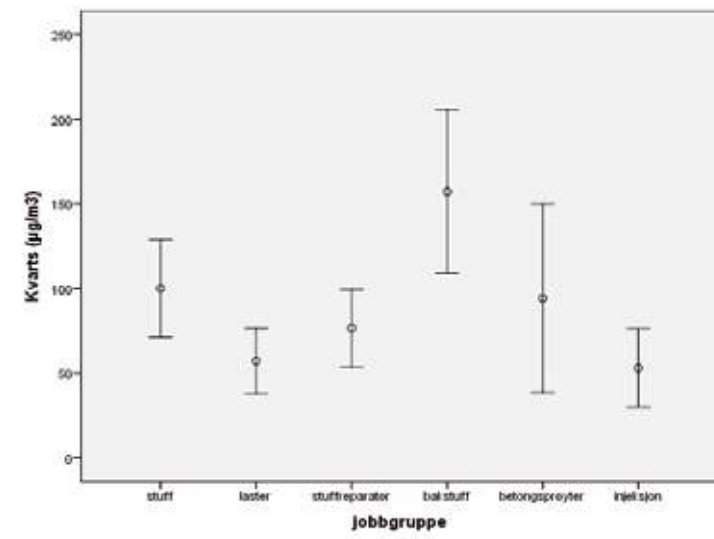
Figur 1. Luftkonsentrasjon (gjennomsnitt og konfidensintervall) av kvarts i de undersøkte tunnelene. Tunneler med samme bokstav i navnet (B, C eller E) ligger i nærheten av hverandre.



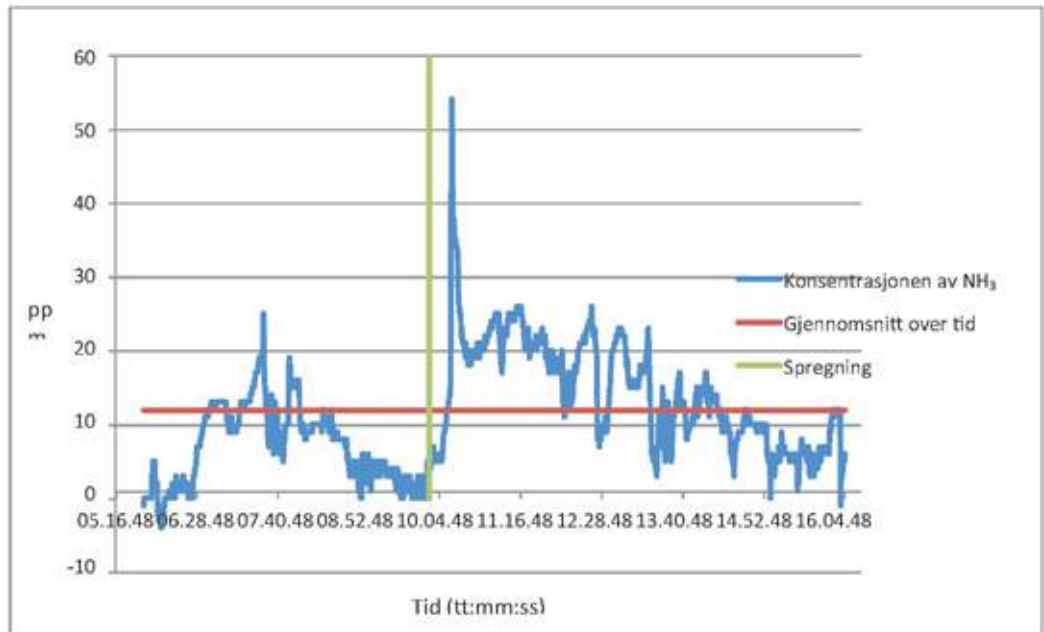
Figur 2. Prosent kvartsinnhold i torakalt støv (gjennomsnitt og konfidensintervall) i de undersøkte tunnelene. Tunneler med samme bokstav i navnet (B, C eller E) ligger i nærheten av hverandre.



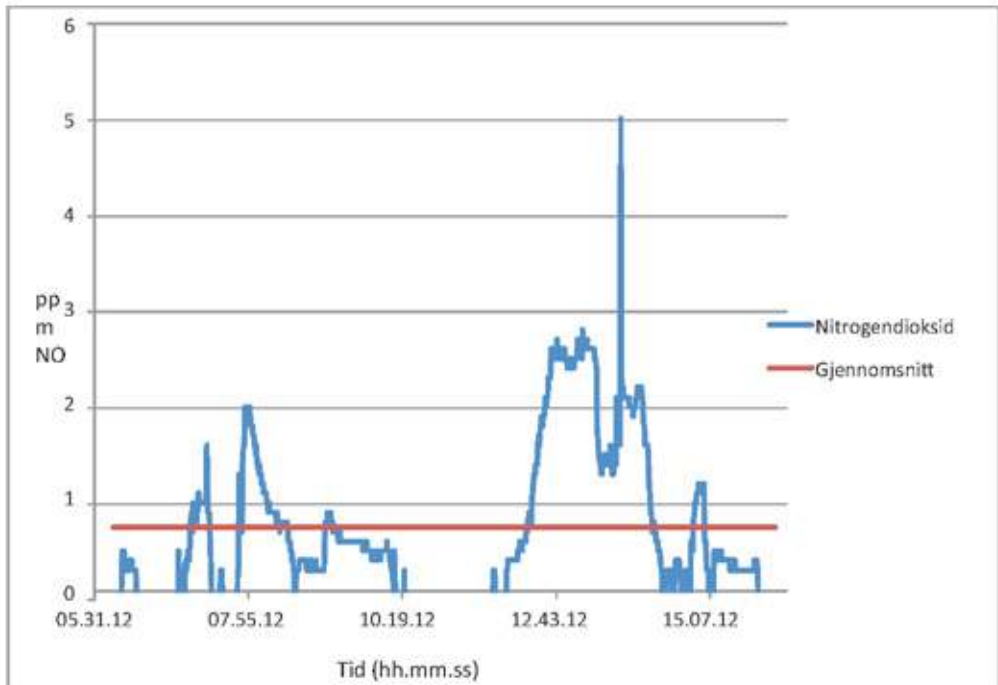
Figur 3. Luftkonsentrasjonen av kvarts (gjennomsnitt og konfidensintervall) delt inn etter forskjellige jobbgrupper.



