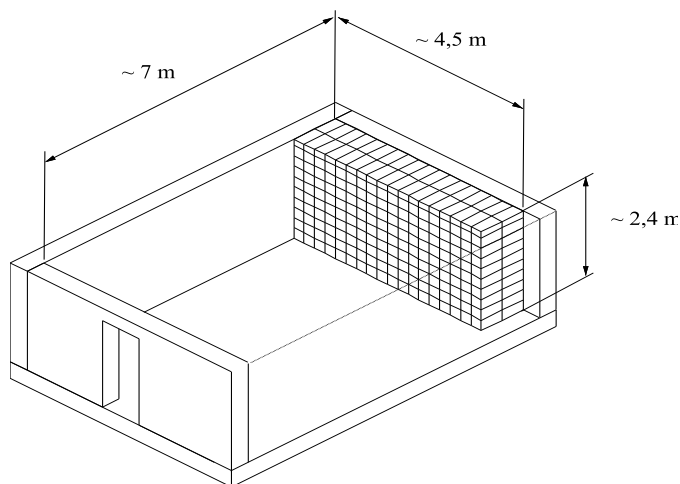


BAKGRUNN FOR BYGGING AV ET FROSTLABORATORIUM

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

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



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

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

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

tittelen i Ref. 4. Under dette foredraget ble det blant annet stillet følgende spørsmål fra presentasjonen:

Er dagens frostmengdebegrep det rette kriteriet for godkjenning av frostsikring?? Svaret er sannsynligvis NEI! Fordi:

- Det tar kun det samlede areal av en kurve der temperatur under null plottes mot tid
- Den frostmengden som påvirker et slikt system er avhengig av frostsyklusenes oppbygging, max og min temperaturer, og frekvens
- Enkle løsninger som endetettet tunnelduk medfører betydelig forsinkelse i temperaturutvekslingen
- Frostmengde tar ikke hensyn til bergets termiske egenskaper og varmeutveksling til isolert luft (Modellen viser at den ytterste 1m av bergmassen er påvirket)

Presentasjonen konkludert med at: SVV bør søke å utvikle frostmengdebegrepet eller noe tilsvarende videre.

Frostmengde er per definisjon som følger: "Frostmengden for et gitt sted er definert som tidsintegralet av forskjellen mellom lufttemperatur og 0 °C over de periodene i løpet av vinteren da lufttemperaturen er under 0 °C." Frostmengde har benevnningen h°C (time-grader).

For en vinterperiode summeres eller akkumuleres perioder under null slik at det er den samlede mengde frost som kommer til uttrykk for den dimensjonerende frostmengden.

OPPSUMMERING AV FORSØKENE MED BASF MASTERSEAL 345

Innledning

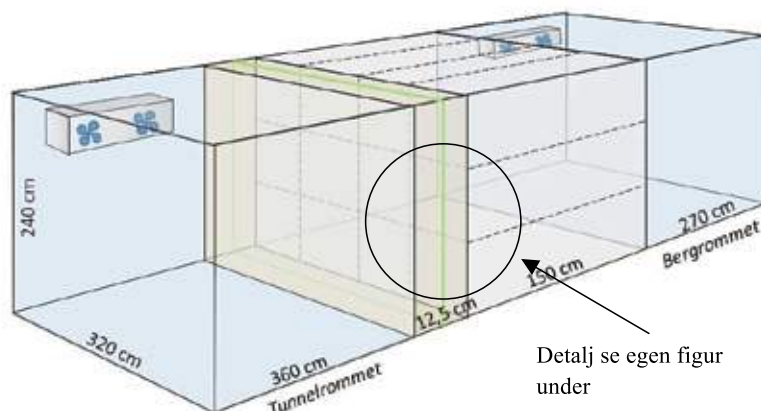
I forbindelse med bestemmelse og valg av konsept for vann- og frostsikring for enhver infrastruktur-tunnel foreligger ulike metoder som kan komme til anvendelse for ulike trafikkmengder og frostmengder. Statens vegvesen har gitt typegodkjenning til ulike metoder, både isolerte og uisolerte løsninger. Jernbaneverket bruker i stor grad de samme godkjenningene. Betydningen av frostmengde og kunnskapen om varmeutveksling mellom den varme bergmassen og den kalde tunnelluften er imidlertid ikke fullt ut dokumentert. Hvor dypt inn i bergmassen når null-isotermen, og hvordan utveksles varme mellom bergmassen og tunnelen gjennom vann- og frostsikringsselementene?

Det er mye man ikke har konkret kunnskap om i dag og mangler vitenskaplig dokumentasjon på. Dette gjelder også forhold som hva de ulike konseptene tåler av frostpåvirkning og hvordan frosten opptrer rundt/bak disse. Hva skjer bak avskjermingen, og hva representerer de frostgrensene man har satt for de ulike konseptene? Representerer frostmengdebegrepet slik det er definert i dag den virkelige, eller i nærheten av den virkelige situasjonen i en tunnel? Kan man optimalisere installasjonene av vann- og frostsikring?

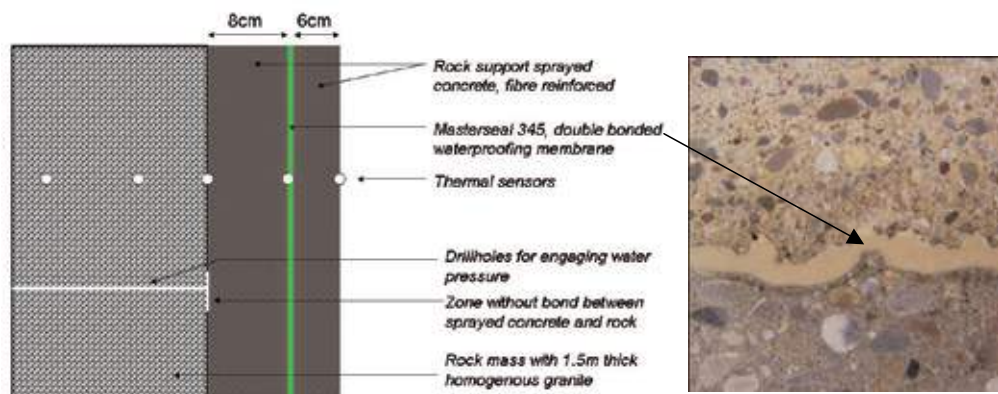
Dette var problemstillingene slik de var utmeislet da Frostlaboratoriet ble planlagt og bygget i løpet av 2009. Frostlaboratoriet ser i prinsippet ut som i figur 2 under, ett bygg med isolerte vegger, gulv og tak, og med ei steinblokk av Størengranitt plassert midt i den fysiske modellen. Kjøleaggregat muliggjør endring av temperaturen i de to rommene, ned til -20°C i Tunnelrommet og jevn temperatur på 8-10°C i Bergrommet. Temperaturen i Bergrommet holdes konstant, og temperaturen i Tunnelrommet justeres. Målepunkter i steinblokk registrerer hvordan berget responderer på de endrede temperaturbetingelsene i Tunnelrommet.

Foreliggende artikkel er ikke en uttømmende beskrivelse av de testene som er blitt utført med BASF Masterseal 345 i Frostlaboratoriet, snarere er det en kortversjon, med spesielt det for øye å bruke resultatene til å forklare hvorfor vi er av den oppfatning at, og stiller følgende spørsmål: Begrepet frostmengde; er dette rett parameter for dimensjonering av vann- og frostsikring i Norge?

Dette spørsmålet er jo dernest knyttet til hvorvidt eller ikke begrepet frostmengde er en parameter som gjenspeiler på en realistisk og god måte hvordan frost opptrer i tunneler og eventuelt hvordan en null-isoterm utbredes i bergmassen, altså frostinntrengningen. Er det krefter i bergmassen som motvirker denne frostinntrengningen?



Figur 2. Skisse av Frostlaboratoriet med steinblokka midt i med bredde 150cm og Masterseal applikasjonen inn mot Tunnelrommet (detalj se figur 3 under) (Ref. 1)



Figur 3. Detalj installasjonen i Frostlaboratoriet (venstre side) og BASF Masterseal 345 (høyre) mellom to lag med sprøytebetong (Ref. 2)

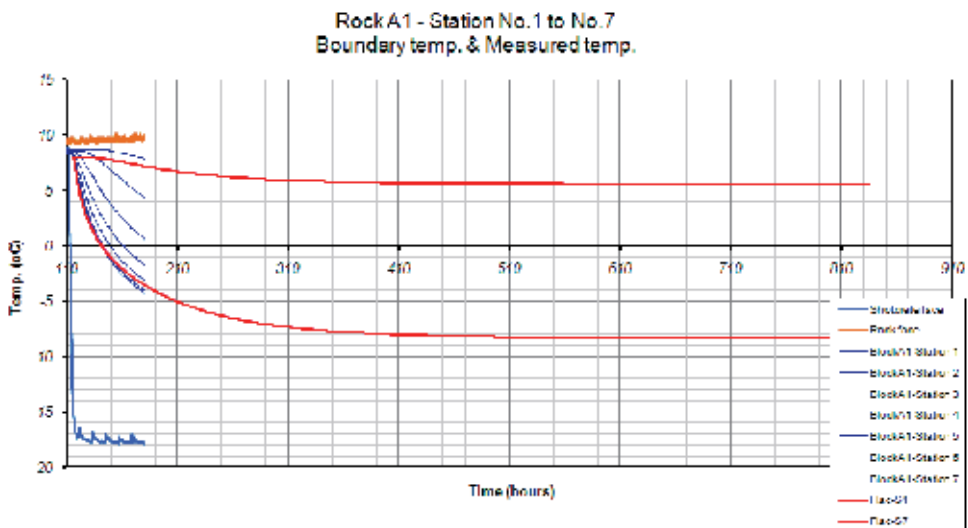
Validering av den fysiske modellen

De første testene som ble kjørt i Frostlaboratoriet viser at den fysiske modellen som er bygget fungerer godt i forhold til de forventninger man hadde til oppsettet og reflekterer den virkelige situasjonen. Resultatene som er oppnådd, sett sammen med modelleringer viser at det er en modell som reagerer realistisk på temperaturendringer og –laster. I modellen benyttes steglaster, dvs. at temperaturendringer på tunnelsiden skjer momentant.

I virkeligheten skjer temperaturendringene gradvis. Forsøk og beregninger har vist at dette ikke har noen praktisk betydning for temperaturfordelingen i steinblokka. Temperaturutviklingen foregår likedan når man kjøler ned som når man varmer Tunnelrommet opp. Vi ser av de gjennomførte testene at vi har god korrelasjon mellom testene i Frostlaboratoriet, de numeriske modellene og analytiske teorier/modeller.

Observasjonene Masterseal-testene gir grunnlag for følgende postulat

Postulat 1: Frostmengden har kun betydning for inntrengningsdypet for 0-isotermeren så lenge utviklingen i frostfronten ikke har stabilisert seg, eller nådd en 'steady-state' situasjon. Tiden spiler da inn noe som igjen har betydning for frostmengdens absolutte størrelse.



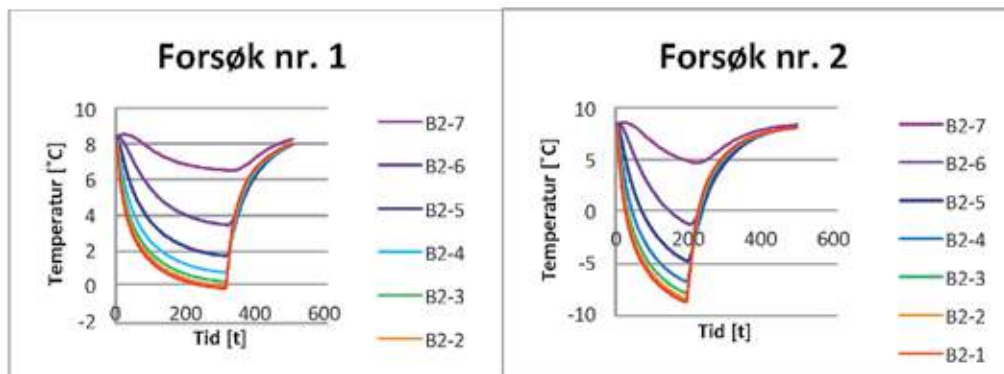
Figur 4. Kurvetilpasning av resultater fra Frostlaboratoriet sammenliknet med numerisk modellering

Fordi: Observasjoner og beregninger viser at etter at frostinntrengingen, eller 0-isotermeren har stabilisert seg endres temperaturen i berget lite over tid.

I figur 4 vises resultatene fra tester i Frostlaboratoriet der vi har kjørt en kurvetilpasning mot en numerisk modell som ble etablert på basis av bruk av de samme fysiske parametre i modellen som i selve laboratoriet. Dette gjorde vi fordi testens varighet var for kort til at

temperaturen i laboratoriet hadde stabilisert seg. Legg merke til dog at temperaturen i berget ikke kommer ned til den samme temperaturen som i tunnelrommet.

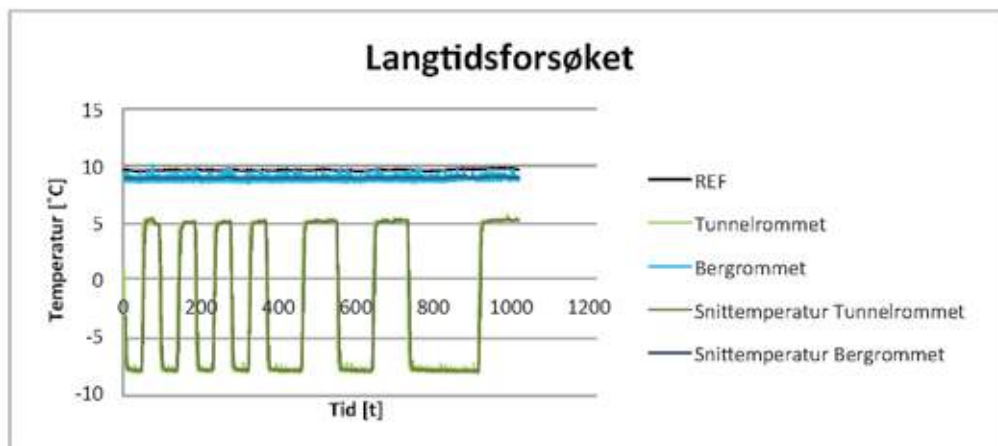
Postulat 2: Det er temperaturen (laveste) i gjentatte sykler som bestemmer hvor dypt 0-isotermen når, ikke varigheten (så lenge temperaturen er stabilisert), og derigjennom heller ikke frostmengden som i dag benyttes for bestemmelse av vann- og frostsikringen.



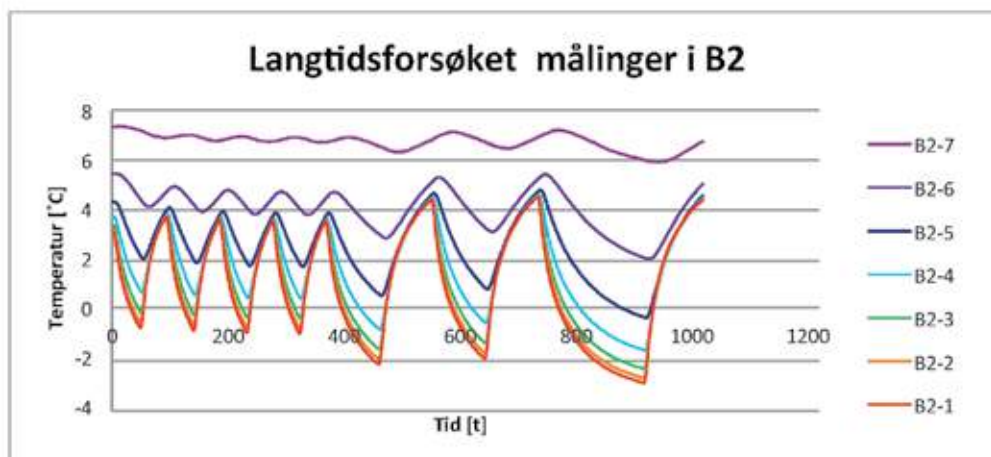
Figur 5. Temperaturutvikling ved $-3,6^{\circ}\text{C}$ (venstre) og $-17,5^{\circ}\text{C}$ (høyre)

Fordi: Observasjoner viser at jo lavere temperaturen i Tunnelrommet er, jo dypere inn berget når 0-isotermen før utflatning og en stabil situasjon finner sted.

Postulat 3: 0-isotermen flyttes ikke ved gjentatte sykluser over tid, enten høyeste temperatur er over eller under null, altså er den uavhengig av frostmengden.



Figur 6. Temperatursyklusene i langtidsforsøket



Figur 7. Responser i temperaturfølerne under langtidsforsøket

Fordi: Observasjoner viser fra disse testene at man oppnår en så godt som symmetrisk og identisk utvikling av temperaturutviklingen i berget når temperaturen i Tunnelrommet sykler likt, og frostinntrengingen starter 'på nytt' hver gang temperaturen faller under null.

Som man ser av figur 7 over, temperaturen i berget pendler frem og tilbake når temperaturen i tunnelen veksles over og under null som i dette tilfellet. Det er altså ikke noe hukommelse i bergmassen, men en nullstilling for hver syklus. Dette strider med resultatet fra den teoretiske modellen som er vist i figur 10 under.

Postulat 4: Frostmengden i perioder med kulde som avløses av perioder med varmegrader i Tunnelrommet kan ikke akkumuleres til en samlet frostmengde, da de fremkommer som uavhengige hendelser. Skal frostmengden vurderes må den i hvert fall begrenses til den frostmengde som opptrer i en og samme sammenhengende frostsyklus.

Fordi: Målingene viser en så godt som symmetrisk og identisk utvikling av temperaturutviklingen i berget når temperaturen i Tunnelrommet sykler. Se figurene 6 og 7 over.

Om frostmengdebegrepet

Summerer man disse enkeltpunktene kan følgende sies om frostmengdebegrepet; det er laveste temperatur som har betydning for 0-isotermens utbredelse, men lave temperaturer krever tid for å stabiliseres og der ligger en forbindelse til begrepet frostmengde, altså kombinasjonen av temperatur og tidsaspektet. Eller sagt med andre ord; det finnes muligens en 'KRITISK Frostmengde' som medfører en 'steady state' utvikling av 0-isotermens utbredelse og denne kritiske frostmengden er avhengig av 'laveste' temperatur som opptrer i en gitt tidsperiode i en tunnel, bergmassens termiske egenskaper og dets temperatur.

Utover en KRITISK Frostmengde som beskrevet over er frostmengdebegrepet uegnet for å beskrive 0-isotermens utbredelse i berget. Det er temperaturen og ikke varigheten som er den drivende kraften i inntrengingen. Varigheten kan være uendelig og frostinntrengningen vil likevel ikke endres så lenge temperaturen ikke senkes.

Det tillegges at dette gjelder for frostmengder og temperaturer innenfor det som er rimelig og naturlig å operere under når det gjelder veg- og jernbanetunneler som utsettes for normale klimatiske endringer jevnlig. Når det gjelder referanser til for eksempel beregninger og registreringer gjort for kjølelager i bergrom og nedkjølte LPG-lager der temperaturen ofte er -20°C og lavere (ned mot -42°C i LPG-lager) og varigheten med slik temperatur kan være flere titalls år så vil selv en svært liten gradient etter utflating medføre at 0-isotermin vokser utover i berget, men ved lav hastighet. Vi har flere eksempler fra numerisk modellering av slike og også virkelige målinger ved anlegg. I praksis vil den også i slike tilfeller nå et 'steady-state' nivå.

Det fremgår også av de ovennevnte konklusjoner fra forsøket at varighet har betydning for å opprettholde en 'steady-state' situasjon. Det betyr at dersom varigheten av en kuldeperiode er kort responderer bergmassen med å skyve 0-isotermin tilbake, i dette tilfellet med Frostlaboratorium mot Tunnelrommet.

Frostsprenkning knyttet til BASF Masterseal 345

Avslutningsvis, fra testene med Masterseal 345 ut fra testene kan man si at kombinasjonen av *BASF Masterseal* og sprøytebetong i den utførelsen som her foreligger ikke utgjør en spesielt effektiv barriere med tanke på beskyttelse mot frost, men det gir en liten forsinkelse av frostinntrengningen. Denne forsinkelsen er avhengig av laveste temperatur i en syklus. Selv med et beskjedent antall kuldegrader ble det målt negative temperaturer bak membranen. Det er heller ikke meningen at konseptet skal ha særlig isolerende effekt, men å forhindre fritt vann å komme inn i tunnelen.

Når det gjelder vannsikringsegenskapene er disse som kjent ikke testet i Frostlaboratoriet, men dersom kombinasjonen av Masterseal og sprøytebetong forhindrer fritt vann i tunnelen vil det ikke bli noe problem med is i tunnelen. Et annet spørsmål i den sammenheng er om vann som fryser bak vann- og frostsikringen kan ødelegge den eller berget på noen måte. Ut i fra de foreløpige resultatene vi har så tyder det ikke på at slik sprenkning vil påføre konstruksjonen skade.

I den fysiske modellen er det også forhåndsboret 4 hull tvers igjennom steinblokk, og disse ble i en test fylt med vann under moderat trykk (8 bar eller 80m hydrostatisk trykk). Forsøkene som er gjort med vann viser at de målte bevegelsene er så små at de skyldes sannsynligvis målefeil, og vi har ikke kunnet registrere frostsprenkning med den målenøyaktigheten som dette utstyret har, men som for dette formålet anses å være tilstrekkelig.

TESTING MED WG TUNNELHVELV T100

Som det ble beskrevet innledningsvis var det et prosjekt for Giertsen Tunnel AS i 2006 som først pirret vår nysjerrighet knyttet til frostinntrenging i berget, varmeutveksling mellom berg og tunnel og begrepet frostmengde. WG Tunnelhvelv T100 er et system utviklet for vann og frostsikring av veitunneler. Kledningen tettes i hver ende av et parti/strekning. Figur 6 viser et parti i Øksendaltunnelen med WG Tunnelhvelv T100. De profilerte rørbuene og endetettingen vises på bildet.

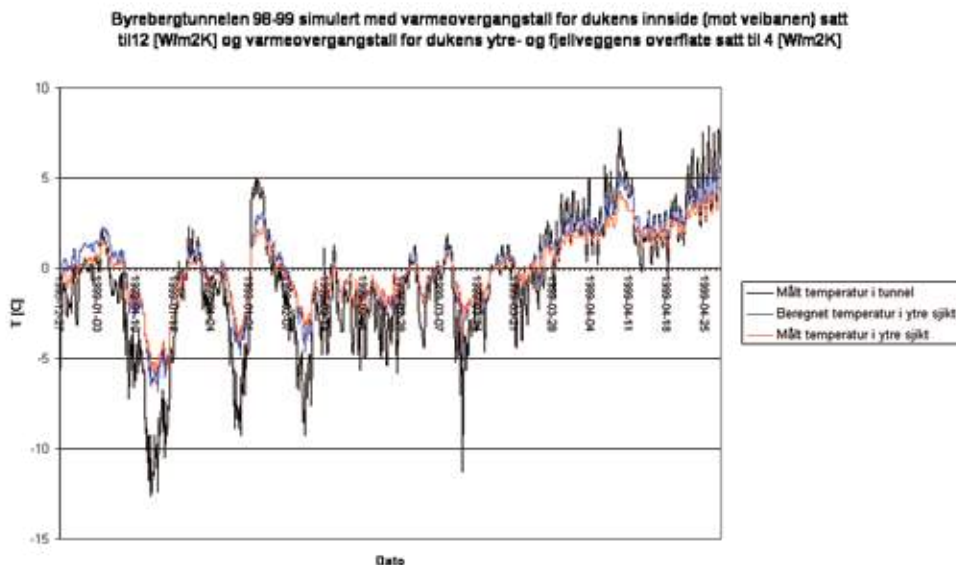


Figur 8. WG Tunnelhvelv T100

Plasttype i duken er PVC med polyesterarmering. I den nye godkjenningen av systemet for $F_{10T} = 3.000 \text{ h}^\circ\text{C}$ benyttes en duk med betegnelse 556. Denne duken er 0,54 mm tykk og har vekt ca. 600 g/m^2 . Håndbok 163 angir i særskilte regler at lette konstruksjoner kan benyttes uisolert der F_{10} ikke overskrider $3.000 \text{ h}^\circ\text{C}$. Denne frostmengden vil dermed representere en slags praktisk "grense" for når frostmengden antas å gi problemer som krever tiltak i form av isolering. Dette er den frostmengden som WG Tunnelhvelv T100 er godkjent for. WG Tunnelhvelv T100 behandles dermed som en uisolert konstruksjon i Statens vegvesens håndbøker.

Et korrekt montert og uskadd WG Tunnelhvelv T100 med endetetting innebærer at lufta i åpningen mellom tunnelduken og berget blir stengt inne. Dette gir en "termoseffekt" slik at systemet vil ha en viss isolerende evne.

SINTEF har for Giertsen Tunnel AS utarbeidet en analytisk, teoretisk beregningsmodell for å kunne simulere frostpåkjenningen som duk og fjellveggen bak duken utsettes for ved ulike frostmengder i tunnelen. Modellen kan simulere ulike forløp for hvordan den samlede frostmengden "påføres". For å få verifisert den teoretiske, numeriske modellen var det ønskelig med måldata fra en virkelig tunnel. Prosjektet inkluderte også sammenligninger med utførte feltmålinger i Byrebergstunnelen i Lom. Denne tunnelen ble valgt fordi det her er store frostmengder ($F_{10} = 39.000 \text{ h}^\circ\text{C}$) kombinert med WG Tunnelhvelv T100. Duken ble ettermontert i 1998 i tunnelen nettopp for å avhjelpe problemer med vann og is (Ref. 3).



Figur 9. Sammenligning mellom målt og beregnet temperatur bak tunnelduk i Byrebergtunnelen 98-99

Vi ser at det for alle tilfeller er meget god overensstemmelse mellom målt og beregnet temperatur. Generelt er den beregnede temperaturen noe nærmere temperaturen i tunnelluften enn den målte. Dette betyr at vi underestimerer den frostdempende virkningen noe, og reduserer dermed risikoen for å overestimere dukens frostdempende virkning ved hjelp av modellen.

Tabell 1 Sammenligning av målt frostmengde i tunnel med målt og beregnet frostmengde bak tunnelduk i simuleringsperioden.

Måleserie	Målt frostmengde i tunnel [h ⁰ C]	Målt frostmengde bak duk [h ⁰ C]	Beregnet frostmengde bak duk [h ⁰ C]	Frostmengde bak duk/ frostmengde i tunnel (målt)	Frostmengde bak duk/ frostmengde tunnel (beregnet)
Byreberg 98-99	5225	2277	2411	44 %	46 %
Røldal 96-97	6243	930	2360	15 %	38 %
Røldal 97-98	3300	691	816	21 %	25

Dette går også klart fram av Tabell 1, som viser frostmengden ut fra måldataene både foran og bak duken sammenlignet med frostmengden basert på den beregnede temperaturen bak duken. Som vi ser i tabell 1 indikerer målingene at frostmengden bak duken er mellom 15 % og 44 % av frostmengden i tunnelen.

Beregning av dukens frostdempende virkning

Ettersom kriteriene for frost og isdannelse ikke er klart definert er det naturlig å ta utgangspunkt i en sammenligning av antall gradtimer under 0°C foran og bak duk. Vi har valgt å basere oss på at tunneler som klimatisk blir utsatt for mindre enn 3000 frosttimer i utgangspunktet ikke vil kreves frostsikret. Slik det fremgår av feltnålingene vil reduksjonen i frostmengde som følge av duken avhenge av hvordan temperaturen i tunnelen varierer. Vi har gjennomført beregninger basert på en teoretisk for tre ulike scenarier for å belyse dette:

1. Langvarig konstant temperaturbelastning.

Både luft, duk og fjell antas i utgangspunktet å ha en temperatur på $+8^{\circ}\text{C}$. Temperaturen i tunnelen senkes så plutselig til -10°C og holder seg der konstant. Ved hjelp av beregningsprogrammet finner man hvordan temperaturprofilen utvikles med tiden.

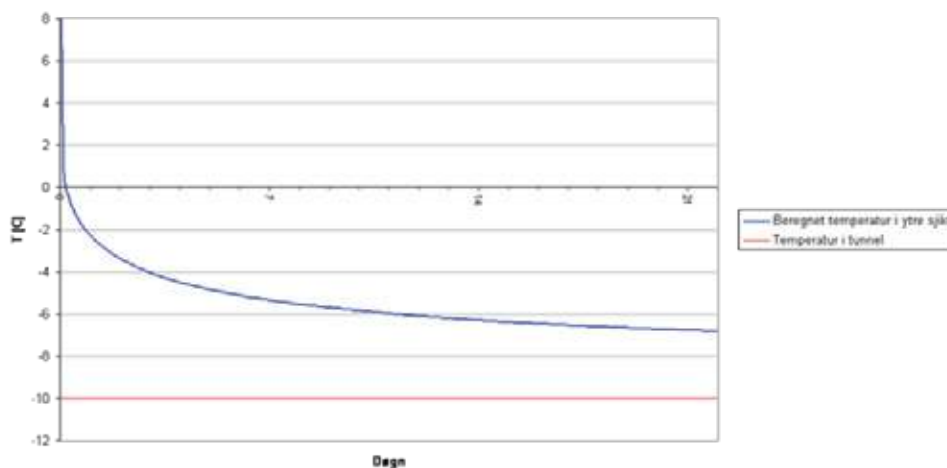
2. Sinussvingning mellom -10 og $+10^{\circ}\text{C}$

Som over antas i utgangspunktet at både luft, duk og fjell har en temperatur på $+8^{\circ}\text{C}$. Så påtrykkes plutselig en variasjon i tunneluftens temperatur slik at denne svinger som en sinuskurve mellom -10 og $+10^{\circ}\text{C}$ over døgnet.

3. Sinussvingning mellom -10 og 0°C

Samme som punkt 2 over, men med temperaturvariasjon mellom -10 og 0°C .

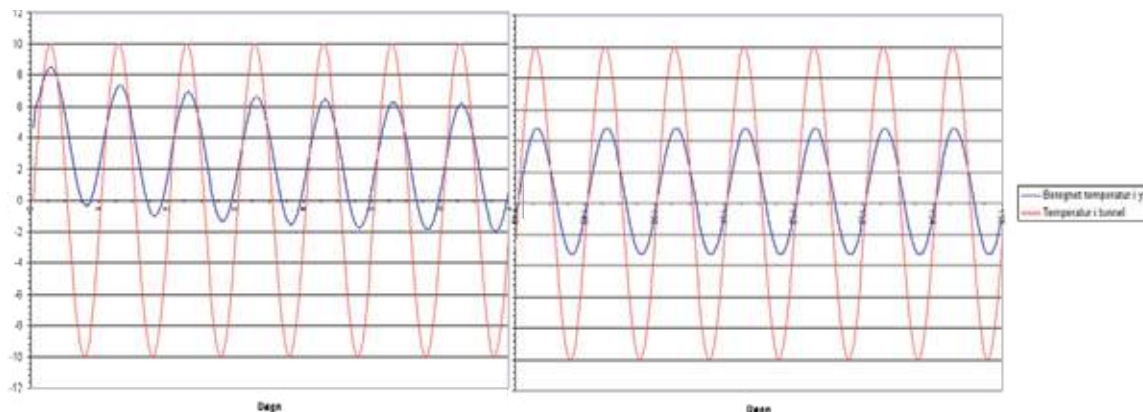
I alle tre tilfeller stoppes simuleringen når frostmengden bak tunnelduken har nådd $3000\text{ h}^{\circ}\text{C}$. Dette tar bare 23 døgn for tilfelle 1 mens det tar hele 156 døgn for tilfelle 2, og 49 døgn for tilfelle 3. Frostmengden i tunnelen etter at frostmengden bak duken har nådd $3000\text{ h}^{\circ}\text{C}$ er vist i Tabell 2.



Figur 10. Simulering med plutselig fall i lufttemperatur i tunnelen fra $+8^{\circ}\text{C}$ til -10°C

Når temperaturen i den teoretiske modellen holdes på -10°C i tunnelen, og holdes på samme nivå hele tiden, trengs det $5440\text{ h}^{\circ}\text{C}$ i tunnelen før $3000\text{ h}^{\circ}\text{C}$ -grensen bak duken overskrides. Det fremgår av figur 10 over og man ser også at temperaturen bak duken flater ut etter noe tid.

Vi fant at når temperaturen varierer mellom pluss og minus ti grader med en sinuskurve over døgnet, vil frostmengden i tunnelen nå opp i ca. 12000 h⁰C før den når 3000 h⁰C bak duken. En viktig observasjon ved dette forløpet er at overflatetemperaturen til tunnelveggen ikke vil falle under null før det kaldeste tidspunktet i det 156 døgnet, dvs. først når frostmengden har passert 3000 h⁰C bak duken. Dvs. at det ikke er risiko for frostdannelse på tunnelveggen før frostmengden i tunnelen har passert 11800 h⁰C.



Figur 11. De første 7 døgnet etter at tunneltemperaturen settes til å svinge med sinusprofil over døgnet mellom -10 og +10 °C (venstre bilde) og de siste 7 døgnet på samme forsøk (høyre bilde) av i alt 156 døgnet

Som vi ser så er det en viss endring over tid med hensyn på utviklingen av den laveste temperaturen i i hver syklus. Som det fremgår av figur 11 over så ligger laveste temperatur i ytre sjikt i den første syklusen på marginalt under null grader, mens den laveste temperaturen i det samme sjiktet i den siste syklusen ligger på ca. -3°C. En tilsvarende utvikling kan vi ikke se i forsøkene fra Frostlaboratoriet, men det kan være en effekt å være oppmerksom på.

Når vi lar temperaturen i tunnelen pendle mellom -10 og 0 °C med en sinuskurve over døgnet, tar det 49 døgnet før vi når 3000 h⁰C bak duken. Da har frostmengden nådd opp i 6078 h⁰C i tunnelen. Av temperaturprofilene ser vi at etter de første 14 døgnet er passert vil ikke fjellveggen temperatur stige over 0 °C selv på det varmeste tidspunktet på døgnet (0 °C).

Tabell 2 Frostmengden i tunnelen etter at frostmengden bak duken har nådd 3000 h⁰C

Scenarier	Frostmengde i tunnel [h ⁰ C]	Frostmengde bak duk [h ⁰ C]	Frostmengde bak duk/ frostmengde i tunnel
1. Plutselig fall til konstant -10 °C i tunnel	5440	3000	55 %
2. Temperatur i tunnel varierer mellom -10 °C og 10 °C med sinuskurve over døgnet	11816	3000	25 %
3. Temperatur i tunnel varierer mellom -10 °C og 0 °C med sinuskurve over døgnet	6078	3000	49 %

Ved å sammenligne med temperaturen på veioverflaten konstaterer vi at overflatetemperaturen på fjellet bak duken er langt mer stabil enn veiens overflatetemperatur når temperaturen i tunnelen varierer over døgnet. Dette illustrerer hvordan duken har en dempende virkning på temperaturvariasjonene i tunnelen.

Denne tabellen og resultatene fra den analytiske modellen ble også presentert muntlig på SVV sin idédag om Vann- og frostsikring i 2007 på Kongsberg, (Ref. 4).