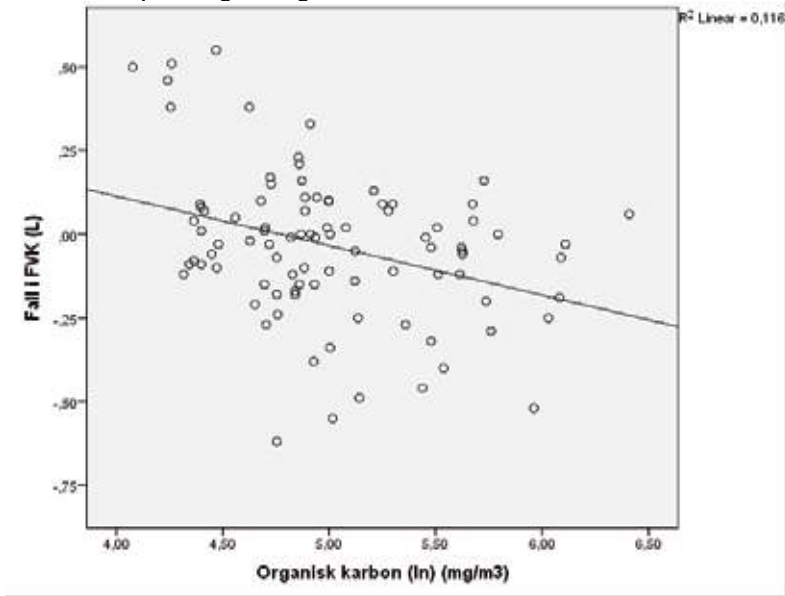
Figur 4. Variabilitet av luftkonsentrasjonen av ammoniakk ved utlasting av masse etter sprengning

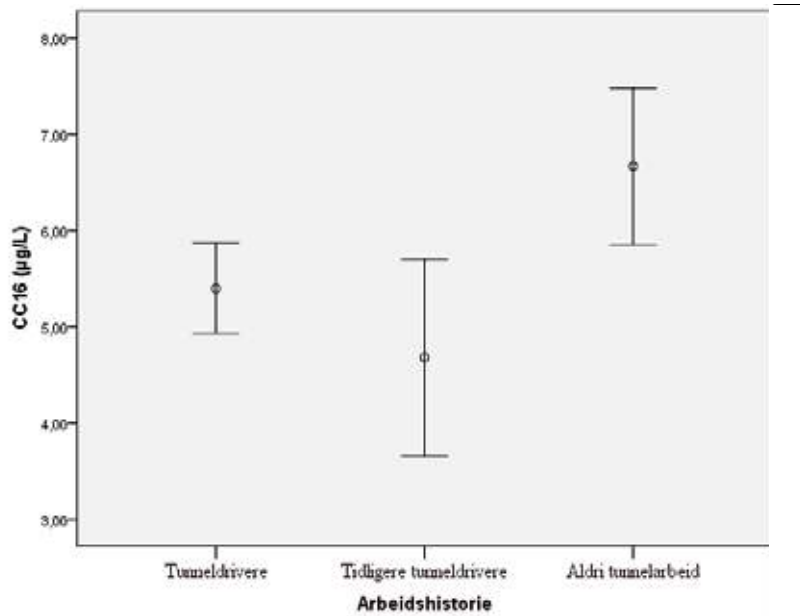


Figur 5. Variabilitet av luftkonsentrasjonen av nitrogendioksid ved vedlikehold av borerigg i nisje



Figur 6. Sammenhengen mellom reduksjon i lungefunksjon (FVK) hos tunnelarbeidere i forhold til eksponering for organisk karbon



Figur 7. Konsentrasjoner av CC16 (gjennomsnitt og konfidensintervall) etter arbeidshistorie

Referanser

Bakke B, Stewart PA, Ulvestad B, Eduard W. Dust and gas exposure in tunnel construction work. *Am Ind Hyg Assoc J* 2001a;62:457-65.

Bakke B, Ulvestad B, Stewart P, Lund MB, Eduard W. Effects of blasting fumes on exposure and short-term lung function changes in tunnel construction workers. *Scand J Work Environ Health* 2001b;27:250-7.

Bakke B, Ulvestad B, Stewart PA, Eduard W. Cumulative exposure to dust and gases as determinants of lung function decline in tunnel construction workers. *Occup Environ Med* 2004;61:262-269.

Bernard AM, Gonzalez-Lorenzo JM, Siles E, Trujillano G, Lauwerys R. Early decrease of serum Clara cell protein in silica-exposed workers. *Eur Respir J* 1994;7:1932-7.

Oliver LC, Miracle-McMahill H, Littman AB, Oakes JM, Gaita Jr RR. Respiratory symptoms and lung function in workers in heavy and highway construction: A cross-sectional study. *Am J Ind Med* 2001;40:73-86.

Oliver LC, Miracle-McMahill H. Airway disease in highway and tunnel construction workers exposed to silica. *Am J Ind Med* 2006;49:983-96.

Sullivan PA, Bang KM, Hearl FJ, Wagner GR. Respiratory disease risks in the construction industry. *Occup Med* 1995; 10: 313 - 34.

Ulvestad B, Bakke B, Melbostad E, Fuglerud P, Kongerud J, Lund MB. Increased risk of obstructive pulmonary disease in tunnel workers. *Thorax* 2000;55:277-82.

Ulvestad B, Bakke B, Eduard W, Kongerud J, Lund MB. Cumulative exposure to dust causes accelerated decline in lung function in tunnel workers. *Occup Environ Med* 2001;58:663-9.

18. Bygging av undersjøisk tunnel på T-Forbindelsen
18.Construction of subsea tunnel at T-Connection

Rune Stumo, Ingeniørgeolog, Statens vegvesen Region vest
Kjetil Vikane, Avdelingsdirektør, AF Anlegg

Sammendrag

Statens vegvesen Region vest sitt prosjektet T-Forbindelsen omfatter etablering av et nytt samband mellom E39 i Tysvær kommune og rv. 47 i Karmøy kommune, samt ny veg nordover til E134 i Haugesund kommune. AF Gruppen Norge AS er entreprenør for byggetrinn “K1” som blant annet omfatter bygging av en 9km lang undersjøisk tunnel, verdens tredje lengste undersjøiske vegtunnel.

På bakgrunn av forundersøkelser og fra erfaringene med driving av “Statpipetunnelene”, var det forventet svært krevende driveforhold både under Førresfjorden, men spesielt under Karmsundet. For å supplere forundersøkelsene, ble det boret kjerneprøver 60-120m foran stoff for å fremskaffe mer informasjon underveis i prosjektet. Forholdene viste seg å være bedre enn fryktet hvor det i beskrivelsen var forventet å støpe ut 800 meter av tunnelen. Tidvis var bergmassen likevel svært oppklistret slik at tung sikring og injeksjon var nødvendig i ca 400 meter av tunnelen. Både byggherre og entreprenør hadde god kunnskap og erfaring, og sammen med en Kvalitetsgruppe bestående av erfarne ingeniørgeologer bidro til at prosjektet ble løst på en effektiv og god måte og er således et godt eksempel på anvendelse av norsk tunnelkompetanse.

Summary

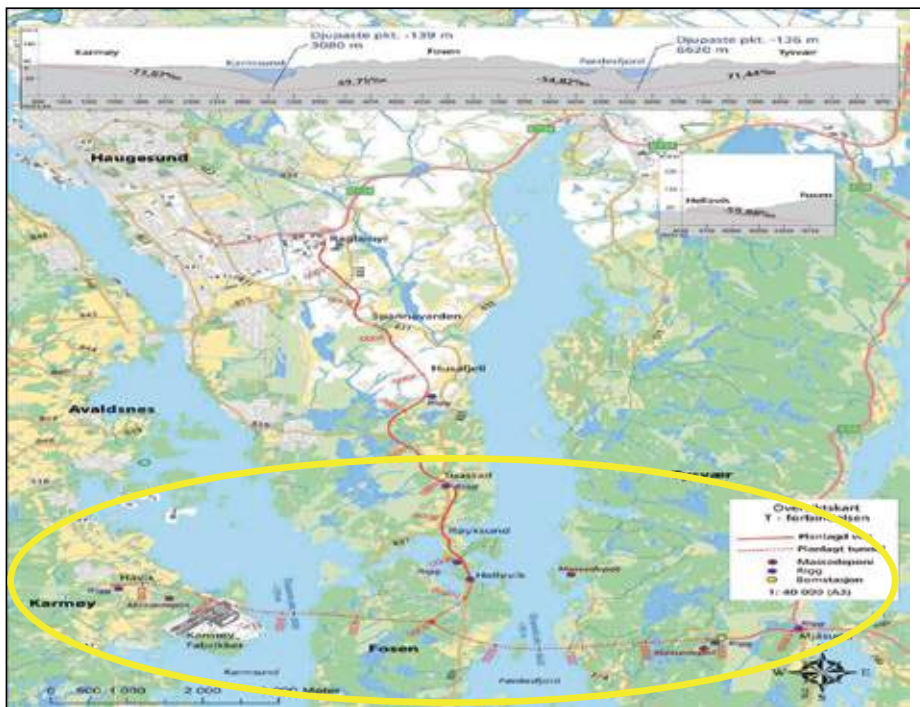
The Norwegian Road Administrations project “T-Connection” include establish of new road systems between Highway E39 and Rv 47 south of Haugesund city on the west coast of Norway. AF Gruppen Norge AS is the contractor for the construction of the first part, which include construction of a 9 km long sub-sea tunnel, the world’s third longest sub-sea road tunnel. The tunnel crosses two fjords: “Karmsundet” and “Førresfjorden”.

Based on the pre-investigations and the experiences from construction of the “Statpipe” tunnels the rock conditions were expected to be poor in both fjord crossings, especially under Karmsundet. To supply the pre-investigations it was executed core drilling from face. This gave valuable information 60-120 meters ahead of face. The rock conditions was better than expected where the bill of quantities described 800 meters cast on face. Heavy rock support, with shotcrete reinforced rebar arches were installed in approximately 400m of the tunnel. During construction a well experienced team from both client and contractor collaborated to find the most efficient construction methods. In addition an expert group of three experienced engineering geologists joined regular the projects geology verification meetings. After completion of the tunnel excavation this project stands as a good example for the Norwegian method of tunneling.

Innledning

Statens vegvesen Region vest sitt prosjektet T-Forbindelsen omfatter etablering av et nytt samband mellom E39 i Tysvær kommune og Rv. 47 i Karmøy kommune, samt ny veg nordover til E134 i Haugesund kommune. /1/.

AF Gruppen ved AF Anlegg utfører bygging av entreprise K1 som omhandler bygging av undersjøisk tunnel under Karmsundet og Førresfjorden samt bygging av til sammen 4km tilknytningsveger i dagen. Arbeidene startet opp august 2009 og skal ferdigstilles desember 2012. Tunnelsprengningen ble ferdigstilt høsten 2011 og omfatter utsprengning av 920.000 pfm³, fordelt på ca 8900 meter tunnel. Tunnelen rangerer som den tredje lengste undersjøiske vegtunnelen i verden og Norges lengste undersjøiske vegtunnel.



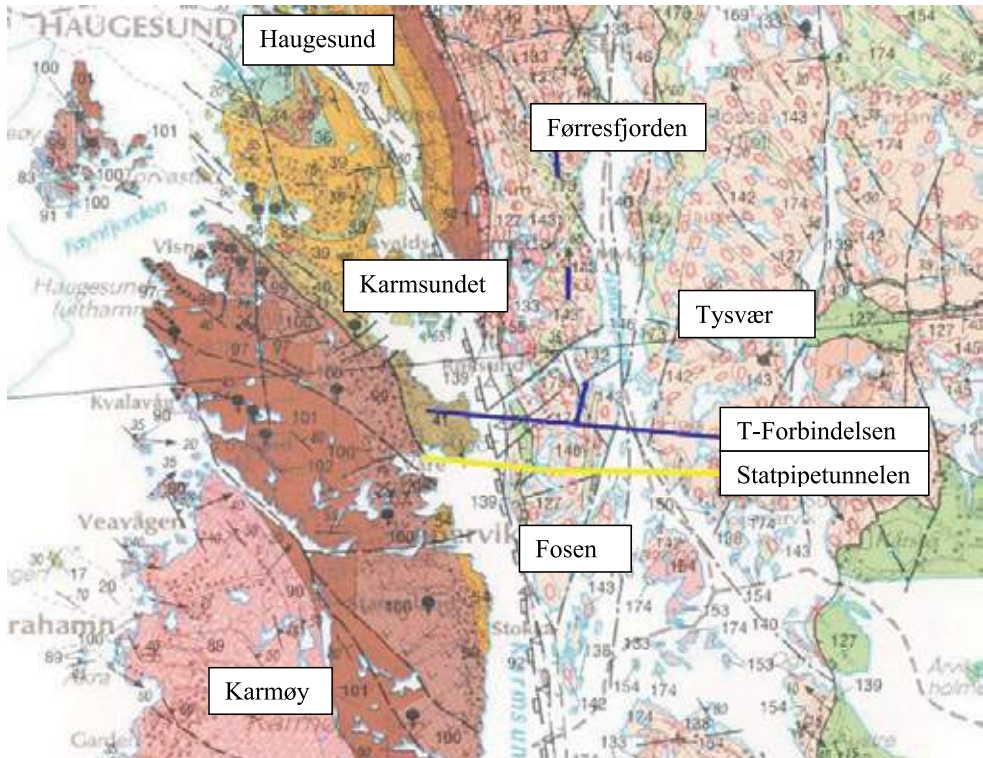
Figur 18.1 Tegning over T-Forbindelsen

Tunnelen har T11,5 profil og er drevet på synk på hhv ca 7% fra vest og øst og ca 5% på midtpartiet. En rundkjøring er etablert på Fosen for avkjøring mot Haugesund. Tunnelens dypeste punkt er på -139 meter under Karmsundet og -136 meter under Førresfjorden. Rundkjøringen er etablert på -60 meter og har ytre diameter på 60m med en stabbe på ca 15 meter. Tunnelen skal sikres mot vann og frost i ca 75% av tunnelens lengde ved bruk av sprøytebetongsikret PE-skum, med unntak av i innkjøringssonene hvor veggelementer skal benyttes.