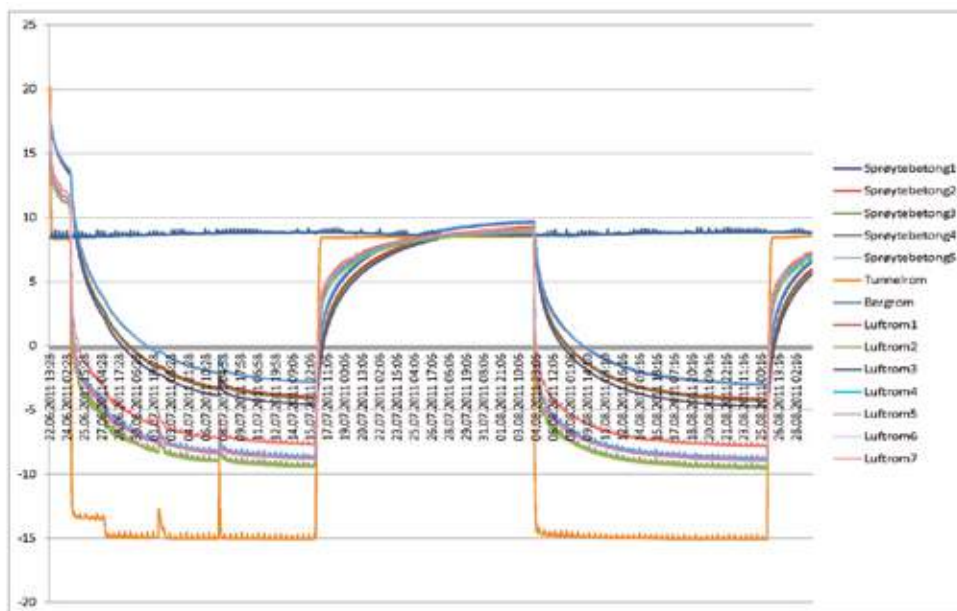
Installasjon og testing av WG Giertsen T100 i Frostlaboratoriet

På denne basis har vi begynt å kjøre tester på Giertsen tunnelhvelv T100 i Frostlaboratoriet. Etter at kjøringene med Masterseal 345 var avsluttet ble det satt i gang testing med T100 i Frostlaboratoriet. Hensikten med denne testingen er å forsøke på en måte kontrollert i Frostlaboratoriet kjøre sammenlignende tester for å sjekke om de ovenfor beskrevne teroretiske vurderingene er realistiske.

Til å gjøre dette er det etablert en prosjektoppgave ved NTNU med planer om påfølgende diplomoppgave der sivilingeniørstudent Anne Mari Farstad er i gang med arbeider. Hun skal høsten 2011 gjøre praktiske tester i Frostlaboratoriet og gjennom våre 2012 tolke og sammenstille resultatene. Som basis for sine vurderinger hun installere temperatursensorer i den undersjøiske tunnelen ut til Melkøya.

Selve installasjonen i Frostlaboratoriet er relativt enkel, det ble montert et Giertsen tunnelhvelv av typen T100 utenpå den eksisterende montasjen med sprøytebetong og Maserseal. Alle de eksisterende temperatursensorene er beholdt og i tillegg er det montert syv temperaturmålere i luftrommet mellom tunnelhvelvet og sprøytebetongoverflaten, i tre forskjellige høyder. Alle temperaturmålerne er likedan montert og koplet til en datalogger slik at vi har anledning til å foreta registrering med ned mot 10 sekunders hyppighet.

Foreløpig så har vi kun fått gjennomført noen enkelte tester i Frostlaboratoriet med Giertsen tunnelhvelv T100, men testing i laboratoriet fortsetter utover høsten 2011. Dette har inkludert en test som ble satt i gang i juni måned og som gikk frem til månedsskiftet august – september. I figuren under er vist hvordan Giertsen tunnelhvelv reagerte når den ble utsatt for to tunge frostperioder der temperaturen ble senket til -15°C og hver med varighet ca. 3 uker.



Figur 12. Resultatene fra den første testen med Giertsen tunnelhvelv i Frotlaboratoriet

Som det fremgår av figuren over så ser vi at installasjonen ble utsatt for tre sykluser der vi først tvang temperaturen i tunnelrommet ned til -15°C og holdt den der i 20 døgn, noe som skulle tilsi en frostmengde på nært $7200\text{h}^{\circ}\text{C}$. Så tok vi temperaturen i tunnelrommet opp til ca. 8°C i en tilsvarende lang periode på 20 døgn før vi sendte temperaturen i tunnelrommet ned til -15°C igjen og holdt den der for nye 20 døgn. I perioden på 20 døgn med temperatur i tunnelrommet tilsvarende bergtemperaturen mellom de to kuldeperiodene ser vi at temperaturen flater ut.

Vi ser av figuren over at temperaturmålerne i luftrommet mellom Giertsenhvelvet og sprøytebetongoverflaten bakerfor flater ut og når aldri lenger ned enn rundt -9°C . Den måleren med laveste temperatur viser altså at forskjellen alltid er 6 grader eller mer. Sier vi at forskjellen i snitt er 8 grader over 20 døgn så utgjør dette i underkant av $4000\text{h}^{\circ}\text{C}$. Det er med andre ord en ikke ubetydelig effekt av å installere selv et tynt Giertsenhvelv og med stagnant luft i mellomrommet mellom duk og berg-/sprøytebetongoverflate.

Det er også noe ulike temperaturer vi kan lese av fra disse temperatursensorene; de som er plassert lavest på veggen har de laveste temperaturene målt, mens de som er montert øverst på veggen har høyest temperatur, som vi hadde forventet. Dog som det fremkommer av figur 12 over er det et par grader forskjell, noe som virker høyt tatt i betraktning det lille høydeforskjellen.

I skrivende stund pågår det ytterligere testing av det samme oppsettet i Frostlaboratoriet og vi ser frem til å fremvise for tunnelbransjen ytterligere resultater fra disse forsøkene ved en senere anledning.

Hva fant vi ved numerisk og fysisk testing av Giertsen Tunnelhvelv T100?

Vi fant ved hjelp av både numerisk analyse godt støttet av virkelige tunnelmålinger utført av SVV selv, samt tester i vårt Frostlaboratorium at det er god overenstemmelse mellom de ulike metodene for analyse av hva som skjer med hensyn på utviklingen av frostinntrenging i bergmassen.

Det skal fortsettes med tester i Frostlaboratoriet på den eksisterende installasjonen med Giertsen tunnelhvelv utover høsten. Videre skal kandidaten gjøre en betydelig serie målinger av temperaturen i Melkøyatunnelen; i tunnelen, innenfor tunnelhvelvet og ved ulike målelokaliteter i løpet av høsten og vinteren 2011/2012. Planen er at kandidaten i sin diplomoppgave skal analysere all innkommen data og konkludere på resultatene. Det er slettes ikke umulig at disse resultatene vil presenteres for den samme forsamlingen neste år, med enda mer datamateriale tilgjengelig.

Like fullt, tendensen i alle våre målinger er rimelig ensbetydende; "Frostmengde" som diemensjoneringsgrunnlag bestrides. Det er lite som tyder på at det er rimelig å kalle frostmengden for den testen som er vist i figur 7 over for 14.000h°C, selv om det akkumulert er påført en frostmengde på dette nivået gjennom denne perioden på 60 dager.

OPPSUMMERT GIR DETTE I KORTTEKST FØLGENDE

Testene som er gjort ved SINTEF sitt Frostlaboratorium synes å kunne dokumentere påstanden om at begrepet Frostmengde ikke er egnet til å benyttes for å 1) typegodkjenne vann- og frostsikringshvelv i norske infrastrukturtunneler eller 2) være en dimensjoneringsparameter for prosjektering av vann- og frostsikring. Det er utført tester på ulike typer installasjoner og konklusjonene fra disse testene er ensartet og sammenfallende.

Slik det er i dag synes frostmengdebegrepet å neglisjere effekten av den varmeutvekslingen som finner sted mellom bergmassen og tunnelen. Ulike typer vann- og frostsikringskonsepter er bygget opp fysisk på forskjellige måter, og innehar ulike egenskaper når det gjelder å begrense frostgjennomtrengingen. Bergmassen selv begrenser og motvirker frostinntrengningen i bergmassen.

Vi vil fortsette å teste i vårt Frostlaboratorium og resultatene derfra skal komme fagmiljøet til gode gjennom artikler og presentasjoner.

REFERANSER

1. Vassenden, S. og Grøv, E. Frostlaboratoriet – testing av varme/kuldeutveksling mellom tunnel og omkringliggende bergmasse. Bergmekanikkdagen 2010
2. Nermoen, B, Grøv, E., Holter, K.G. og Vassenden, S. (2011) permanent waterproof tunnel lining based on sprayed concrete and spray-applied double-bonded membrane; First norwegian experiences with testing under freezing conditions, design and construction. 6th Sprayed concrete conference, Tromsø. 2011
3. Lindstørn, M. Tunnelduk. Erfaringer fra norske tunneler 1994-2004. Teknologirapport nr. 2412. Vegdirektoratet 2005.
4. Grøv, E. Rammer og regelverk. Er forutsetningene gode nok for utviklingsarbeid? Funksjonskrav til kledninger. Idé-dag Tunnelutvikling Vann- og Frostsikring. Kongsberg

EUROPAS STØRSTE JERNBANESTASJON I BERG – FASTSETTELSE AV TETTHETSKRAV**THE LARGEST UNDERGROUND RAILWAY STATION IN EUROPE – ESTIMATING RESTRICTIONS ON GROUNDWATER DRAINAGE TO THE TUNNEL**

Tekn. Dr. Jenny Langford, NGI
PhD. Vidar Kveldsvik, NGI
Siv. ing. Hanne Wiig Sagen, Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Vestfoldbanen gjennom Holmestrand moderniseres med nytt dobbeltspor og med ny stasjonshall i berg, som etter ferdigstilling blir en av verdens største jernbanestasjoner i berg. En av flere utfordringer har vært å fastsette tetthetskrav for den nye stasjonshallen. Hallen har et tverrsnittsareal opp mot 490 m² og ligger i tettbebygd strøk med bebyggelse fundamentert på leire.

Artikkelen oppsummerer resultater av utførte grunnundersøkelser i området. Tetthetskrav og injeksjonsopplegg er basert på setningsvurderinger for eksisterende bebyggelse, samt drenasje av naturmiljø. De geotekniske undersøkelserne viser at leiren i området er overkonsolidert og at innlekkasje lik 10 liter per minutt per 100 m tunnel kan tillates. Likevel blir det en utfordring å oppnå tilstrekkelig tetthet grunnet det store tverrsnittsarealet på stasjonshallen og de ingeniørgeologiske forutsetningene. Sammenlignet med erfaringer fra norske veitunneler av nyere dato kreves tetthet i injisert sone for stasjonshallen som er på nivå med det beste som er oppnådd i veianleggene.

SUMMARY

The Norwegian National Rail Administration is building a new double-track railway tunnel through the town of Holmestrand, including an underground station. After completion, the station will be one of the largest underground railway stations in the world. One of the major challenges in the project has been to estimate the requirements related to groundwater drainage into the tunnel. The cross-sectional area of the station hall is 490 m², and the area above the tunnel consists of housing founded on marine clay deposits.

This article summarizes the results from ground investigations performed in the area. The requirements for drainage and grouting are based on estimates of settlement for the existing buildings and evaluation of the influence of environmentally-sensitive areas. The clay deposits above the station are observed to be overconsolidated; nonetheless, the large cross-sectional area of the tunnel and geological conditions mean that it will be a technical challenge to prevent excessive drainage into the tunnel. In comparison to recently-completed

road tunnels, the grouting will have to be of very high quality to meet the requirements that leakage has to be restricted to 10 liter per minute per 100 m of tunnel.

INNLEDNING

Jernbaneverket bygger nytt dobbeltspor fra Holm gjennom Holmestrand til Nykirke kryssningsspor på Vestfoldbanen. Parsellen Holm-Holmestrand-Nykirke har en total lengde på 14,3 km. 12,3 km går i tunnel inklusive ny Holmestrand jernbanestasjon i fjell med beliggenhet omtrent midt på strekket. Stasjonen er 34,5 m bred, 16 m høy og 250 m lang og blir etter ferdigstilling en av verdens største jernbanestasjoner i berg.

For ytterligere informasjon om prosjektet henvises til foredrag nr. 15 og nr. 24 i dette kompendium.

Hovedkonsulent for arbeidene med detalj-, regulerings- og byggeplan for strekningen Holmestrand-Nykirke er Rambøll AS med NGI som underkonsulent for ingeniørgeologi, geoteknikk og hydrogeologi. For strekningen Holm-Holmestrand er Norconsult konsulent. Anleggsarbeidene startet sommeren 2010 på strekningen Holm-Holmestrand, mens arbeidene på strekningen Holmestrand-Nykirke startet sommeren 2011.

Figur 1 **Error! Reference source not found.** viser et flyfoto tatt over Holmestrand med ny strekning i tunnel og plassering av stasjonshall vist med grå linje. Tunnelen og stasjonshallen ligger i den såkalte "Holmestrandveggen" (se Figur 2), straks vest for eksisterende vegtunnel "Holmestrandtunnelen". Bildene viser i tillegg at området over tunnelen og stasjonshallen består av tettbebygd strøk. En av utfordringene ved prosjekteringen har vært å fastsette et tetthetskrav for den 490 m² store stasjonshallen, for å unngå skadelige setninger på eksisterende bebyggelse.

I tillegg er det vurdert tetthetskrav med hensyn til naturområdet "Bassengparken" som ligger rett sør for stasjonshallen (se Figur 1). Parken består av et naturområde med stier rundt "Bassengdammen", med vannspeil som er kontrollert ved hjelp av en damkonstruksjon.



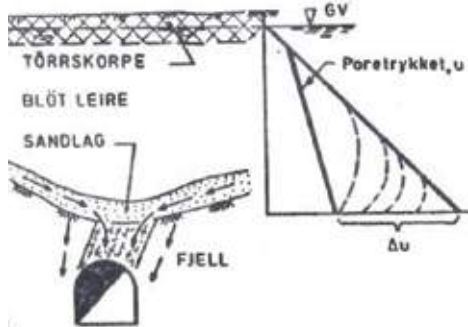
Figur 1: Flyfoto over Holmestrand som viser nytt dobbeltspor, samt Holmestrand stasjon i fjell.



Figur 2: Oversiktsbilde med dagens stasjonsområde og Holmestrand hotell i forgrunnen. Ny jernbanestasjon i Holmestrand plasseres innenfor bergveggen, "Holmestrandveggen".

PROBLEMSTILLING OG ERFARINGER

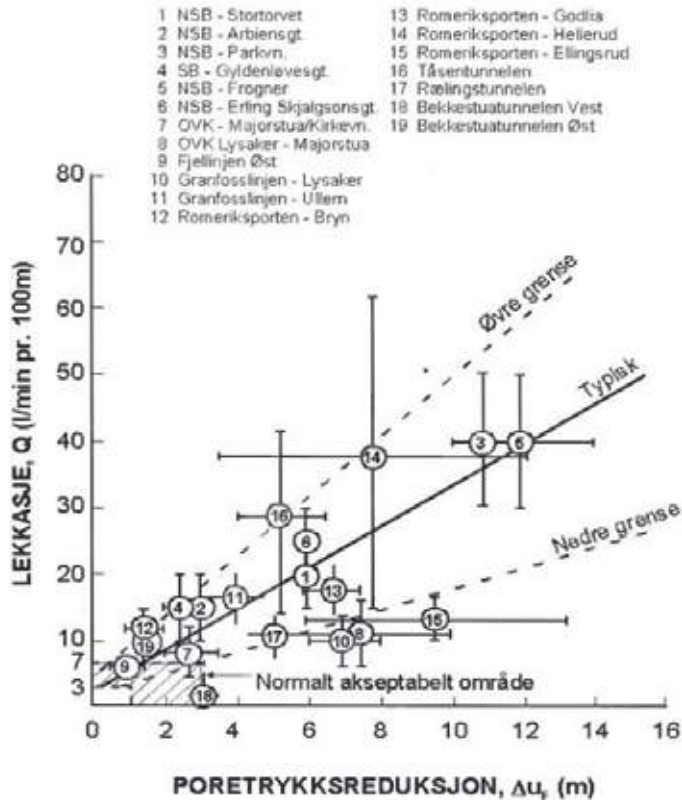
Ved tunneldriving i berg med løsmasseoverdekning er det ikke uvanlig at innlekkasje til tunnelen kan føre til poretrykksreduksjon (Figur 3:) og setninger. Spesielt ved forekomst av bløte leiravsetninger er de potensielle skadene på bebyggelse over og langs tunnelen stor.



Figur 3: Påvirkning av poretrykkssituasjon i leire grunnet innlekkasje til tunnel (Karlsrud et al., 2003).

I bransjeprosjektet "Miljø- og samfunnstjenelige tunneler" (Karlsrud et al., 2003) er data for poretrykksreduksjon ved fjelloverflaten sammenstilt, i forhold til avstand fra tunnelen for i alt ti anlegg i Oslo-området. I et forsøk på å etablere en enkel modell for å forutsi forventet poretrykksreduksjon er det i Figur 4: vist sammenhengen mellom målte lekkasjeverdier og maksimal poretrykksreduksjon, Δu_F , målt i dyprenner rett over tunnelen. Som det fremgår av Figur 4: er det en klar sammenheng, men spredningen i dataene er stor. Spredningen kan delvis tilbakeføres til:

- Forhold som påvirker den naturlige vanntilførsel til dyprennen, slik som dyprennens dybde, bredde og lengde og områdets topografi.
- I hvilken grad det er permeable vannførende glasifluviale silt/sandavsetninger, eller bunnmorene i overgangen mellom leire og fjell.
- Omfang og orientering av spesielt vannførende sprekkesoner i berget (f.eks. diabasganger, knusningssoner eller forkastninger/tensjonssprekker) og i hvilken grad disse er direkte gjennomskåret av tunnelen.
- Reell grad av tetting som er oppnådd i ulike deler av tunnelen, dvs. i hvilken grad lekkasjene i tunnelen fordeler seg lokalt.
- Tunnelens dybde.
- Reell usikkerhet i målte lekkasjeverdier, som kan være stor.
- I hvilken grad lekkasjeverdiene er representative for de aktuelle poretrykksmålingene.