Dette dokumentet vil i hovedsak fokusere på de ingeniørgeologiske forholdene og hvordan norsk tunnelkompetanse er benyttet for å gjennomføre prosjektet.

Geologi

Geologien på Haugalandet er preget av den Kaledonske fjellkjedefoldningen. Store deler av Fosen, Førresfjorden og Tysvær består av prekambrisk grunnfjell, mens den vestlige delen av Fosen, Karmsundet og Karmøy tilhører Karmøy ofiolittkompleks som hovedsakelig består av metamorfe magmatiske bergarter.



Figur 18.2 Oversikt Berggrunnsgeologi (fra NGU). Nummerforklaring på relevante bergarter. 41 grønnstein, 140 foliert granitt/granittisk gneis, 142 Granittisk øyegneis, 173 Migmatittgneis, 174 Diverse gneissbergarter. Linjene i fjorden angir forkastnings- og skyvesoner. (Stumo 2009).

Tunnelen under Karmsundet krysser grensen mellom Karmøy-ofiolitten og det prekambriske grunnfjellet. Dette er en kompleks tektonisk grense hvor en ikke helt kjenner hvordan bevegelsen har vært, eller hvordan bergartene fordeler seg. I hovedsak er ofiolitten nedforkastet i forhold til grunnfjellet. Som en kan se på berggrunnskartet i figur 18.2 er det antatt at bevegelsen er tatt opp langs flere plan mellom de ulike bergartene. Man kjenner heller ikke nøyaktig plassering av bergartsgrenser eller tektoniske grenser under Karmsundet. Tunnelen under Førresfjorden går i granittisk gneis. Her består utfordringen i at det er påvist en massiv svakhetssone midt i fjorden. Sonen er påvist med en bredde på ca 80 meter.

I geologisk rapport for T-forbindelsen /2/ er berggrunnen langs tunneltraseen delt inn i fire kategorier. Dette er vurdert som hensiktsmessig sett fra et vegvesen perspektiv hvor en legger til grunn at bergartene innenfor en kategori vil ha like drivetekniske egenskaper og sikringsbehov. Følgende fire kategorier er brukt; Grønnskifer på Karmøy, metasandstein i

Karmsundet, fyllitt på Fosen og de granittiske gneisene på Østre del av Fosen, under Førresfjorden og i Tysvær (Figur 18.3 og 18.4)

Grønnskiferen på Karmøy er en bergart som varierer fra Grønnstein helt mot vest og som gradvis endrer karakter til mer skifrig mot Karmsundet. Bergartsanalyser i tunnelen viser at bergarten endrer karakter til glimmerskifer mot øst /3/. Metasandstein er en “upresis arbeidstittel” på bergarten man hadde store problemer med under drivingen av Statpipetunnelene. I planleggingen av T-forbindelsen har det hele tiden vært knyttet usikkerhet til hva metasandstein egentlig er. Utgangspunktet har vært at dette er en bergart som ikke har god mekanisk kvalitet til å drive tunnel i. Fyllitten under østre del av Karmsundet og Fosen er en metamorf sedimentær bergart. Store variasjoner fra svært skifrig og foldet til mer homogen. De granittiske gneisene består varierer i type men er generelt gode kompetente bergarter. Stedvis er bergartene nedknust og forvitret, spesielt i forbindelse med svakhetssonene.

Forundersøkelser

I forbindelse med planleggingen av T-forbindelsen har vegvesenet dratt nytte av erfaringene fra Statoils gassrørledningsprosjekt Statpipe mellom Kallstø og Kårstø. Gassrørledningen går delvis i grøft på land og gjennom tre undersjøiske tunneler; under Karmsundet, under Førresfjorden og under Førlandsfjorden. Statpipetunnelene ligger parallelt med Karmøytunnelen, ca en kilometer lenger sør og ble bygget i 1982 – 1983.

De geologiske undersøkelsene som er utført på prosjektet bygger i hovedsak på de seismiske undersøkelsene og fra erfaringene fra Statpipeprosjektet. Omfanget av forundersøkelser har derfor vært mindre enn det som normalt utføres før bygging av undersjøiske tunneler.

Kartet i figur 18-2 viser T-forbindelsen og Statpipetunnelene. T-forbindelsen skal bygges ca. 1 kilometer nord for gassrørledningstunnelene under Karmsundet og Førresfjorden. Som en ser på kartet er de geologiske hovedstrukturene orientert nord-sør slik at begge tunnelanleggene krysser omtrent de samme forholdene. Det var derfor rimelig å anta at mange av erfaringene fra Statpipetunnelene var relevante for T-forbindelsen. I 1987 ble det laget en Sintef rapport /6/ som gir en kort beskrivelse av hvilke undersøkelser som var utført som en del av den ingeniørgeologiske kartleggingen for anlegget. Rapporten inneholder også resultater fra drivingen av Karmøy – Kårstøtunnelene.

Som et supplement til informasjonen fra Statpipetunnelen, har Geomap skutt seismikk i tre omganger, i 1995 i 1998 og i 2007. Profilene fra 1995 og profilene fra 1998 er sydd sammen til 2 profiler. Geophysix har, etter at traseen er endret, skutt ny seismikk på Fosen og i Førresfjorden i 2005. Det er skutt til sammen 10 profiler, fem på land og fem på sjø, med en samlet lengde på ca. 1150 meter. De nye undersøkelsene fokuserer spesielt på forholdene omkring rundkjøringen i fjell, men også området mellom Fosen og Fosnholmen er undersøkt ettersom dette ikke er en del av undersøkelsene i 1995 eller i 1998.

I geologisk rapport for T-Forbindelsen fra 2009 er erfaringene overnevnte data brukt som grunnlag. Dette gjelder spesielt for tolkningen av geologien under Karmsundet, men også for Førresfjorden. Rapporten beskriver hvilken kunnskap Statens vegvesen hadde om de vanskelige driveforholdene og hva en kunne forvente å møte på under fjordene. Utbredelsen av metasandsteinen vist i figur 18.3 er en ekstrapolering fra erfaringen fra Statpipetunnelene.

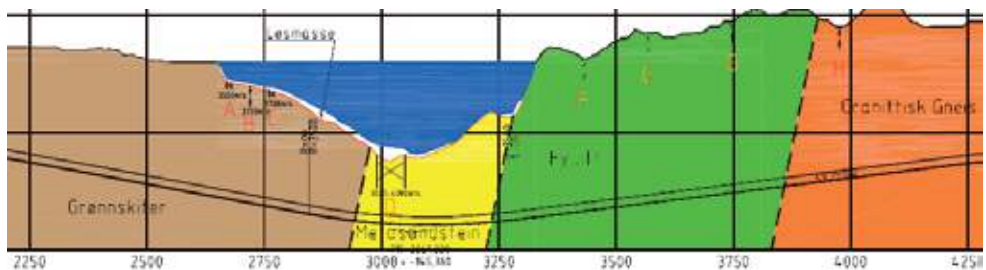
Forventede Geologiske utfordringer

De forventede utfordringene kan deles i to. Utfordringer ved kryssing av Karmsundet og utfordringer ved kryssing av Førresfjorden.

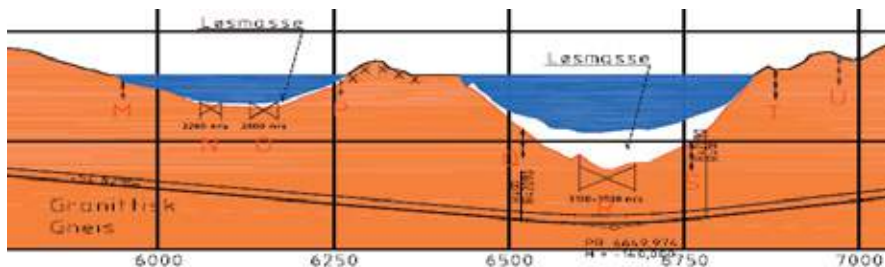
Ved driving av Statpipetunnelen opplevde de vanskeligere driveforhold enn forutsatt. Spesielt dårlige var forholdene under Karmsundet, hvor over 350m av tunnelen ble støpt ut på stoff. Totalt ble 2452 meter (ca20%) av tunnelen støpt ut på stoff. /4/. I sluttevalueringen fra Statpiepetunnelen ble det uttalt at det ikke var tilrådelig å drive større tunnel enn ca 24m2 gjennom Karmsundet. Ut fra erfaringene fra Statpipeprosjektet ble det lagt opp til tung sikring. For T-Forbindelsen var det forventet å støpe ut ca 800 meter, noe som tilsvarer i underkant av 10%. Det var forventet at behovet for utstøping av omtrent likt under Karmsundet og Førresfjorden.

Med kjennskap til erfaringene fra driving av Statpipetunnelen og på bakgrunn av forundersøkelsene ble det fra Statens vegvesen sin side besluttet å etablere en referansegruppe, eller "Kvalitetsgruppe" bestående av ressurspersoner innen ingeniørgeologi. Byggherre og entreprenør oppnevnte hver sin representant og disse to oppnevnte en i fellesskap. Kvalitetsgruppen ble tidlig engasjert i prosjektet både for å etablere relasjoner og retningslinjer for driving av tunnelen, men også siden det tidlig i prosjektet ble identifisert stabilitetsmessige utfordringer ved påhugget på Håvik, slik det senere er beskrevet. Det ble også, i nært samarbeid med ekstern kvalitetsgruppe, laget et opplegg som skulle brukes som grunnlag hvis/når driveforholdene ble vanskelige.

Utsnittet i figur 18-3 og 18-4 er tatt fra geologisk rapport. Det viser antatt bergartsfordeling med bergartsgrenser og fall på disse.



Figur 18.3. Snitt fra geologisk rapport, Karmsundet.



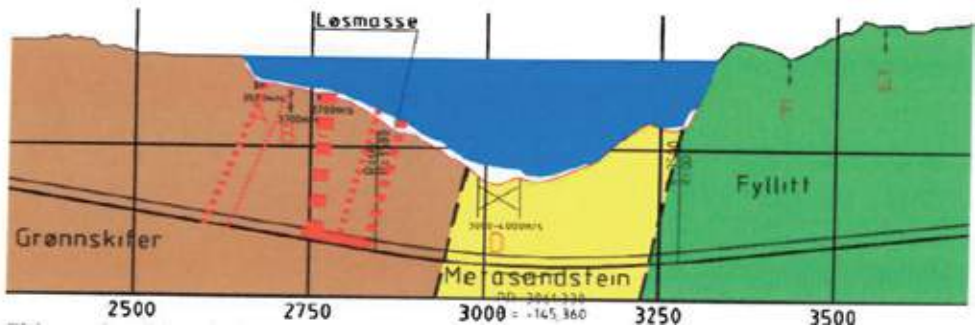
Figur 18-4. Snitt fra geologisk rapport. Førresfjorden.

Virkelige forhold

Byggherre og entreprenør har ved gjennomføring av T-Forbindelsen samarbeidet konstruktivt og godt. Begge parter har hatt meget god kompetanse og erfaring. Utfordringer har blitt møtt aktivt med diskusjoner på stoff om drive- og sikringsmetoder. Supplert med jevnlig fagfora sammen med Kvalitetsgruppen er dette et godt eksempel på hvordan norsk tunnelkompetanse anvendes til å sikre gjennomføring av et stort og komplisert prosjekt.

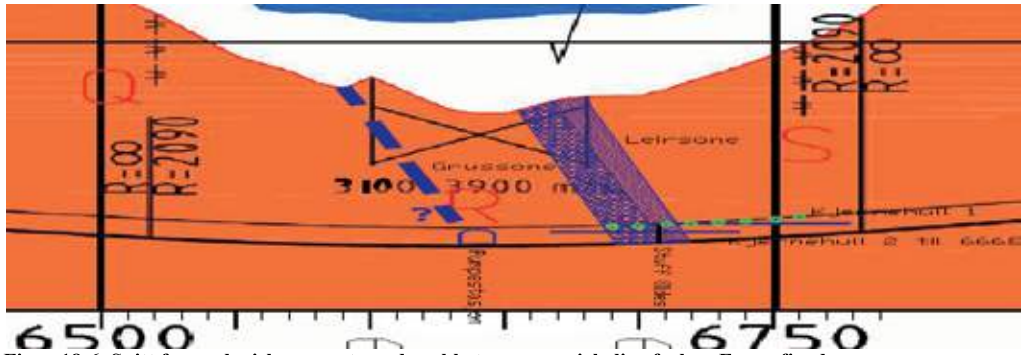
Catrine Hatlenes har i sin masteroppgave gjennomført en grundig analyse av de ingeniørgeologiske forhold på T-forbindelsen /3/. Det er utført bergartsbeskrivelser, analyser av sleppemateriale og det er gjort en vurdering på om de forventede svakhetssoner er påtruffet.

I Karmsundet var det forventet svært vanskelige forhold over en lengre strekning. I verste fall kunne en forvente at svakhetssonen fulgte tunnelen i mer enn 400 meter. Hatlenes konkluderer med at man kun har påtruffet ca. halvparten så mye svakhetszone under Karmsundet som forventet. Svakhetssonen ble heller ikke påtruffet kun i det dypeste partiet i fjorden. Sonen ble påtruffet tidligere og faktisk også mens en fortsatt var under land på Karmøy, se figur 18-5.



Figur 18-5. Snitt fra geologisk rapport, med svakhetssonenes virkelige forløp. Karmsundet.