Figur 4: Sammenheng mellom lekkasje og poretrykksreduksjon målt ved fjell rett over tunnelanlegg (Karlsrud et al., 2003).

Figur 4: viser at innlekkasjen til en tunnel bør begrenses til ca. 3 - 7 l/min/100 m for å sikre at poretrykksreduksjonen ved fjelloverflaten ikke overskrider ca. 1 - 3 m. I mange tilfeller kan senkningen av poretrykk ved fjell av denne størrelsesorden aksepteres uten at det blir setninger på bebyggelse over anlegget.

Det er i tillegg viktig å ta hensyn til risiko for drenasje av spesielt verdifulle naturområder over tunnelen. Retningslinjer for vurdering av effekt på naturmiljø er gitt i Kveldsvik et al., (2002), hvor innlekkasjen til en tunnel bør begrenses i forhold til den totale avrenningen i nedbørsfeltet. For en innlekkasje som er mindre enn 10 % av den totale avrenningen er det vurdert at det blir liten eller ingen påvirkning på naturområdet.

For stasjonshallen i Holmestrand er tetthetskravet vurdert både med hensyn til setninger av bebyggelse, samt potensiell påvirkning av Bassengparken inklusive drenasje av eksisterende dam.

GRUNNUNDERSØKELSER

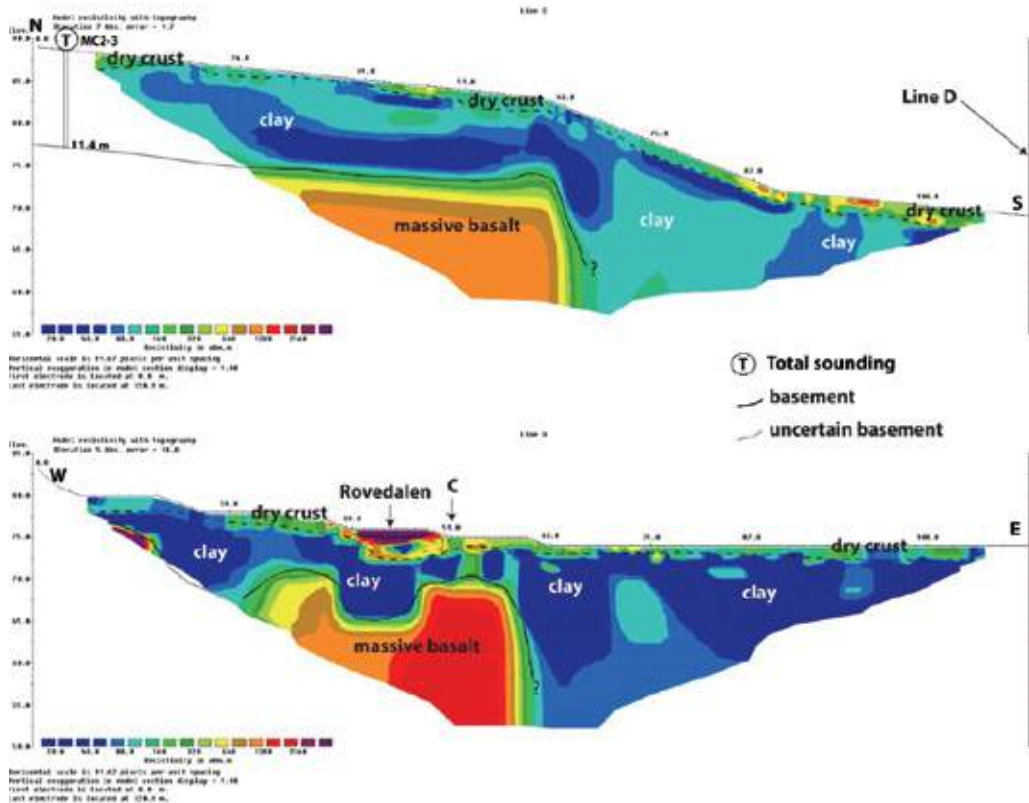
Området over stasjonshallen har størst sannsynlighet for vesentlig reduksjon i poretrykk pga. det store tverrsnittetsarealet på hallen og utfordrende injeksjonsarbeider. Undersøkelsesomfanget er derfor utført omfattende i nærhet av fremtidig stasjonshall.

For å kartlegge løsmassemektingen i det tettbygde området over tunnelen er det utført befaring med registrering av fjell i dagen, refraksjonsseismikk, resistivitetsmålinger (*ERT – Eletrical Resistivity Tomography*), samt geotekniske grunnboringer (dreietrykkssonderinger).

Opprinnelig var refraksjonsseismikk planlagt for kartlegging av dybde til fjell i kontinuerlige profiler. Det ble besluttet å utføre resistivitetsmålinger på det bebygde platået i stedet, for å unngå risiko for skader på ledninger, da det viste seg at stikkledninger til boliger ikke var kartlagt og det kommunale ledningsnettet av varierende kvalitet.

Det ble totalt utført to seismikkprofiler og åtte resistivitetsprofiler. Plassering av profilene er vurdert etter befaring med registrering av fjell i dagen, nærhet til stasjonshall og tunnel, samt basert på kvartærgeologisk kart og tidligere geotekniske undersøkelser i området. For å vurdere om metoden med resistivitetsmålinger var hensiktsmessig ble det utført en resistivitetsmåling i samme profil som en av seismikkprofilene. Resultatene fra resistivitetsmålingen var i prinsipp identiske med seismikkundersøkelsen.

Resistivitetsmålingene ble utført av NGI. Resultater for to linjer, C og D, er vist i Figur 5. Plasseringen av linjene er vist i Figur 6. Resultatene ble tolket ved å kalibrere målingene med utførte sonderinger til fast grunn. Måling av resistivitet gav gode resultater og har vist seg å være en fordelaktig metode for å kartlegge dybde til fast grunn i tettbygd strøk.



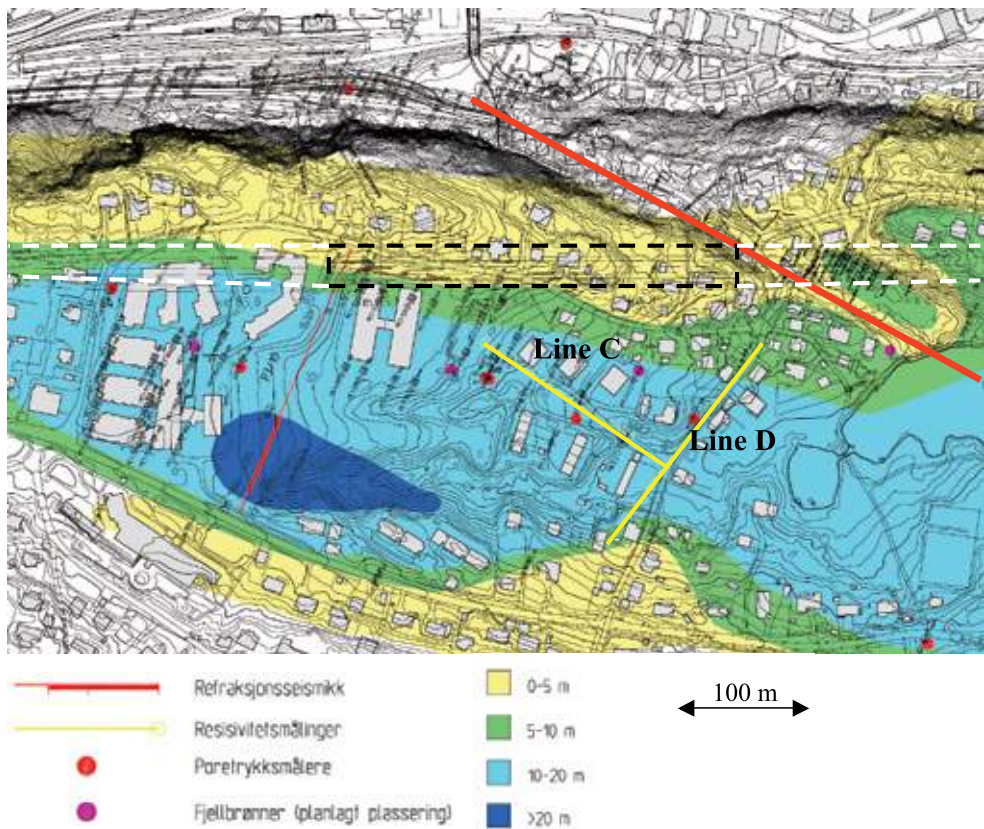
Figur 5 Eksempel på resultater fra resistivitetsmålinger: profil C og D.

I tillegg til de geofysiske undersøkelsene er det utført ca. 100 dreietrykkssonderinger med registrering av dybde til fast grunn. Sonderingene ble utført for videre kartlegging av dybde til fjell, samt tolking av lagdeling i løsmassene. Ut fra alle data er det utarbeidet et løsmassekart med dybde til fast grunn over stasjonshallen. Et utsnitt av løsmassekartet er vist i Figur 6.

Rett over stasjonshallen er boligene nærmest bergveggen fundamentert på fjell (0-5 m løsmassedekke). Det er registrert inntil 30 m løsmassetykkelse i undersøkelsene og en markert dyprenne som strekker seg langs stasjonshallen og tunnelen.

For mer nøyaktig vurdering av leirens egenskaper er det utført CPTU-sonderinger (trykksondring med poretrykksmåling) og tatt opp Ø72 mm uforstyrrede prøveserier for laboratorieanalyse. Det er utført rutineanalyse som omfatter prøveåpning og materialbeskrivelse, bestemmelse av naturlig vanninnhold, flyte- og utrullingsgrense, romvekt, samt skjærstyrke ved konus og enaksiale trykkforsøk for prøvene. I tillegg er det utført ødometerforsøk for vurdering av leirens setningsegenskaper.

Det er installert 33 stk elektriske poretrykksmålere med fjernavlesning langs tunnelen og stasjonshallen. Poretrykksmålerne er installert for å bestemme in-situ poretrykk, som indirekte er et mål på setningspotensiale i løsmasse. Disse skal brukes for kontinuerlig overvåking av grunnvannstanden i anleggsfasen.



Figur 6 Løsmassekart for området over stasjonshallen. Stasjonshallen er markert med sort stiplet linje, tunnelen på begge sider av hallen er vist med hvit stiplet linje. Forkastningssonen er skissert med rød linje og to utvalgte resistivetsprofiler (C og D) er markert med gul linje.

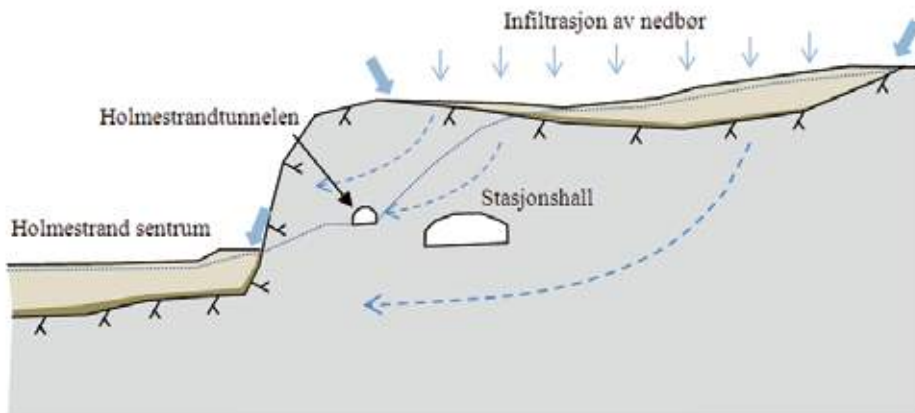
For grunnundersøkelser i berggrunnen vises det til foredrag nr. 24 i dette kompendium.

GRUNNVANNSFORHOLD

I Figur 7 er grunnvannstrømningen på tvers av tunnelen og stasjonshallen skissert. Det skjer en naturlig drenasje av grunnvann til Holmestrandveggen. I tillegg antas det at grunnvannstanden er senket til bunnen av Holmestrandtunnelen, ettersom denne ikke er tettet. Dette er også indikert ved målinger på platået vest for Holmestrand sentrum. Mellom stasjonshallen og Holmestrandtunnelen ligger en stor forkastning (Figur 1 **Error! Reference source not found.**). Forkastningen antas å fungere som en hydrogeologiske barriere mellom de to anleggene.

De fleste av poretrykksmålerne som er installert er satt i overgangen mellom leire og fjell. Generelt er det målt en øvre og en nedre grunnvannstand. Nivået i den nedre

grunnvannstanden er avhengig av infiltrasjon av nedbør (fremfor alt i randsonene av grunnvannsmagasinet), topografi, samt drenasje til Holmestrandveggen og Holmestrandtunnelen. Den øvre grunnvannstanden opprettholdes ved infiltrasjon av nedbør i terrengoverflaten.



Figur 7 Skissert grunnvannstrømning på tvers av tunnel og stasjonshall.

Generelt viser poretrykksmålingene langs den nye tunneltraseen at poretrykket målt i overgangen leire/fjell er avsenket nærmest fjellveggen. Over stasjonshallen er det målt poretrykk i fem punkter (vist i Figur 6). Ved fjell er det som mest målt et poretrykk på 80-120 kPa på en avstand på 90 m fra tunnelen. Nærmere tunnelen og fjellveggen er poretrykket ved fjell betydelig lavere, i størrelsen 10-20 kPa.

GRUNNFORHOLD

Generelt består løsmassene av et fast øvre topplag bestående av fyllmasse og/eller tørrskorpe over siltig leire. Leiren er stedvis lagdelt med silt- og sandlag. Under leiren er det stedvis registrert et morenelag over fjell.

Setningsegenskaper er bestemt fra tolking av CPTU-sonderinger og ødometerforsøk. CPTU-sondering blir utført ved at en sylindrisk trykksonde (Figur 8) med konisk topp presses ned i jorda ved konstant nedtrengningshastighet. Ved nedpressingen i jorda måles krefter på spiss, friksjonshylse samt poretrykk i jorda. Fra sonderingen tolkes fremfor alt lagdeling, samt leirens udrenerte skjærstyrke, s_{ua} .

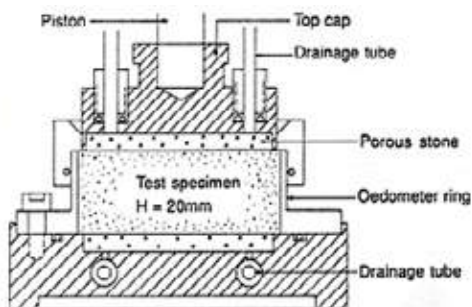
I ødometerforsøk belastes en leirprøve med konstant tøyningshastighet (Figur 9) under drenerte forhold. Under forsøket måles vertikalspenning på prøven, samt poretrykk i bunn av prøven. Fra forsøket tolkes leirens setningsegenskaper; forkonsolideringstrykk, p'_c , (vurdering av hvilken spenning som leiren har vært forbelastet til), kompresjonsegenskaper, samt permeabilitet.

Det er etablert korrelasjoner for å bestemme aktiv udrenert skjærstyrke, s_{ua} , på grunnlag av målt spissmotstand og poreovertrykk ved CPTU-sondering. Korrelasjonene er basert på sammenligning med resultater fra avanserte laboratorieforsøk på høykvalitative blokkprøver (Karlsrud et al., 2005). I tillegg kan leirens forkonsolideringstrykk vurderes ved å bruke typiske relasjoner mellom leirens udrenerte skjærstyrke og overkonsolideringsgrad, OCR (ligning 1: forhold mellom forkonsolideringstrykk og in-situ spenningstillstand, p'_0), i norsk leire:

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0} \quad (\text{ligning 1})$$



Figur 8 CPTU-sonde.

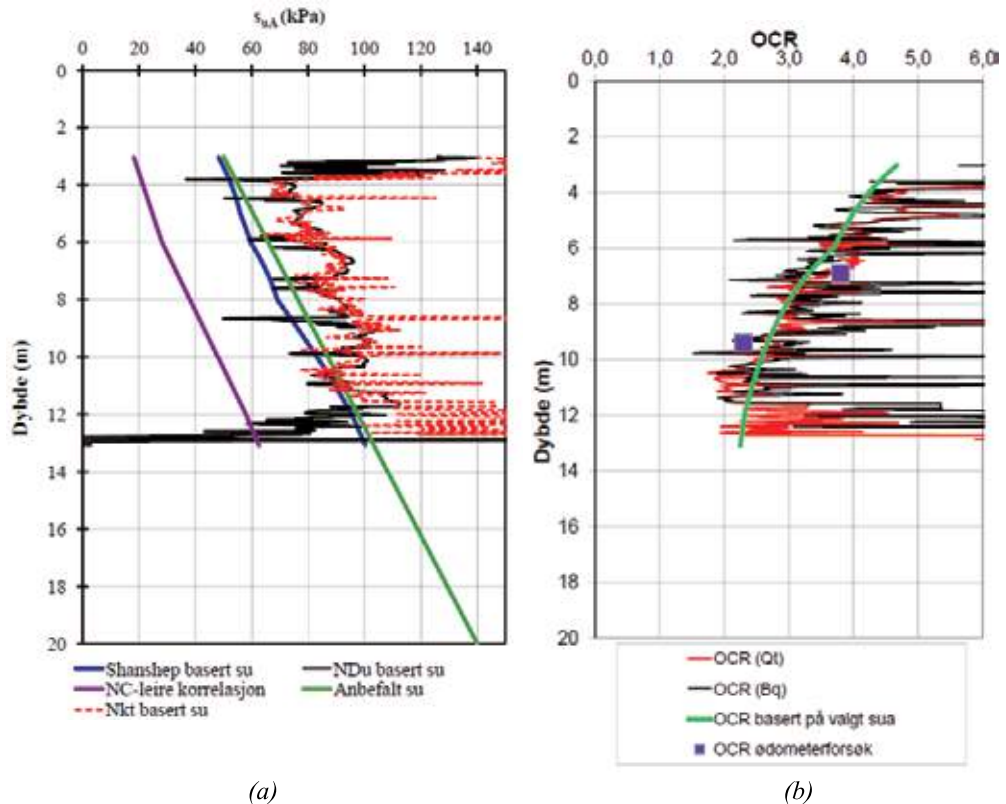


Figur 9 Skjematiske bilde av ødometerforsøk.