I Førresfjorden var det beskrevet en ca. 80 meter bred svakhetszone midt i fjorden i tillegg til flere mindre vanskelige svakhetssoner. Den største sonen ble påtruffet i tunnelen noe lenger øst enn forventet. Utstrekningen var også noe større enn beskrevet og det må konkluderes med at denne sonen har vært den vanskeligste sonen på prosjektet. Til sammen er det satt tung sikring i dette området i mer enn hundre meter sammenhengende. Det ble også påtruffet svakhetssoner ved sone M, N og O (Figur 18-6). Det er også her, litt stykkevis og delt, satt inn betydelige mengder tung sikring. I denne delen av Førresfjorden har det også vært mest vanninntrenging i tunnelen.



Figur 18-6. Snitt fra geologisk rapport, med svakhetssonenes virkelige forløp. Førresfjorden.

Det ble tidlig i prosjektet etablert sikringsklasser basert på dokumentert Q-verdi. Sikringsklassene er basert på krav fra Håndbok 021 og gir utfra Q-verdi og bredde på tunnelen stillerkrav til nødvendig permanentsikring. Arbeidssikringen ble lagt så tett opp til permanentsikringskravet som mulig.

Totalt er det utført ca 400 meter tung sikring i tunnelen, sammenlignet med prosjektert 800m utstøping. Det er i forbindelse med enkelte av sonene også benyttet injeksjon til stabilisering av bergmassen. Ved utførelse av Statpipetunnelene ble ca 22% av tunnelen utstøpt.

Det er sikret med ca 6 bolter pr tunnelmeter og påført i underkant av 4 m³ sprøytebetong pr tunnelmeter. Til sammenligning er det for Statpipetunnelen sikret med ca 2 bolter pr meter og 0,8 m³ sprøytebetong. Her må det anmerkes at Statpipetunnelen var kun 24 m². Dersom en korrelerer for tverrsnittet, vil utført boltesikring mellom de to tunneltrassene være relativt likt.

På T-Forbindelsen er det i tillegg utført injeksjon mot vanninnlekkasje i ca 1800 meter av tunnelen. Dette er ca 30% større omfang enn forventet.

Rundkjøringen ble sprengt ut våren og sommeren 2010. Bortsett fra mindre soner med leire, ble det ikke påtruffet store problemer med drivingen her. Det er store spenn i hengen ut mot tunnelarmene og det er benyttet 6 meter lange CT-bolter i hengen og 4 meter CT-bolter i stabben i tillegg til at alt er sprøytet med betong.

Noe av årsaken til at utført bergsikring avviker fra planlagt bergsikring er knyttet til endringen i retningslinjene for bruk av utstøping. I revidert utgave av Håndbok 021 ble kravene til anvendelse av utstøping endret til svelleleire i en sone på 2 meter og et svelletrykk på over 0,5MPa. /5/ Slike forhold ble ikke påtruffet på T-Forbindelsen. Erfaringer viser også at bruk av spiling og sprøytebetongbuer gir en sikker og god sikring. Anvendelse av full utstøping ble diskutert på et tidlig stadium av prosjektet. Bergmassen var til tider så dårlig at det uansett var behov for tung arbeidssikring før eventuell utstøping. Dette ville medførte store merkostnader forbundet med utstøpingen og gav liten besparelse i arbeidssikringen. Så lenge det ikke var geologiske krav i form av svelleleire, ble det besluttet at det ikke var kostnadseffektivt å bruke utstøping som permanent sikring.

Tunneldriving –anvendelse av norsk tunnelteknologi

Tunnelen er drevet fra tre stuffer, en fra Håvik (Karmøy), en fra Hellevik (Tuastad) og en fra Mjåsund (Tysvær). Statens vegvesen og AF etablerte seg med kontor på Norheim, ca midt mellom de tre påhuggene. Reisetid til Mjåsund var likevel på ca 45 minutter. AF organiserte derfor prosjektet med tre stoffkontorer for arbeidsledere og stikningsingeniører.



Figur 18-5 Driveretning for tunnel

Ressurser og maskiner

Arbeidet ble organisert på ordinær 2+1 skiftordning med arbeidsledelse på hver av stoffene. 3 Atlas tunnel rigger, Volvo 350 til lasting, 40 tonns dumper trucker for utkjøring, samt tre sprøyterigger og injeksjonsrigger. I tillegg ble det mobilisert 3 skjold for utstøping på stoff basert på forventningen om 800 meter utstøping.

Håvik

Ved Håvik ble det større utfordringer ved oppstart av tunneldrivingen. Påhugget måtte flyttes ca 20 meter og i tillegg måtte påhugget forsterkes med overliggende betongplate, samt dobbel spiling med buer både i påhuggsflaten og innover de første meterne av tunnelen. Dette var i utgangspunktet en frustrerende start, men gav verdifull erfaring både i forhold til samarbeid mellom entreprenør og byggherre, anvendelse av Kvalitetsgruppen, samt for uttesting av sikringsmetodikk. Fjellforholdene karakteriseres som svært dårlige men bruk av spiling og sprøytebetongbuer gjorde drivingen sikker og relativt forutsigbar. Injeksjon ble også benyttet til å stabilisere bergmassen, dette gav god effekt.



Figur 18-6 viser påhugget på Håvik hvor det er støpt avlastingsplate over påhugget og hvor det er satt inn horisontale og vertikale bolter, ca c/c 1m. Bergmassekvaliteten vises best ved å se på steinmassene i skråningen ved siden av stoffen.

Hovedutfordringen fra Håvik stoffen var ventet å opptre i forbindelse med “Metasandsteinssonen” under Karmsundet, men etter endt gjennomslag var det starten, samt enkelte svært oppknuste partier like under kystlinjen som var de største utfordringene. Støpeskjoldene som var nyinnkjøpt på prosjektet, ble stående ubenyttet ute, med unntak av en test som ble gjennomført.



Figur 18-7 viser hydraulisk tunnelskjold som var mobilisert til prosjektet.

Kjerneboring ble iverksatt like før tunnelen passerte under kystlinjen. Kjerneboringen gav god informasjon om forholdene fremover i tunnelen og gav viktigere informasjon enn sonderboring og MWD tolkning i forhold til bergmassens kvalitet. Det ble boret mellom 60 og 110 meter lange kjerneboringshull pr gang, slik at det var på et tidlig stadium var mulig å identifisere spesielt utfordrende partier og planlegge utførelsen. MWD dataene gav mer informasjon knyttet til nært forestående bergmasse- og vannforholdene de neste 3 salvene, men er først og fremst et verktøy for å dokumentere bergmasseforhold og utført sikring.



Figur 18-8 stuff på Håvik viser tett oppsprukket berg, med overlappende spiling og sprøyting av stuff.

Etter hvert som lagene fikk trening i montering av spiling og buer, økte produktiviteten slik at det i snitt var mulig å produsere en salve pr døgn.

Tunnelen ble drevet på synk til gjennomslag ca 150m etter pumpenisjen som ble etablert på tunnelens dypeste punkt.