I Figur 10a er det vist et eksempel på udrenert skjærstyrke fra CPTU-sondering i borhull over stasjonshallen. Rød stiple linje er tolket s_{ua} basert på spissmotstandsmåling og sort linje er tolking basert på målt poretrykksrespons. Hvis leiren hadde vært normalkonsolidert (dvs. ikke forbelastet og relativt setningsømfintlig) burde tolket skjærstyrke være av samme størrelse som den lille linjen. Tolkningen indikerer at leiren er forbelastet og s_{ua} er i størrelsen 20-40 kPa høyere enn for en normalkonsolidert leire.

I Figur 10b er OCR vurdert fra tolket s_{ua} i CPTU-sonderingen. For å verifisere resultatene fra sonderingen er det utført ødometerforsøk på uforstyrrete prøver i samme borhull. Resultatene fra forsøkene på leire i to dybder er vist i samme figur. Disse viser god overensstemmelse med resultatene fra CPTU-sonderingen og tilsier at OCR i leiren er i størrelsen 2-4. Dette tilsvarer en overkonsolidering på omtrent 70-130 kPa.

I henhold til kvartærgeologisk kart har isen gjort flere lokale fremstøter under avsmeltingen. Dette er en sannsynlig forklaring til den overkonsolidering som er påvist både ved ødometerforsøk og CPTU-sonderinger. Ettersom terrenget på platået bak Holmestrandveggen ligger høyt (ca kote +70 til 90) er det mulig at det ikke har blitt avsatt noen vesentlig mengde leire etter et eventuelt fremstøt.



Figur 10 Resultater fra CPTU-sonderinger i borpunkt over stasjonshallen.

TETTHETSKRAV

I området over stasjonshallen er det dokumentert at leiren er overkonsolidert med 70-130 kPa. I henhold til tidligere erfaringer må det påregnes at poretrykket over tunnelen synker med mellom 20-50 kPa ved en innlekkasje på 10 l/min/100 m (i henhold til Figur 4:). Spenningsøkningen i leiren ved senking av poretrykket er innenfor det overkonsoliderte området og dette tilsier at setningene blir små og akseptable ved en innlekkasje på 10 l/min/100 m.

Det er vurdert innlekkasjekrav for tunnelstrekningen langs nedbørfeltet Bassengparken med hensyn til konsekvens av eventuelt drenering av naturområde. Tetthetskravet settes av hensyn til nedbørfeltet Bassengparken til 10 l/min/100 m tunnel, hvilket tilsvarer 13 % av normalavrenningen

TETTHET I INJISERT SONE OG INJEKSJONSBORING

Erfaringer med injeksjon av så store bergrom som stasjonshallen for å tilfredsstille strenge tetthetskrav er få, om de i det hele tatt finnes. Det er forsøkt å relatere det til noe mer kjent,

nærmere bestemt en tospors jernbanetunnel, samt oppnådde injeksjonsresultater i veitunneler av nyere dato.

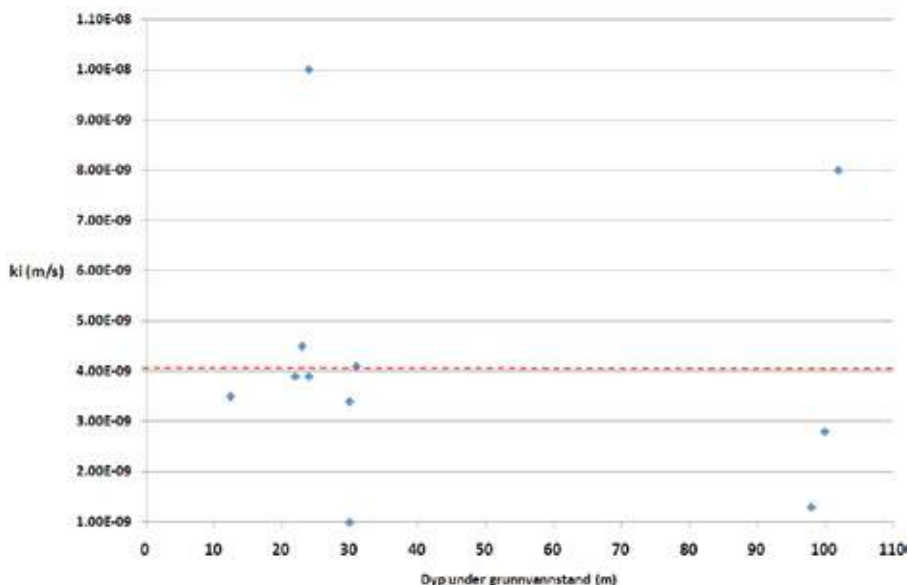
Innlekkasjen, Q , til en injisert tunnel kan beregnes etter ligning 2.

$$Q = (2 \times \pi \times k_i \times h \times l) / \ln((r_e + t) / r_c) \quad (\text{ligning 2})$$

hvor k_i er hydraulisk konduktivitet i injisert sone, h er dybden under grunnvannstand, l er tunnel lengden, r_e er tunnelens ekvivalente radius og t er tykkelsen til injisert sone. Med ekvivalent radius menes radiusen i en sirkel hvis omkrets er lik omkretsen til det aktuelle tunneltverrsnittet.

Ekvivalent radius for stasjonshallen er 14 m mens den er 7 m for en tospors jernbanetunnel. Dybden under grunnvannstanden til senter ekvivalent sirkel er omtrent 60 m. Tykkelsen til den injiserte sonen settes til 10 m. Ved tillatt innlekkasje lik 10 liter per minutt per 100 m fås at $k_i = 2,4 \times 10^{-9}$ m/s for stasjonshallen etter ligning 2 og at $k_i = 3,9 \times 10^{-9}$ m/s for en tospors jernbanetunnel. Ved sammenligning av verdiene fremgår det at man må oppnå ca 40 % lavere hydraulisk konduktivitet i injisert sone for stasjonshallen enn om man skulle bygget en tospors jernbanetunnel i samme området. Det er en betydelig reduksjon som sannsynligvis vil kreve betydelig ekstrainsats i form av mer boring og forbruk av injeksjonsmasse per kvadratmeter bergromsoverflate sammenlignet med en tospors jernbanetunnel.

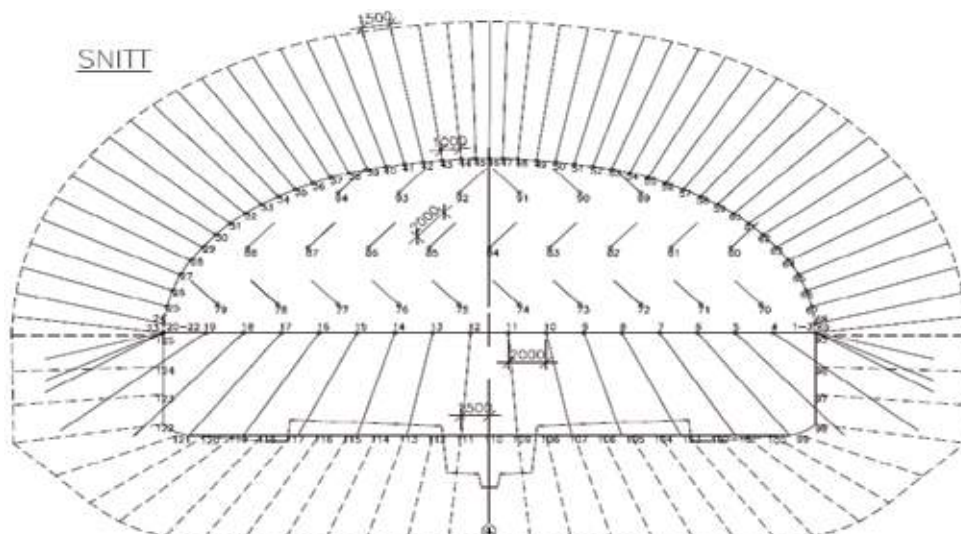
Sammenlignet med erfaringer fra norske veitunneler av nyere dato ses at tettheten som antas og kreves i injisert sone for stasjonshallen er på nivå med det beste som er oppnådd i disse anleggene (Figur 11).



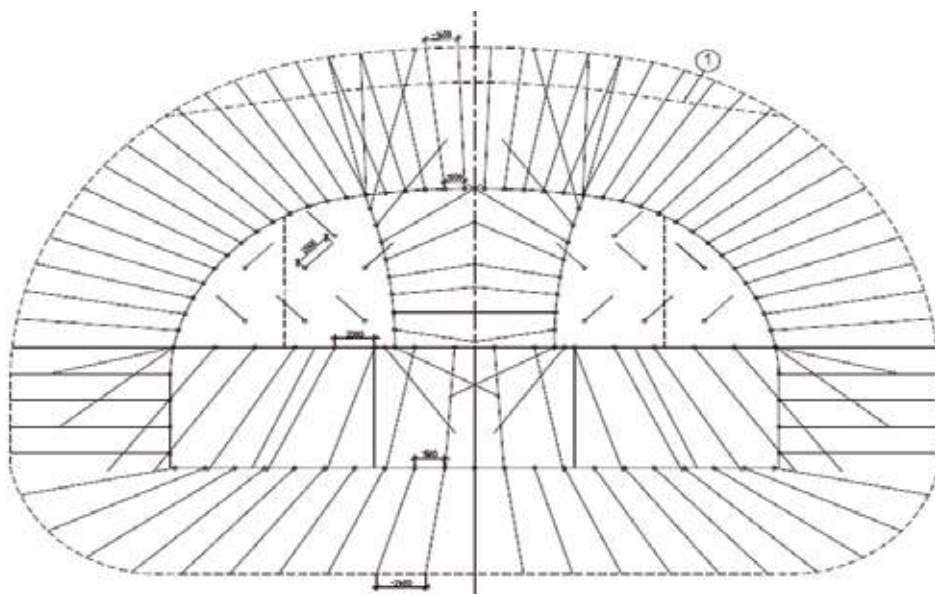
Figur 11 Tilbakeregnet hydraulisk konduktivitet i injisert sone for noen veitunneler av nyere dato. Den røde stiplede linjen angir middelverdien. Basert på Tabell 4.2 i Karlsrud et al. (2003).

Tunnelen krysser svakhetssonen merket med rød linje på Figur 1 og Figur 6, mellom km 85,4 og 85,5, en strekning på ca. 80 m. Det antas å være den største utfordringen å oppnå 10 l/min/100 m tunnel i gjennomsnittlig tunnellekkasje i denne seksjonen som ligger sør for stasjonshallen. I området ligger vannstanden i Bassengdammen 4–5 m høyere enn terrenget over tunnelen og ca. 45 m høyere enn tunnelsålen. Grunnvannstanden i området over tunnelen antas å stå nært terrengoverflaten. Svakhetssonen fortsetter mot sør under dammen i Bassengparken. De geologiske og drivetekniske forholdene er antatt å være meget utfordrende gjennom denne svakhetssonen noe som vanskeliggjør å oppnå tilstrekkelig tetthet. Det betyr at vanntett utstøpning kan bli aktuelt som permanent vanntetting over en strekning på størrelsesorden 100 m.

Planlagt hullboring for injeksjon er vist i Figur 12 og Figur 13.



Figur 12 Hullboring for injeksjon i stasjonshall. Det bores hull fra galleriet og rundt hele tunnelen. Før sprengning av bunn delen, bores også hull rundt denne.



Figur 13 Hullboring for injeksjon i svakhetssone. Det bores hull rundt tunnelen og dels i bergmasse som senere skal sprenges ut før uttak av de ulike deltverrsnittene.

REFERANSER

Generell referanse til geotekniske undersøkelser og vurderinger i denne artikkelen: Prosjektrapporter utarbeidet av Rambøll/NGI for Jernbaneverket i 2010 og 2011.

Karlsrud, K., Erikstad L og Snilsberg P (2003). "Miljø- og samfunnstjenelige tunneler. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø". Statens Vegvesen, Teknologiavdelingen. Publikasjon nr 103. Oktober, 2003.

Kveldsvik V., Holm T., Erikstad L., Enander L (2002). "Planning of a 25 km long water supply tunnel in an environmentally sensitive area". Water control in Norwegian tunneling. Publication No. 12. Norwegian Tunneling Society.

Karlsrud, K., Lunne T., Kort D.A., Strandvik S (2005). "CPTU correlations for clays". International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2005, Osaka, Japan.

DIMENSJONERING AV SLAKKE FJELLBOLTER - RESULTAT AV FULLSKALA FORSØK**Rock bolt design – result of capacity tests**

Sivilingeniør Lars Kristian Neby, Norconsult AS/NTNU

Professor Leif Lia, NTNU

SAMMENDRAG

På bakgrunnen av årelange diskusjoner i vassdragsbransjen rundt gjeldene praksis av boltedimensjonering i damkonstruksjoner, er det utført en prosjekt- og masteroppgave på området. Litteraturstudie og forsøk utført ved NTNU 2010-2011 på slakke fjellbolter bekrefter mye høyere kapasitet enn dagens dimensjoneringsregelverk tillater.

I litteraturstudiet ble det i hovedsak funnet to ulike metoder for boltedimensjonering. Det som skiller de ulike beregningsmodellene, er om bergartens styrke inkluderes eller om bare vekten at et påhengt fjellprisme regnes med. Litteraturstudiet viser at bidraget fra bergartens styrke er stort, men det er vanlig å se vekk fra dette bidraget ved dimensjonering i Norge og i flere internasjonale standarder.

For å se på reell kapasitet til innstøpte fjellbolter, ble 18 kamstålbolter innstøpt 0,1-1,0 meter i dårlig bergmasse og forsøkt trukket til brudd ved hjelp av 50 tonns gravemaskin. Resultatene fra prøvetrekkingen viste at bolter innstøpt i svært dårlig fjell har stor kapasitet selv med korte innstøpningslengder. Heftfastheten mellom mørtel og berg ser ut til å være langt større enn dimensjonerende verdier. For korte bolter er graden av innspenning i bergmassen avgjørende for kapasiteten og lokal oppsprekking bestemmende for fasongen på bruddlegemet. Sammenheng mellom ulike bergmasseparametere og boltekapasitet ble vurdert, men det ble ikke påvist entydig sammenheng. Det kan skyldes en totalt sett for liten måleserie og at det var stor spredningen i geologiske forhold fra bolt til bolt. For å finne ut mer om reel kapasitet til slakke fjellbolter, må det gjøres flere forsøk på området.

SUMMARY

As a result of many discussions how to calculate capacity of rock bolts in hydropower structures there have been written a project- and master thesis at NTNU in 2010-2011. A literature study and full scale test program partly prove that today design criteria of rock bolts is too conservative.

The literature study revealed two main methods for capacity calculations. The first method only applies the weight of a rock cone connected to the bolt. The second method takes the strength of the rock mass into count. The contribution from the rock mass is normally significant.

To get more knowledge about rock bolt capacity 18 bolts were grouted 0,1-1,0 meter in poor rock mass and stretched to failure with an 50 ton excavator. Test result shows that bond

strength between the grout and the rock mass is higher than values used for design. Even short bolts have high capacity. The degree of threshold in the rock mass is a crucial factor for the load capacity. Rock mass quality was compared with load capacity. No significant correlation was found, this might do to the fact that rock mass quality varied a lot. To gain more knowledge in the topic, more tests must be executed.

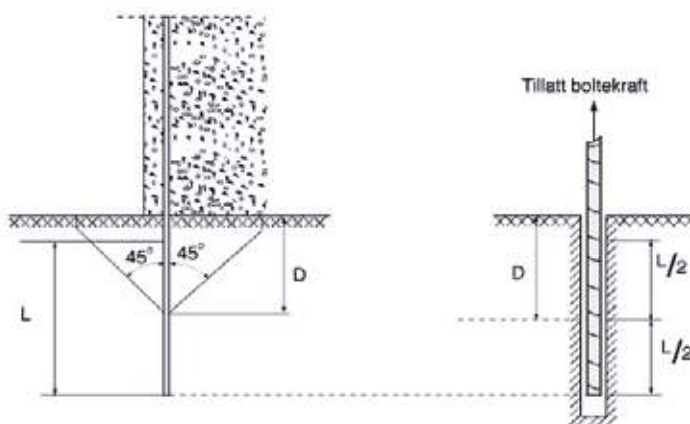
INNLEDNING

I vannkraftbransjen har det i flere år vært stor diskusjon rundt kapasitet og dimensjonering av slakke fjellbolter i damkonstruksjoner. For flere dameiere har innstrammingen i regelverket de siste årene ført til betydelige kostnader, da regelverket har tilbakevirkende kraft. Hvor vidt dammene blir sikrere med lengre bolter, eller om de er sikre nok, er det usikkerhet omkring.

For å vurdere dagens dimensjoneringspraksis, er det gjennomført et litteraturstudie og en serie med fullskala kapasitetsforsøk på bolter innstøpt i dårlig berg. Arbeidet er utført som prosjekt- og masteroppgave på NTNU på Institutt for vann og miljøteknikk. Denne artikkelen er basert på de nevnte oppgaver og tar for seg fullt innstøpte slakke fjellbolter.