Fosen

På Fosen, ved Hellevik ble ca 90.000 m³ stein benyttet til utfylling av veglinja i sjø. Steinen ble lagvis lagt ut fra lekter på grunn av dårlige grunnforhold. Det ble også etablert en anleggskai for opplasting av stein på lekter. Ca 370.000 m³ stein ble fraktet fra Hellevik til utfylling ved Storasundskjærene, syd for Haugesund sentrum, utfylling i Dyrnesvågen ved Haugaland Næringspark og til utfylling ved Bokn.

Driften startet med relativt greie forhold og tunnelen ble drevet på ca 6% synk mot rundkjøringen. Rundkjøringen har en diameter på ca 65m, med en stabbe med diameter på ca 15m og ble drevet ut med korte og delte salver. Resultatet ble bra hvor bueform ble ivaretatt i hele rundkjøringens utstrekning. Til sammenligning hadde rundkjøringen ved Hardangerbrua en ytre diameter på 55 meter og en stabbe på kun 7 meter som trengte betydelig mer sikring.



Figur 18-9 viser ferdig utsprengt rundkjøring.

Driveforholdene var gode mot Håvik i vest. Det var knyttet noe spenning til overgangen mellom gneisen og fyllitten. Hovedutfordringen ble å endre bore- og sprengningsplan for å takle det noe mer tungsprengte fjellet.

Mot Mjåsund i øst, ble forholdene raskt dårligere. Førresfjordens langsgående svakhetssoner krysset på tvers av tunneltraseen og innholdt til dels aktiv leire, men med liten mektighet. Svakhetssonene var vannførende slik at det ble utført flere runder injeksjon på veg mot tunnelens dypeste punkt. Svakhetssonene krevde tidvis også tung sikring med spiling og sprøytebetongbuer.

Etter etablering av rundkjøringen fortsatte drivingen på to stuffer mot hhv Mjåsund og Håvik til gjennomslag.

Mjåsund

På Mjåsund ble all stein benyttet til vegbygging og utfylling av område til Haugaland næringspark. Tunneltraseen passerte under to vann og gjennom flere mindre svakhetssoner. Det var derfor behov for injeksjon i lengre partier før tunnelen passerte strandlinjen til Førresfjorden. Under Førresfjorden var det flere svakhetssoner med til dels dårlig fjell. Dårligst driveforhold ble påtruffet like før lavest punkt i tunnelen, hvor sonene inneholdt en del leirfylte sprekker, selv om både mektighet og svelletrykk var begrenset ble tunnelen sikret med tung sikring og tett med injeksjon. Tunneldriften fra Mjåsund ble stoppet på dypeste punkt av hensyn til sikkerhet og for å klare tidsfrister for "klart til elektro". Det ble vurdert at det ikke var tilstrekkelig grunner for å starte drivingen oppover igjen fra dypeste punkt fordi det var forventet krevende driveforhold. Dersom det mot formodning skulle få stor vanninntrengning, ville evakuering gjennom laveste punkt være utfordrende i tillegg til at redningsarbeider ville være krevende. Stoppen i driften fra Mjåsund gav også mulighet for å samle ressurser om to stuffsdriften fra Hellevik.



Figur 18-10 viser stuff sikret med spiling, buer og sprøytebetong på stuff.

Oppsummering og konklusjon

Bygging av den undersjøiske tunnelen i T-Forbindelsen må karakteriseres som et komplisert prosjekt. Statens vegvesen hadde et godt grunnlag for å beskrive de geologiske forholdene og for å kunne gi entreprenøren anledning til å forberede driftsopplegget på en krevende tunnelbygging. På grunn av denne unike informasjonskilden Statpipeprosjektet gav, ble det utført mindre forundersøkelser enn det som er normalt ved undersjøiske tunneler i nyere tid. Bruk av systematisk kjerneboring gav verdifull og god informasjon om forholdene foran stuff. Basert på den informasjonen en hadde fra Statpipetunnelen, seismikk og kartlegging mener de utførende partene at prosjektet ble gjennomført med svært god sikkerhet. Bruk av spilingbolter, sprøytebetongbuer eventuelt supplert med stabiliserende injeksjon er sikringsmidler som gjør det mulig å drive gjennom svært dårlig bergmasse.

Statens vegvesen Region vest og AF Gruppen Norge AS har gjennom utførelsen av T-Forbindelsen vist at norsk tunnelkompetanse står seg godt ved driving av kompliserte tunnelprosjekter. Norges lengste undersjøiske tunnel er bygget uten full utstøping gjennom et tett og godt samarbeid, hvor anvendelse av sikringsmidler tilpasset fjellforholdene har gjort at prosjektet har gjennomført tunneldrivingen innenfor planlagt tidsrom.

REFERANSER

- /1/ Kontrakt, 2009.
- /2/ Ingeniørgeologisk rapport, Stumo, 2009.
- /3/ Analyse av ingeniørgeologiske forhold knyttet til kryssing av svakhetssoner i undersjøisk tunnel, C. Hatlenes, 2011.
- /4/ Ingeniørgeologisk sluttrapport, Statpipeprosjektet, Ingeniør A.B. Berdal AS, 1985.
- /5/ Håndbok 021, Statens vegvesen, 2010.
- /6/ Samlerapport Ingeniørgeologiske forundersøkelser T-Forbindelsen, Sintef, 1987.

**DYNAMISK PROSJEKTERING; EN SUKSESSFAKTOR VED REHABILITERING
AV VERDIFULLE BYGÅRDER FUNDAMENTERT PÅ ALUNSKIFER****Engelsk tekst**

Cand. scient Erik Endre NGI

SAMMENDRAG

Eldre forretningsgårder sentralt i Oslo utgjør store verdier. Slike gårder leies gjerne ut til en hovedleietaker som har spesifikke krav til utforming av leiearealene. Leieinntekter er viktigste inntektskilde for slike forretningsgårder. Løsninger skal tilrettelegge for størst mulig areal. Grunnforhold og bygningens tilstand er usikker ved rehabilitering. Byggherren var i dette prosjektet tjent med at han hadde kontroll over valg underveis under utførelsen. Viktige funksjonskrav kunne bestemmes tidlig i prosjekteringen. Byggherren sikret at dette ble ivarettatt ved å videreføre prosjekteringsgruppa til å følge opp gjennom utførelsesfasen. Utførelsesmetode måtte tilpasses de faktiske forhold etter hvert som disse ble avdekket. Slik ble rammer for prosjekteringen etablert tidlig og tilpasset underveis i forbindelse med gjennomføringen.

Bygging på alunskifer gir tilleggsutfordringer utover stabilitetsvurderinger. En bør ha kontroll også på de geokjemiske og mineralkjemiske egenskapene til alunskifer og beslektede bergarter for å kunne gjøre de riktige valgene.

SUMMARY

Estates in city centres are of great economic interest for investment companies. In the centre of Oslo city the main structure was established round approx 1700 and has developed since then. Buildings have been rebuild and foundations often changed several times. There is a challenge in building on black shales with a potential of heave and development of an acidic seepage water (AMD parallel) enriched in heavy metals and uranium. The main economic interest is rent income per m². It is of great importance to assure a best possible solution regarding number of m² in rehabilitation of such properties. For this project this was assured by using the consultant group through the whole project period until the project was finished.