1. LITTERATURSTUDIE

Utgangspunktet for litteraturstudiet var å finne opphavet til dagens dimensjoneringspraksis og se på andre metoder som blir brukt nasjonalt og internasjonalt. I figuren under er det vist en prinsippskisse av hvilke parametere som inngår ved dimensjonering etter *Retningslinjer for betongdammer*, utgitt av NVE (2005). For å redusere rissvidden i konstruksjonen, ligger det som basis i dimensjoneringen at bolten kun kan belastes inntil 180 MPa. Dimensjoneringen av lengden D på figur 1 gjøres ut fra at vekten på et tenkt berglegeme skal ha tyngde tilsvarende tillatt maksimal belastning av bolten. For å få tilstrekkelig heftstyrke mellom bolt/mørtel og mørtel/fjell kontrolleres heftstyrken ut i fra tabulerte verdier, med en materialfaktor på 2,0. Stort sett er heftstyrken i overgang mørtel/fjell dimensjonerende for å finne nødvendig forankringsdybde, L . Det forutsettes at spenningsfordelingen er konstant langs hele innstøpningslengden.



Figur 1 Nødvendig inngysningslengde (NVE, 2005)

1.1 Ulike metoder for dimensjonering

I prosjektoppgaven, *Dimensjonering av slakke fjellbolter i damanlegg* (Neby, 2010) er ulike beregningsmetoder for dimensjonering presentert. Litteraturstudiet viste at det prinsipielt er to ulike måter å regne kapasiteten på:

- 1) Bare vekten av antatt berglegeme som henger på bolten, blir regnet med. Metoden brukes av bla. NVE og Statens vegvesen.
- 2) Et bidrag fra skjærkrefter langs bruddflaten regnes med i tillegg til vekten av berglegemet.

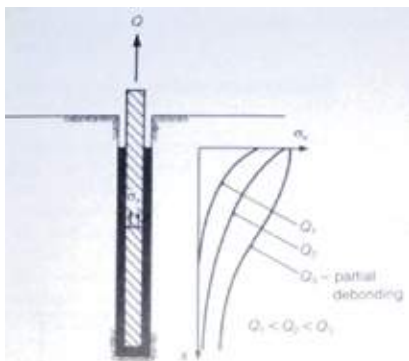
Metode 1) og 2) gir vanligvis svært ulik beregningsmessig kapasitet.

Etter *Retningslinjer for betongdammer* (NVE, 2005) kreves det at hele lasten en bolt påføres ikke skal være større enn tyngden av påhengt fjellvekt. Berglegemet som utgjør påhengt vekt, begrenses av et kjegleformet legeme med toppunkt ca. midt på bolten som vist til venstre i figur 1.

I internasjonal litteratur er det vanlig å bruke en slik kjegleformet betraktning. Plasseringen av toppunktet og vinkelen varier. For dårlig fjell er det foreslått benyttet en vinkel på 60° ($2 \times 30^\circ$) og plassering av toppunktet midt på innstøpningslengden. For godt fjell er det foreslått bruk av en vinkel opptil 120° ($2 \times 60^\circ$) og plassering av toppunktet helt nederst på bolten (Littlejohn & Bruce, 1975). Litteraturen som beskriver ulike vinkler for bruddlegeme og dimensjoneringsgangen beskriver egentlig dimensjonering av dypt forankrede stag. På ett eller annet tidspunkt har metoden blitt overført til dimensjonering av bolter. Det virker mer fornuftig å bruke en slik antagelse om et kjegleformet bruddlegeme for dype forankringer, 10 – 40 meter. For slakke fjellbolter er typisk innstøpningslengde 1,5 – 4,0 meter. For så korte innstøpningslengder er geologien rundt hver bolt helt avgjørende for hvilke bruddlegemer som blir med bolten opp.

1.2 Spenningsfordeling langs bolt

Det er i dag stor enighet om at spenningsfordelingen langs en fullt innstøpt bolt ikke er lineær og konstant. Den avhenger av flere faktorer som belastningsnivå og forholdet mellom E-



modul til fjellet, mørtelen og bolt. Figur 2 viser prinsipielt hvordan spenningsfordelingen kan variere langs innstøpt lengde ved ulike belastning av bolten. Overstiges en kritisk verdi, vil lokalt heftbrudd i mørtelen ved toppen av bolten føre til at spenninger mobiliserer lengre nede langs bolten, (Ren et al., 2010).

Figur 2 Spenningsfordeling langs bolt ved ulik belastning (Wyllie, 1992)

1.3 Bruddmekanismer for bolter

Ved dimensjonering av bolter er det fire aktuelle bruddmekanismer, (Holmberg, 1991):

- Brudd i bolten
- Heftbrudd mellom bolt og mørtel
- Heftbrudd mellom mørtel og berg
- Brudd i berget

Brudd i selve bolten ble ikke vurdert som interessant i dette forsøket, siden styrken av slike bolter er veldokumentert fra andre forsøk. Det er også gjort en del forsøk på heftfasthet mellom bolt og mørtel. Forsøk presentert i (Stjern, 1995) viser at reell heftstyrke mellom bolt og mørtel som er vanlig brukt i Norge i dag, ligger rundt 8 MPa, ved dimensjonering etter (NVE, 2005) benyttes 1 MPa. Heftstyrke mellom mørtel og fjell er lite dokumentert i Norge. Tabulerte verdier som bla. NVE og Statens vegvesen benytter, er internasjonale erfaringsverdier fra 1970 – 80 tallet. Verdiene er vesentlig lavere enn hva som benyttes i Sverige ved dimensjonering av stålkjernerpeler i f.eks Sverige, (Brendeberg, 2000).



Det er gjort få fullskalaforøk der man ser på styrken til berget ved belastning av bolter. Ved kontroll av innstøpte bolter i Norge er det vanlig å benytte seg av en hydraulisk hulljekk som vist i Figur 3 under. En slik jekk har anleggsflate mot fjellet rundt bolten. Det vil si at med et slikt testoppsett er det selve bolten eller kvaliteten av innstøpningen som blir kontrollert.

Figur 3 Typisk oppstilling ved prøvebelastning av bolt
(R. Birkeland)

2. UTFØRELSE AV FORSØK

For å få en hensiktsmessig utførelse av forsøkene, ble det valgt å gjøre forsøkene i et steinbrudd med daglig drift. Noen av fordelene er:

- God tilgang på maskiner: gravemaskiner, hjullastere, borrygg og annet anleggsutstyr
- Mye tilgjengelig informasjon om bergmassen
- Lettere tilgjengelig enn damanlegg på høyfjellet

Forsøkene ble utført i kalksteinsbruddet til Verdalskalk i Tromsdal i Nord-Trøndelag. Bergmassen varierte fra svært god til nærmest røys. En viktig del av arbeidet i masteroppgaven var å utvikle en metode for representativ innstøping av bolter og prøvetrekking, der styrken til bergmassen ble testet. All boring ble utført ved kjerneboring for å kunne vurdere bergmassekvaliteten. Det ble brukt en liten Hilti kjernebormaskin som vist i Figur 4. Ytre mål på borkronene var 45 mm. Det ble benyttet stadig lengre bor etter som hullet ble dypere.

Alle boltene som ble brukt, var kamstålbolter $\varnothing 25$ mm. To varianter for tilkobling mot belastningsutstyr ble prøvd. Den ene varianten var bolter med løfteøye, bøyd og sveist for å

danne et løfteøye, se Figur 7. Den andre typen var standard gjengede bolter med en egen løftkonsoll, vist i Figur 4.



Figur 4 Løftkonsoll, (Vik Ørsta)



Figur 5 Kjernebormaskin

Alle boltene ble innstøpt med Nonset 50 FF boltemørtel. Det ble først satt en testserie I med 3 bolter med inngysningslengde 0,4 – 0,5 meter i relativt god bergmasse. Ved prøvebelastning var det ikke tegn til deformasjon ved laster på 120 – 220 kN. Testserie II ble derfor satt i betydelig dårligere bergmasse, tilsvarende det som vises i figur 7 med sprekker i flere retninger og kun noen centimeter mellom sprekkene.

Selve prøvetrekkingen ble gjort med en 50 tonns gravemaskin. En slik maskin har en løftekapasitet på drøyt 200 kN med en avstand mellom bolt og belte på 2 meter. Belastningen ble lest av manuelt på et dynamometer.



Figur 6 Volvo 460, gravemaskin under prøvetrekking



Figur 7 Bolt 11 før belastning

Før boltene ble belastet til brudd, ble bergmassen kartlagt ut ifra borkjernene og anerkjente klassifiseringssystemer som Q-metoden, RMR m.fl. Typisk borkjerne for området er vist i Figur 8, bolt nr. 11. Kjernen har sprekkeseett i flere retninger med forvitrede sprekkeflater.



Figur 8 Typisk borkjerne, bolt nr. 11

3. RESULTAT

Metoden med kjerneboring og belastning med gravemaskin fungerte godt i praksis og er en egnet testmetode for slakke fjellbolter. Bolter med påsveiset løfteøye og bolter med løftekonsoll fungerte likeverdig uten noen problemer. Videodokumentasjon var nyttig for å studere bruddforløpet i detalj i etterkant.

Et typisk bruddforløp i oppsprukket fjell med åpne sprekker skjer ved at bergmassen rundt boltene utvider seg. Dette resulterer i at spenningene som er satt opp i den ekspanderende mørtelen og det nærmeste delen av bergmassen ved herding blir omlagret. Ved tilstrekkelig deformasjon slipper boltene mørtelen uten at mørtelen knuser. Dette viser at graden av innspenning i berget har mye å si for kapasiteten til boltene. Hvis sprekkene er tette skal det store spenninger til før det oppstår deformasjoner i bergmassen, da blir også kapasiteten til en bolt stor, selv om bergmassen er svært oppsprukket.



En bolt, nr 16, var inngyst kun 135 mm. Med belastning inntraff et eksplosivt brudd ved 120 kN. Her startet bruddet i bergmassen i toppen av hullet, som forplantet seg til et heftbrudd mellom mørtel og fjell. Tilbakeregning av heftfastheten mellom mørtel og berg viser at den er ca. 6 MPa hvis en antar at konstant spenning over hele kontaktflaten. Det er 6 ganger høyere enn tillatt dimensjonerende verdi.

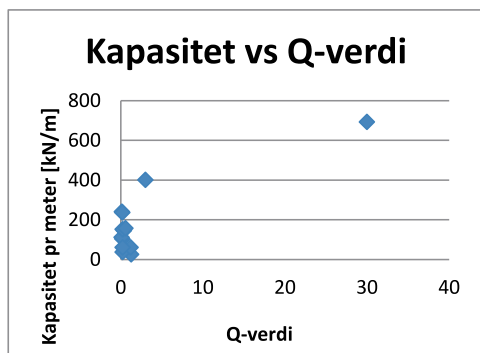
Figur 9 Bolt etter brudd med mørtelsøyle

Totalt sett var det et lite antall bolter som ble belastet til brudd, 15 stykk. Bergmassen rundt hver bolt varierte mye i kvalitet. Det er nok mye av grunnen til at det ikke ble påvist noen sammenheng mellom kapasitet og bergmassekvalitet. Det er likevel tydelig at sprekkeavstand er av stor betydning. I tabell vises resultat fra forsøkene, med bolt nr., lengde av innstøping L, sprekkeavstand og last (* markerer brudd i bergmassen):

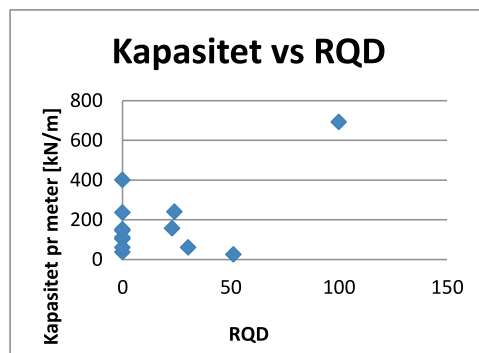
Tabell 1 Resultat fra prøvetrekking

Bolt nr.	L [m]	Sprekkeavstand [mm]	Last [kN]
B1	0,40	100	160
B2	0,39	50	220
B3	0,54	100	200
B4	0,58	0-100	60*
B5	0,50	0-140	120*
B6	0,62	10	90*
B7	0,45	30	70*
B8	0,41	0-150	10*
B9	0,83	30	30*
B10	0,33	0-40	50*
B11	0,51	30-100	130*
B12	0,33	50	20*
B13	0,96	10	150*
B14	0,99	50	170
B15	0,10	20	40*
B16	0,13	100	120*
B17	0,85	0-40	170
B18	0,99	0-100 (knust)	60

Resultatene i tabellen viser en klar sammenheng mellom lastkapasitet og oppsprekking av bergmassen, og resultatene ble sammenliknet med anerkjente klassifiseringsmetoder, vist på figur 10 og figur 11:



Figur 10 Kapasitet vs Q-verdi



Figur 11 Kapasitet vs RQD

Siden de fleste boltene var støpt inn i svært dårlig bergmasse, havner mange av borprøvene uten klassifiseringsverdi etter gjeldene skala. Det viser både at selv svak bergmasse gir stor kapasitet og at det er behov en langt større måleserie for å kunne finne gode korrelasjoner med anerkjente klassifiseringsmetoder. En videreutvikling av metoden med nye måleserier er planlagt for våren 2012.

4. KONKLUSJON OG VIDERE ARBEID

Resultatene fra måleserien med 18 innstøpte bolter viser at selv dårlig bergmasse har stor kapasitet dersom innstøpning av boltene utføres rett. I uoppsprukket fjell vil kapasiteten nærme seg 800 – 1000 kN/m, mens grader av oppsprekking reduserer denne. I svært god bergmasse vil derfor fjellbolter med ø25 mm oppnå flytespenning med innstøpning på 0,3 m. I praktiske tilfeller bør selvsagt innstøpningslengden være større, gjerne inn til 1,0 – 1,5 m for normale forhold. Metode 1 med enkel betraktning av vekten av bergprismet har ingen relevans i forhold til å estimere kapasitet av slakke fjellbolter i bergmasse selv med betydelig oppsprekking. Til sammenligning gir metode 1 en tillatt utnyttet kapasitet på kun 1 kN ved 0,5 meter innstøpning.

For å få til en samfunnsøkonomisk forvaltning av eksisterende dammer er det nødvendig å utvikle mer kunnskap rundt egenskapene som har betydning for kapasiteten til en bolt og dammers sikkerhet. Dette burde også være av interesse for innenfor andre bransjer der fjellbolter blir mye brukt.

REFERANSER

- BRENDEBERG, H. 2000. Stålkärnepåler, Anvisninger för projektering, dimensionering, utförande och kontroll. Linköping.
- HOLMBERG, M. 1991. The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts, Stockholm, Royal Institute of Technology, Department of Soil and Rock Mechanics.
- LITTLEJOHN, G. S. & BRUCE, D. A. 1975. Rock Anchors - State of the art. Part 1: Design. *Ground Engineering*, 8.
- NEBY, L.K. *Fjellbolter i dammer – forventet kapasitet*, 2011, NTNU, Trondheim
- NEBY, L.K. *Dimensjonering av slakke fjellbolter i damanlegg*, 2010, NTNU, Trondheim
- NVE 2005, *Retningslinjer for betongdammer*, 2. utg. Oslo.
- REN, F. F., YANG, Z. J., CHEN, J. F. & CHEN, W. W. 2010. An analytical analysis of the full-range behaviour of grouted rockbolts based on a tri-linear bond-slip model. *Construction and Building Materials*, 24, 361-370.
- STATENS VEGVESEN. 2004. *Intern rapport nr. 2374 Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg*, Oslo, Statens vegvesen
- STJERN, G. 1995. *Practical performance of rock bolts*, Trondheim, NTH.
- WYLLIE, D. C. 1992. *Foundations on rock*, London, E. & F. N. Spon

BERGTUNNEL UTAN BERGTÄCKNING**Rock tunnel without rock cover**

Tekn. Dr. Helen Andersson, Huth & Wien Engineering AS (tidigare DE NEEF)
Dipl. Ing. Peter Borchardt, Borchardt Infosystem AB
Tekn. Dr. Thomas Dalmalm, Trafikverket

SAMMANFATTNING

Arbetet med att bygga totalt 9 km bergtunnel i Norra länken är i stort sett avklarade. En av utmaningarna var att passera det område utan bergtäckning som ligger söder om det gamla läget för Universitetets pendeltågstation. Här går bergtäckningen ner och jord skär in i tunnel-taket för en av bergtunnlarna – detta område kallades för ”Yxhugget”. För att kunna passera detta kritiska avsnitt i tunnelsystemet togs särskild hänsyn till potentiella svårigheter, både under projekteringen och vid optimering av konstruktionen inför och under själva drivningen.

Förstärkningen omfattade injekteringsbara stag som spilingskärm, gitterbågar som upplag och för omedelbar lastupptagning, samt konventionell förstärkning med fiberarmerad sprutbetong. Drivningsprocessen bestod av sonderingsborrning, borrning av injekteringsstag kombinerat med förinjektering, successivt berguttag med sprutbetongförstärkning i korta etapper, samt montering av gitterbågar. Genomslaget till ovanförliggande jordlager visade sig slutligen vara ca 40 m². Drivningen av tunneln utfördes med ett lyckat resultat och efter denna temporär-förstärkning är Yxhugget nu kompletterat med en permanent betongkonstruktion.

SUMMARY

The excavation of the in total 9 km long rock tunnels in the Northern link project is more or less finalized. One challenge was a stretch, not far south of the former location of the local train station “Universitetet”, with no rock cover, i.e. with soil within the profile of the rock tunnel – this area was called ”Yxhugget”. To be able to excavate the tunnel past this critical part, special attention was placed on potential difficulties, both in the planning phase of the project and in the optimization of the construction before and during the excavation process.

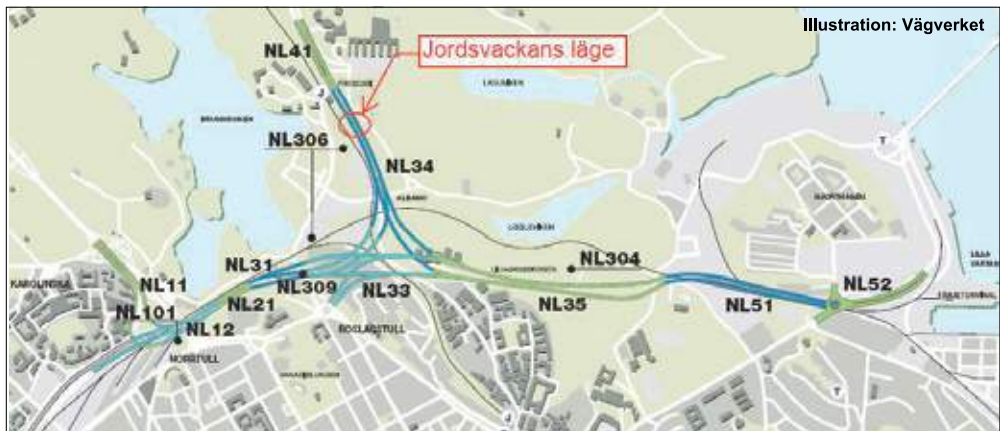
The reinforcement work included injection anchors installed as spiling, lattice girders as support and to resist direct load from the soil and rock above, as well as conventional rock reinforcement with sprayed fibre concrete. The excavation process was comprised of drilling of surveying holes, drilling and grouting of the injection anchors, short excavation steps with sprayed concrete applied gradually and installation of lattice girders. The area with soil in the roof was found to be approximately 40 m². The excavation of the tunnel was completed with a successful result and after this temporary reinforcement, the tunnel is now complemented with a permanent concrete construction.

1 INLEDNING

I dagsläget har samtliga Norra länkens bergtunnlar tagits ut. Projektet har stått inför många olika utmaningar, alltifrån det dagliga arbetet med att spränga ut tunnlar med spännvidder på mellan 3,5 och 31 m till de 6 passagerna av Tunnelbanans röda linje.

En av de största utmaningarna var passagen av en jordsvacka i Nationalstadsparken söder om det gamla läget för Universitetets pendeltågstation. På en ca 7 m sträcka saknades bergtäckning i sin helhet eller på en del av tunnelsektionen. Tunneln var på den aktuella sträckan ca 15 m bred och överlagrades av en tät bottenmorän.

Det aktuella området ligger i ramptunnel 414 på ca 0/815-0/800 inom entreprenaden NL 34. Projekteringen av den aktuella passagen utfördes av Sweco med underkonsulter – Borchardt Infosystem, Geoteknisk Spetsteknik och Nitro Consult – och entreprenaden för NL 34 drevs av Veidekke.



Figur 1. Översiktsbild över Norra länken-projektet, markering av området utan bergtäckning

Figure 1. Overview of the Northern Link project, with the area without rock cover marked out

När Norra länken stoppades 1997 fanns färdiga bygghandlingar framtagna. Yxhugget, som den jordsvacka som skär in i tunneltaket på en av bergtunnlarna kallas, upptäcktes genom de kompletterande undersökningar som gjordes vid den omprojektering som utfördes av Sweco under 2005. Avsaknaden av bergtäckning kom som en överraskning och ett omfattande arbete påbörjades för att bestämma en lämplig metod för att passera det aktuella området.

I normala fall skulle frysning från markytan ha varit det naturliga valet av metod. Vid Norra länken var det inte möjligt eftersom inga markstörande arbeten fick göras inom Nationalstadsparken. Frysning från tunneln, som i Hallandsås, bedömdes inte som en lämplig metod p.g.a. för stor tidsåtgång och platsbehov. Hur skulle passagen då lösas?

Denna artikel behandlar beräkningsprinciperna för den förstärkning som användes för att tillgodose kraven på en säker temporärkonstruktion, samt den drivningsprocess som krävdes för att kunna passera den aktuella sträckan.

2 PROJEKTERING

2.1 Geologiska och hydrogeologiska förhållanden

Efter upptäckten av den obefintliga bergtäckningen startade ett omfattande program för att undersöka jordlagret och bergets beskaffenheter. Det konstaterades efter geoteknisk provtagning och provpumpning att jordlagret närmast berget bestod av en finkornig tät bottenmorän, vilken troligen inte var vattenförande. Just vattenföringen bedömdes som en kritisk faktor, eftersom inrinnande jord i tunneln hade varit svårt att kontrollera och åtgärda.



Foto: Jonas Paulsson

Figur 2. Bergmassan och inträngning av morän i tunnelns hjässa

Figure 2. Rock mass and intrusion of moraine in the tunnel roof

Bergmassan i det aktuella området består främst av medel- till grovkornig röd granit med inslag av gnejs.

Bergmassans omvandlingsgrad visade sig vara kraftig mellan profil 0/806-0/796, vilket motsvarar den sprickzon som korsar tunnelröret. Zonen återfinns också i den angränsade tunneln; ramp-tunnel 413.

Sprickfrekvensen i området var generellt hög och det fanns bland annat rikligt med lera och klorit i sprickorna.

Vid undersökningarna fastslogs att i det aktuella området överlagras berget mestadels av friktionsmaterial med ca 16 m mäktighet. Berget bedömdes vara mycket uppsprucket i zonen kring tunneltaket. Grundvattennivån låg på nivå ± 0 , vilket motsvarar ca 8-9 m ovanför tunneltaket.

2.2 Projekteringsförutsättningar och parametrar

Tunnelarean är ca 130 m^2 ($B \sim 15 \text{ m}$ och $H \sim 9 \text{ m}$). Berget antogs vara mycket uppsprucket och av dålig kvalitet. Ovanliggande friktionsmaterial antogs ha en medelfast till fast lagring med lite kohesion med följande parametrar; $\phi = 35^\circ$ och $c = 5 \text{ kPa}$.

Hållfasthetsparametrarna för det sönderkrossade berget antogs motsvara en tektonisk skjuvzon med $c = 100 \text{ kPa}$ och $\phi = 40^\circ$. Stabiliteten av tunnelfronten kontrollerades med ovan nämnda antaganden. Beräkningen av tunnelns förstärkning i tvärled utfördes med full last för hela överlagringshöjden (ca 16 m) och en överlast av 15 kPa.

Inga dragspänningar kan överföras via sprickorna i berget. Detta innebär att sprickorna vidgas vid framdrift och att det sker en uppluckring av berget samt friktionsmaterialet vid tunnelns tak. Därför valdes för beräkningen av moment och normalkrafter för tunnelförstärkningen en

bäddmodul baserad på bergets/friktionsmaterialets elasticitetsmodul som är 20 MPa. Det antogs ingen bäddning vid tunneltaket.

Förhållandet K_0 mellan vertikalt och horisontellt jord- respektive bergtryck kan bestämmas endast med grov noggrannhet. En parameterstudie visar att momentet i tunneltaket ändras en del m.a.p. K_0 , medan ringkrafterna ändras ganska lite. $K_0 = 0.5$ användes här.

2.3 Tunnelförstärkning med spiling, gitterbågar och fiberarmerad sprutbetong

Att driva tunnlar i dåligt berg eller jord utförs enligt den s.k. sprutbetongmetoden (eller NATM), där tunnelns förstärkning vid framdrift utgörs av ett relativt sett tunt skal av sprutbetong med bågar samt förankringar. Filosofin för dimensionering av sådana tunnskaliga förstärkningar är baserade på teoretiska modeller som försöker att återge förstärkningskonstruktionens uppförande i verkligheten under tunneldrivningen.

Jordens respektive bergets egenskaper, samt tunnelns djupläge och geometri, påverkar lasterna på konstruktionen, men tunnelförstärkningens bärförmåga bestäms även genom valvbildning i den omgivande undergrunden.

Själva beräkningsmetoden och dess noggrannhet är inte avgörande för resultatet. Det som är utslagsgivande är tolkningen och antagandena av bergets respektive jordens hållfasthetsparametrar längs tunnelsträckan. Det är som regel mycket nyttigt att analysera variationen av parametrarna med hjälp av enkla beräkningsmetoder innan verifiering utförs med t.ex. en FEM-analys (Kirkebø, 2008).

Målet med vår dimensioneringsfilosofi är att analysera följande frågeställningar:

- Hur påverkar valet av beräkningsmetod och parametrar konstruktionens snittkrafter?
- Vilken säkerhet kan förväntas vid olika kombinationer av ogynnsamma förhållanden?
- Kan tunneldrivningen genomföras på ett praktiskt, tryggt och ekonomiskt sätt?

För dimensionering av tunnelns temporära förstärkning utförs beräkningar i två separata delar, nämligen först i tunnelns tvärled och sedan i tunnelns längsled.

2.3.1 Designfilosofi för förstärkning i tunnelns tvärled

Som beräkningsmodell valdes att arbeta med delkontinuumsmodell med vidhäftning av sprutbetongen mot undergrunden. Därmed var det viktigt att det fanns en genomarbetad plan för tätning av friktionsmaterialet och berget ovanför tunneltaket genom injektering, om vatten hade påträffats under drivningen.

Förstärkningens snittkrafter beräknades med hjälp av diagram (Ahrens *et al.*, 1982). Dessa diagram har tagits fram baserat på resultat från analytiska och numeriska beräkningsmetoder för olika modeller och tunnelsektioner, samt olika geologiska förhållanden. Följande ingångsvärden gäller:

Belastningsparametrar

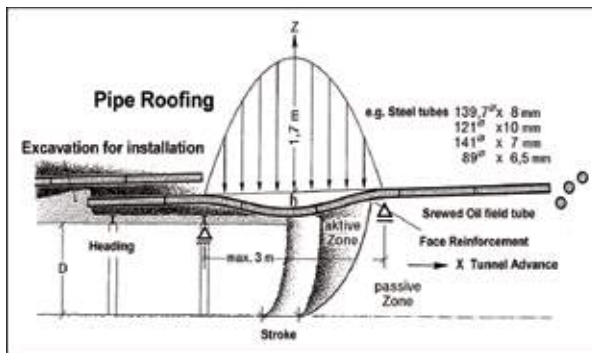
Det primära spänningstillståndet i jorden bestäms av tunnelns läge under markytan. Vertikal primärspänning i en homogen undergrund ger ett vertikalt jordtryck på tunneln med $p_v = \gamma \cdot h$, medan det horisontala jordtrycket beräknas till $p_h = K_0 \cdot p_v$.

Gitterbågens funktion som armering i betongen ökar även knäcksäkerheten hos skalet av sprutbetong.

Sprutbetongens tjocklek dimensioneras baserat på beräknad normalkraft och moment. Tunnelförstärkningen med skalet av sprutbetong, där gitterbågen kompletterar armeringen, får sin fullständiga bärlighet allteftersom sprutbetongens hållfasthet ökar. I dimensioneringen beräknas den minsta möjliga betonghållfastheten och den tid som krävs för att tunnelförstärkningen ska uppnå tillräcklig bärlighet för att driva vidare.

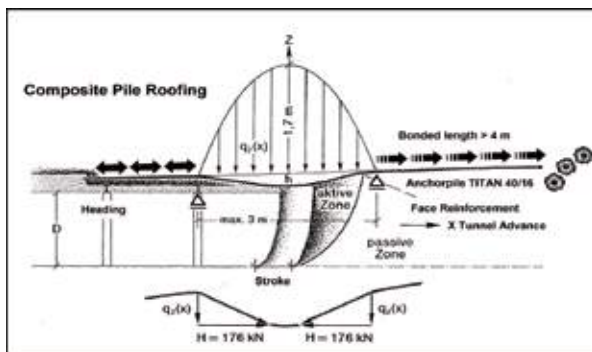
2.3.2 Designfilosofi för tunnels förstärkning i längsled

Den mest vanliga förstärkningsmetoden vid tunneldrivning i berg med låg kvalitet är systembultning, sprutbetong och injektering. Vid förekomst av lösmassor kan rörskärmar anordnas, bestående av betongfyllda stålrör eller jetpelare – Pipe Roofing. Dimensioneringsfilosofin är att öppningen vid drivning och tunnelfrontens stabilitet säkras med en skärm av rör, som dimensioneras för moment och tvärkraft för ovanliggande belastning och erforderlig spännvidd.



Figur 4a. Princip rörskärm (Ischebeck, 2005)

Figure 4a. Principle pipe roofing (Ischebeck, 2005)



Figur 4b. Princip injekterad spilingskärm (Ischebeck, 2005)

Figure 4b. Principle composite pile roofing (Ischebeck, 2005)

För rörskärmar skall hänsyn tas till koncentrerade upplagskrafter, såväl i skalet i bakkant som en bit framför tunnelfronten. Spännvidden utgörs av framdriftens etapplängd och storleken av den aktiva zonen vid tunnelfronten.

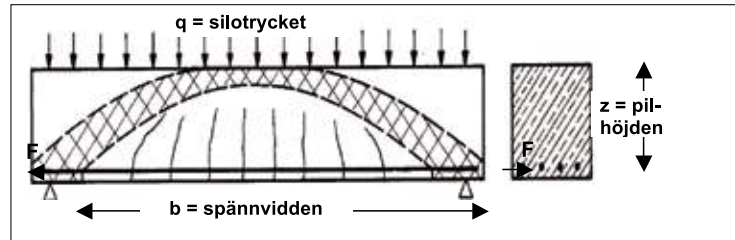
Med tanke på de koncentrerade krafterna på underlaget från rörskärmens upplag är det mycket svårt att bedöma utbredningen av den aktiva zonen.

Vid användning av borrade och injekterade dragstag som spilingskärm – s.k. Composite Pile Roofing – kan en systematisk uppbyggnad av skärmar till en armerad jordbalk åstadkommas, där dragspänningar tas upp av de injekterade spilingsbultarna.

Dragkrafterna överförs till den insprutade gitterbågen inne i tunneln och framför tunnelfronten genom ”fastinjektering” av stagen i undergrunden. Detta ger en betydligt större säkerhet vid bedömningen av spännvidden.

Tunnelfrontens stabilitet kan även kontrolleras genom vanlig stabilitetsberäkning för jordspikning, vilket ger en verifikation av den valda spännvidden. Vid framdriften utbildas ett naturligt valv i tunnelns längsriktning (se figur 5), med en pilhöjd $z \geq$ spännvidden $b/8$ enligt Prof. Lunardi (Ischebeck, 2005) och med ett dragband mellan upplagen. Dimensioneringen av dragbandet motsvarar således spilingbultarnas kapacitet och beräknas enligt:

$$F = q \cdot b^2 / 8/z$$



Figur 5. Beräkningsmodell i längsled – draglast i spilingbultarna

Figure 5. Calculation model in length direction – tension load in spiling bolts

Bestämning av spilingbultens erforderliga dragkraft kan även utföras i princip som en armerad ”betongbalk”, i fallet Yxhugget som en dubbelarmerad balk. Dimensioneringen utfördes med hänsyn till de stora skillnaderna mellan jordens/bergets respektive stålets E-modul. I dimensioneringen ingår undergrundens hållfasthet. Genom injektering under borrhningen samt efterpressningen av injekteringsstagen ökas undergrundens hållfasthet.

3 UTFÖRANDE OCH ÄNDRINGAR

3.1 Förberedelser

Innan drivningen av den aktuella sträckan påbörjades samlades beställare, entreprenör samt projektör vid ett flertal möten för att diskutera och gå igenom de olika momenten i de förberedande arbetena samt de arbeten som skulle genomföras under drivningen. Det var viktigt att ta fram ett produktionsanpassat drivningsförfarande för att få en genomförbar och säker konstruktion.

Under dessa möten beslutades bland annat om ytterligare undersökningar av det aktuella området. Efter utökade undersökningar anpassades det framtagna drivningsförfarandet. Den vakuumsugning, portycksmätning samt keminjektering som man planerat för, togs inte med eftersom bottenmoränen efter dessa undersökningar inte längre befarades vara vattenförande.

För kompletterande information om bergmassan användes MWD-data från injekterings-skärmarna istället för data från ett planerat kärnborrhål. Många injekteringshål med analyserad MWD-information var i detta fall att föredra jämfört med informationen från ett kärnborrhål.

Även drivningsriktningen ändrades, istället för att driva en pilot söderifrån genom området för att sedan strossa ut berget norrifrån beslutades att drivningen helt kunde utföras söderifrån. Denna förändring gav en mer rationell drivning med bättre arbetsmiljö, samt att tunneln skulle vara färdiginjekterad utmed hela drivningen. Tunnelarean kunde alltså tas ut i sin helhet, men eftersom entreprenören redan hunnit driva en pilot från längdmätning 0/815 till 0/804 fick resterande berg fram till 0/804 tas ut med strossning.

3.2 Drivningsförfarande

Drivningsförfarandet började med att en 1,5 m lång salva borrades och sköts ut. I samband med att en salva skulle skjutas fanns det alltid fiberarmerad sprutbetong att tillgå i händelse av att området akut skulle behöva förstärkas. Efter att ett moduleringslager med sprutbetong applicerats installerades gitterbågen. Gitterbågarna installerades efter varje salva med ett inbördes avstånd på 1,5 m.

För att säkerställa att gitterbågarna inte skulle röra sig under borrhningen av de injekteringsbara stagen, förankrades gitterbågarna i väggen med bultar och sprutbetong före borrhningen.



Foto: Roland Ekenberg

Figur 6. Injekteringsbara stag och gitterbågar, i nedre delen av fotot syns pilottunneln vidare

Figure 6. Injection anchors and lattice girders, the pilot tunnel ahead in the lower part of the photo

De injekteringsbara stagen installerades från anfang till anfang i varannan gitterbåge, i längder från 9-25 m. Proceduren med att installera stagen började med att vartannat stag installerades. När injekteringen för dessa stag var utförd, installerades resterande spiling vid samma läge.

Stagförtätning utfördes mellan de stag där jord påträffats. Efter att samtliga stag installerats, var c/c mellan stagen 400 mm där de passerade genom jord och 800 mm där de i sin helhet var borrarde i berg. Om jord inte påträffats efter 9 m avbröts borrhningen.

Stagens maximala längd varierade beroende på ifrån vilken sektion stagen installerades. För de stag som träffade på jord fanns två längdkriterier; de fyra sista metrarna skulle vara i fast berg, men om detta inte uppnåddes borrarde staget ytterligare 2 m så att 6 m av staget var placerat i jord, varefter borrhningen avslutades. Ansvaret för att dokumentera var jord/berg påträffades låg hos borroperatören.

Efter att stagen hade installerats försågs de i hålöppningen med en plugg med skvallerrör för att säkerställa att injekteringsbruket skulle täcka hela staget. Till slut injekterades stagen med vct 0,5. Stoppkriterierna sattes till 1,5 MPa eller 700 liter/hål.

Före vidare drivning, förankrades samtliga stag i gitterbågen och förstärkningen sprutades in innan påföljande 1,5 m salva togs ut.

Utöver funktionen som spiling bidrog även injekteringsstagen som sonderingsbörning och gav en god bild över utbredningen av svackan (se figur 7).

Bland annat användes data från stagborrningen för att stämma av jordsvackans form och optimera förstärkningen samt berguttagsförfarandet.

Sprutbetongen applicerades enligt en noga framtagen trappstegsprincip, se entreprenörens skiss i figur 8.

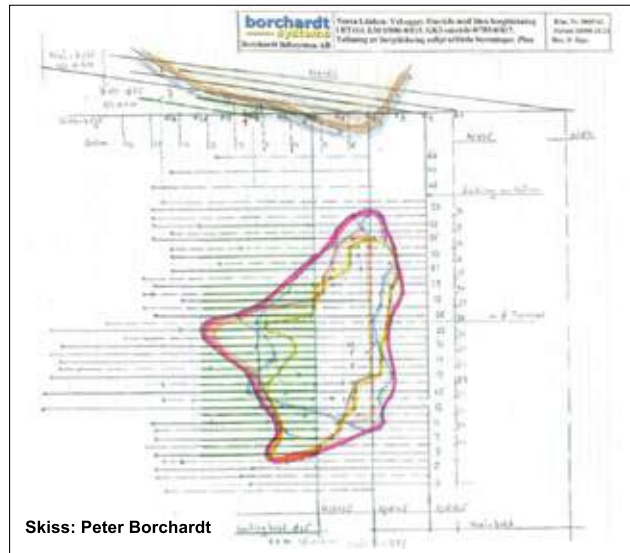
När drivningen passerat området där jordsvackan kommit in i tunneltaket frångicks originalkonceptet med injekteringsbara spilingstag. Istället installerades vanliga 6 m kamstål Ø 25.

Även det korta salvdjupet frångicks delvis för att kunna få plats med ytterligare gitterbågar, samt genom detta effektivisera tunneldrivningen.

Som beslutsunderlag för dessa ändringar i proceduren användes bland annat data från borrningen av injekteringsstagen samt MWD-data.

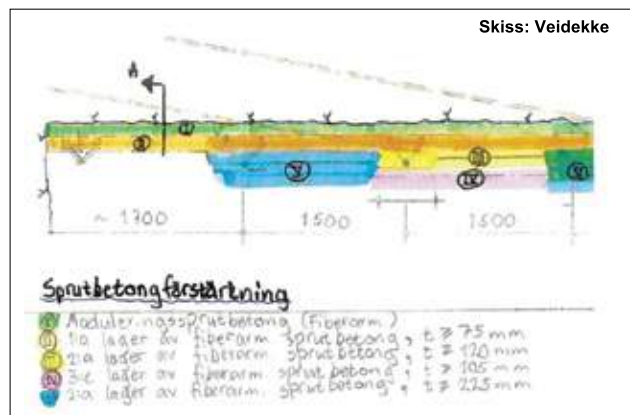
Under drivningen påträffades jorden först i pilottunneln, då ett mindre block följde med vid salvuttaket. Eftersom salvdjupet var begränsat till 1,5 m och förstärkningen var utförd (både sprutbetong, injekteringsbara stag samt gitterbågen) var det inga svårigheter att driva tunneln framåt. Jorden som, i enlighet med projekteringen, visade sig bestå av en siltig-sandig bottenmorän, var stabil (se figur 9).

De relativt begränsade farhågor man haft om att en större mängd flytjord skulle kunna rinna in i tunneln besannades aldrig. Inte heller de farhågor man haft i tidigt skede av projektet, om hög vattenförekomst i jorden, besannades.



Figur 7. Utbredning av jordsvacka, tolkad från stagborrning

Figure 7. Extension of soil in the roof, interpreted from drilling



Figur 8. Trappstegsprincip för applicering av sprutbetong

Figure 8. Stepwise application of sprayed concrete

För att övervaka eventuella rörelser installerades en sektion med konvergenzmätning i det parti där mest jord fanns i taket. Denna visade dock inga oförutsedda rörelser.



Figur 9. Insprutade gitterbågar, spiling och inträngning av morän i tunnelns hjassa

Figure 9. Shotcreted lattice girders, spiling and intrusion of moraine in the roof of the tunnel

4 SLUTSATSER

Efter ett omfattande och tidskrävande arbete med både förberedande arbeten samt utförande av det produktionsanpassade drivningsförfarandet, kunde tunnelavsnittet utan bergtäckning i NL 34 passeras med ett lyckat resultat. Så här efterhand går det att konstatera att bedömningen om att bottenmoränen var tät och inte vattenförande var riktig. Den totala arean i tunneltaket med genomslag till jord blev till slut ca 40 m². Den valda metoden med spiling, gitterbågar och sprutbetong för att utföra drivning av tunnel under dessa förhållanden är en god lösning. Om istället bottenmoränen hade varit vattenförande hade den behövt stabiliseras, innan drivning med beskriven metod kunnat utföras.

Bland fördelarna med systemet måste nämnas att användning av gitterbågar ger en god arbetsmiljö. Monteringen av gitterbågen går snabbt och ger direkt en säkring för arbetande personal. Vidare är en spilingsskärm av borrade och injekterade stag mer flexibel än en rörskärmsspiling. Den kräver betydligt mindre riggplats och en väl utförd injektering med efterpressning genom injekteringsstagen stabiliserar jorden och ger god täthet. Metoden kan med fördel användas även i områden där det visserligen finns bergtäckning, men denna är så liten att valvverkan inte kan räknas med.

REFERENSER

- Dr.-Ing. Signe Kirkebø (2008): 3D-analyser. Tunnel under Akersgata, Oslo. Bergmekanikk-dagen, Oslo.
- H. Ahrens, Dr.-Ing. E. Lindner, Dr.- Ing. K.-H. Lux (1982): Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)". Die Bautechnik 8/1982.
- H. Duddeck (1972): Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten. Bauingenieur 1972. Heft 2.
- Dipl.-Ing. E.F. Ischebeck (2005): New approaches in Tunneling with Composite Canopies TITAN, Summerschool Innsbruck 2005.

Rensk fra helikopter og klatrelag ved Oppdølsstranda.

Mountain clearing using rope scaling teams and helicopter sledge in Oppdølsstranda.

Siv.ing Tore Humstad, Statens Vegvesen Vegdirektoratet
Arbeids leder Bent Bones Olsen, Betongrenovering Drift As

Sammendrag

Fjell rensk med metodene benyttet i Oppdølsstranda ved Sunndalsøra, Møre og Romsdal, er meget spektakulære og gjør inntrykk både på oss som henger der og tilskuere.

Det var ingen uønskede hendelser i oppdraget!

Kartlegging og planer for og av fjellsiden er utført av Statens Vegvesen and konsulent firma Multiconsult.

Oppdølsstranda har i alle år vært en problemstrekning med hyppige steinskred, flomskred, snøskred og enkelt steinsprang.

Det har vært montert flere fanggjerdar for stein skred opp gjennom årene, et av dem er et av Norges kraftigste, høyeste og lengste fang gjerde.

For å få til et sikrings oppdrag med rensk fra tau med helikopter transport og helikopter rensk med slegge er det mye som skal stemme; vær, lokalitet for landing av tau lagene i fjellet, innflyging av utstyr for sprenging og rensk av lokaliteten, ulykkes beredskap og sikkerhet til mannskaper.

Fremdrift og sikker utførelse av denne type arbeider betinger god planlegging og god kreativitet fra både tiltakshaver og entreprenør.

Foredraget vil belyse hvordan sikrings entreprenør jobber etter å ha fått oppdraget.

Summary

Clearing of mountain with the methods used in Oppdølsstranda, near the small town Sunndalsøra in the county of Møre and Romsdal, is real spectacular and make impression, on both us who is hanging in the ropes, and for the spectator.

There were no undesirable happenings in the scaling work or in the helicopter sledge operation.

Mapping and plans for the mountain site was done by Statens Vegvesen and consultant company Multiconsult.

Oppdølsstranda has for many years been a problem with many stone slides, flood slides, avalanches and rock fall.

It has been mounted several rock fall barriers to prevent rock fall hitting the road, among these is one of the biggest rock fall barriers in Norway.

To make a rope scaling and a helicopter sledge hammer mission like this successful, there is a lot of things that should turn out right; weather, locations to land scaling workers in the steep mountain, flying in equipment for blasting and tools for cleaning, plans in case of an accident and safety in general for the workers.

Progress and safe execution of this type of scaling work is made by good planning and creativeness from both contractor and entrepreneur.

This lecture will show a small part of how the entrepreneur works in the mountain after the contract is signed.

Innledning

Multiconsult har gjennom sitt oppdrag for Statens vegvesen identifisert ustabile fjellpartier, og anbefalt risikoreduserende tiltak, primært bestående av skredsikring i form av rensk og montering av fanggjerdar.

Gjeldende foredrag vil belyse litt av hvordan sikrings entreprenør gjennomførte strakstiltakene som ble utpekt av geolog.

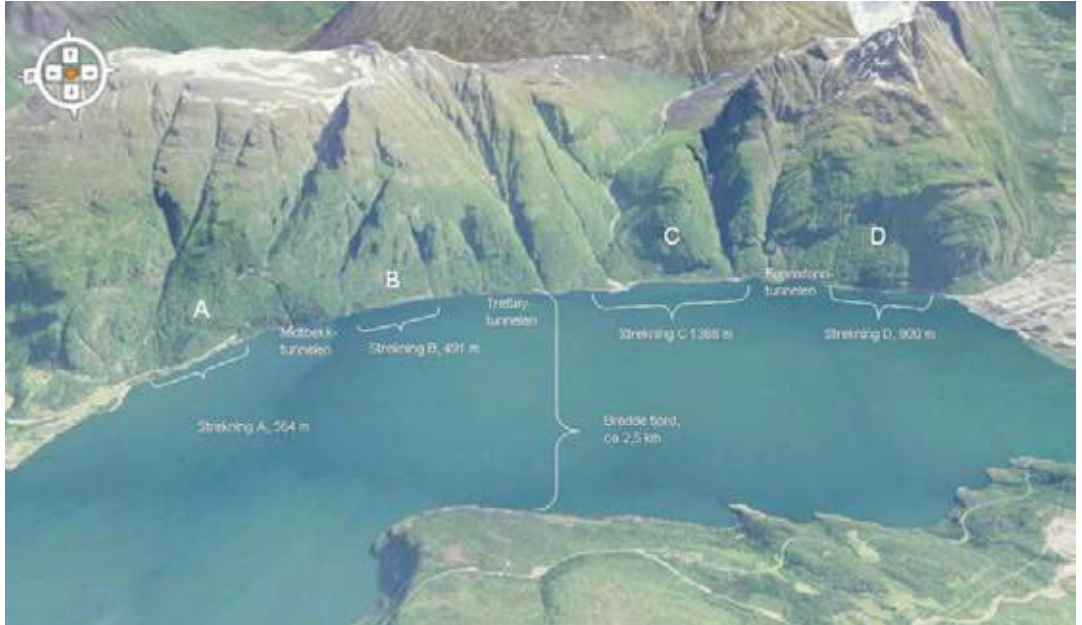
Gjennomføringen av skredsikringstiltakene ble utført høsten 2009 og er administrert av Statens vegvesen.

Det har tidligere vært holdt foredrag på fjellsprennings konferanse i 2009 av siv.ing Tore Humstad angående Oppdølsstranda.

I flere av hendelsene for vårt selskap, har det vært akutt hjelp i fjellet for å renske etter naturlige skred – vårt firma har vært rett ved og bare timer unna, med klatrelag og alt utstyr tilgjengelig for å få inspisert og rensket etter skred og steinsprang.

Et av våre klatrelag var på tur til en annen lokalitet i sør Tr.lag da vi fikk telefon om vi hadde disponibelt mannskap for en hastejobb i Oppdølsstranda. Vi fikk utsatt den andre jobben og var på Sunndalsøra bare to timer etterpå med fullt mannskap og utstyr for å dra hvor langt som helst til fjells.

RISIKOVURDERING – OPPDRAGSBESKRIVELSE



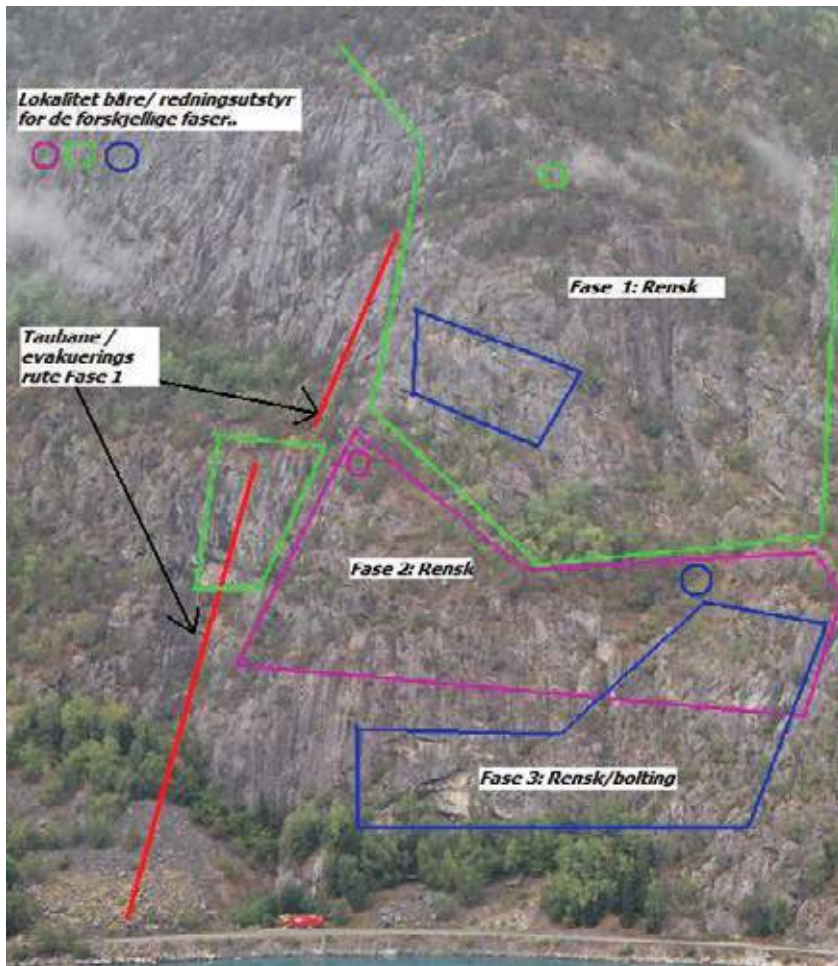
Figur 1

Første oppgaven gikk i å befare siste skredområdet og renske ned skred løpet i tilfelle det lå igjen stein etter siste skredet.

Vi fikk to hovedområder å jobbe med - område D og område C, 5 pkt - ble definert som strakstiltak etter alle hendelsene som hadde vært i 2008 og 2009. Strakstiltak nr 6 – helikopter slegge rensk – kom etter en befaring over slipp området som var etter skredet i 2008.

Når et av våre klatrelag omsider går i gang med et oppdrag i høyder som på Oppdølsstranda så er planene klare!

Det er dyr kjøpt erfaring gjennom mange år å vite hvordan vi skal lykkes med et oppdrag og ikke minst lykkes med et redningsoppdrag i tilfelle uhellet er ute!



Figur 2

Ut- drag fra vedlegg til sikker jobb analyse og beredskapsplaner for et oppdrag i høyden.

De 5 (fem) punkter som vi var engasjert for å renske ned i rekkefølge:



Figur 3
Strakstiltak pkt D2 – 1

Vanskelige landingsforhold på dette punktet! Vi måtte settes av i terrenget nedenfor punktet og lage klatre rute rundt og opp på dette punktet.

Blokken var større enn de 20m³ som var oppgitt i risikovurderingen. Dette er ikke noen overraskelse. Å klare å bedømme størrelsen på et objekt fra helikopter er “nesten en umulighet” hvis man ikke har noe sikkert å sammenligne med. Vi har i en rekke tilfeller sett dette “fenomenet”.

De to neste figurene viser en antatt 10m³ blokk befart fra helikopter og faktisk størrelse med en mann oppå som sammenligning – nærmere 50 m³ kanskje mye mer!

Blokken ble vurdert til å presses ned – men dette ble fort omgjort da vi så den faktiske størrelsen. Å sende en lokk som dette i “hel størrelse” ned fjellsiden ville rive med seg og knuse alt på sin vei – og det var ifra dette punkt raset i 2009 rev av kraftlinjen og satte fyr på “halve Oppdølsstranda”.

Det ble bestemt sprengning etter vårt forslag. Ingen borehull – vi ønsket å lade i bak sleppen – hardt – for å dra nytte av naturlig oppsprekking i blokken og knuse denne med trykket av eksplosjonen. Etter en del jobbing med å få rengjort sleppen fikk vi -

strategisk plassert 25kg dynamitt og fyrte av. Dette gikk helt etter planen og veien 400m lenger ned kunne rengjøres med kost.



Bilde 4 Stor løs blokk i øvre del av elveløp.



Figur 5

Faktisk størrelse med en mann som sammenligning oppå.



Figur 6

Strakstiltak punkt C5 – 4

Området var et av de vanskeligste tilgjengelige. Dette punktet lå ca 40 m under kanten og for å lade dette punktet var vi nødt til å henge en del i overhendet til venstre for dette og på