1. INNLEDNING

Ved rehabilitering av eldre bygårder (forretningsgårder) i Oslo sentrum er det flere aktører som medvirker i å bestemme det endelige resultat. Ofte er slike bygårder eiet av eiendomsselskaper. Leieinntekter utgjør den viktigste inntektskilden, byggetid ved rehabilitering er derfor vesentlig. Det er også av vesentlig betydning at rehabiliteringen gir et størst mulig utleibart areal. Leietaker har også stor innflytelse på utforming av arealet som skal leies ut. Dokumentasjon av prosjekterte løsninger og utført arbeid kan gi milliongevinst ved salg av slike eiendommer. Slik dokumentasjon er ofte mangelfull.

Funksjonskrav til utforming og til løsninger også for fundamentering må legges tidlig i prosjektet av byggherrens prosjekteringsgruppe. Ved bygging på alunskifer (og andre svartskifre) må i tillegg til fundamenteringsløsninger, design av radonløsninger, håndtering av grunnvann og overflatevann tas med tidlig i prosjekteringsfasen slik at andre fagområder kan ta hensyn til dette ved prosjekteringen for sine områder.

Samtidig er det ved rehabilitering av eldre bygårder ikke hensiktsmessig å detaljprosjekttere alle forhold knyttet til grunn, da de faktiske forhold først avdekkes når en begynner å fjerne gamle gulv og masser. Eldre teglsteinsgårder kan ha setningsskader og skader som skyldes svelling i alunskiferen. Drenssystemet er i tillegg vanligvis defekt. Viktig infrastruktur som kabling til el-sentraller, fjernvarme og sprinkler går i kjellerarealer eller under gulv og mellom naboeiendommer.

Tiltak for å ivareta stabilitet i byggefase og permanent skal ikke gå inn under annen eiendom. Tid for gjennomføring og kostnader skal holdes på et fornuftig nivå. Løsningsalternativer skal ivareta en tilpasset levetid for investeringene. En totalvurdering kan konkludere med å velge et kvalitetsnivå som vil gi tilfredsstillende kvalitet for eksempel i et 10 års perspektiv.

Oppfølging og valg av utførelsesmetoder for å sikre en forsvarlig gjennomføring må tilpasses entreprenøren (ENT) og den arbeidsform som foretrekkes. Dette blir nødvendigvis ikke avklart før utførende entreprenør er valgt og de faktiske forhold avdekket. Det er viktig at det etableres en omforent aksept av de valgte løsningene.

En sikker gjennomføring forutsetter et tett samvirke særlig med RIB, ENT og RIG. Det er særdeles viktig at RIG ikke er underlagt RIB i slike prosjekter.

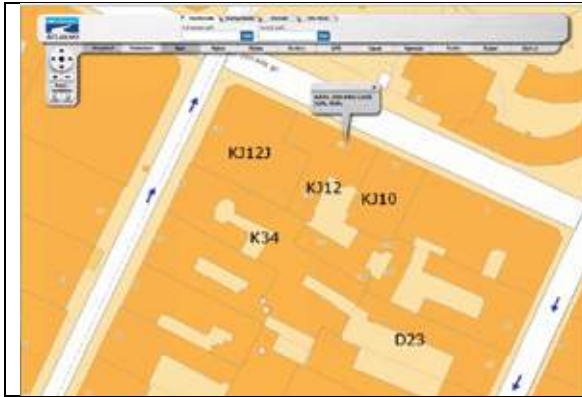
En totalentreprise på refundamenterings- og grunnarbeidene i KJ12 kan medføre at en låser seg på en utførelse og løsning som ikke byggherre er tjent med. Et tilleggsmoment er risiko som nødvendigvis vil bli lagt inn i prisingen av entreprisen. Dette kan gi økte kostnader for prosjektet.

2. OSLO SENTRUM

Grunnforhold i Oslo sentrum er i hovedsak alunskifer eller marin leire. Flere bygårder er flere hundre år gamle og er ofte rehabilitert og helt eller delvis refundamentert i flere omganger. Fasadene er bevaringsverdige, mens "innmaten" er modernisert. Høydeforskjeller betyr at naboeiendommer som regel har ulik kotehøyde på kjellernivåer og bærende fundamenter. Dette medfører potensielle utfordringer ved rehabilitering både med hensyn til bæreevne for fundamenter og at det vil dannes et svært korrosivt vannsig i slike vertikale skjæringsflater. I tillegg vil forvitring i alunskifer kunne medføre et betydelig svelletrykk. Blir det skader på fundamenter kan teglsteinsveggene overføre horisontale laster til nabovegger. Det er for flere eiendommer drenerte løsninger. Dette fører til økt forvitring på grunn av at det etableres et vannsig gjennom alunskiferen.

3. KARL JOHANS GATE 12

Karl Johans gate 12 (KJ12) er under rehabilitering. I rehabiliteringen skulle det etableres kjellerlokaler egnet for utleie. Leietaker skulle disponere tre etasjer som butikklokaler inkludert arealer i kjeller. Den eksisterende kjeller hadde en takhøyde på ca 2 meter.



Figur 1: Karl Johans gate 12 med naboeiendommer. KJ12J tidligere Kirkegaten 36, Kirkegaten 34, Karl Johans gate 10, Dronningens gate 23

UNION management er oppdragsgiver og eier. FPC konsult har prosjektledelse. AL-Høyer er RIB, Dyrø & Moen arkitekt.

NGI ble engasjert for å bidra med løsninger relatert til problemstillinger en skal håndtere i forbindelse med bygging i alunskifer.

3.1 Grunnlag for prosjektering

I en tidlig fase bør det gjennomføres en tilstandsvurdering av bygningsmassen, grunnforhold på eiendommen og for naboeiendommer. Videre må tegninger der fremskaffes tegninger for eksisterende drenering og håndtering av overflatevann for eiendommen. Tilstandsvurderingen må gjennomføres i fellesskap med RIB, da observasjoner påvirker gjennomføring (rekkefølge på tiltak og valg av tiltak). Problemstillinger må gjennomgå i prosjekteringsgruppa.



Figur 2: Teglsteinsvegg mot naboeiendom KJ12J. Pil viser nivå der fjernvarme og sprinkler krysser eiendomsgrensen.

Det ble observert betydelige skader i gulv og vegger fra forvitningsprosesser i alunskiferen. Sivevann kom gjennom yttervegg mot naboeiendom (Karl Johans gate 12J; tidligere Kirkegaten 36) og gjennom vegg mot Karl Johans gate.

Fundamenter for vegg tilhørende KJ12J ligger ca 1,5 meter over nivå for veggfundamenter til KJ12. Sprinkler gikk gjennom veggen mellom KJ12 og KJ12J og fortsatte under gulvnivå i kjeller i KJ12J. Her var også veggen 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. Lekkasjen 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: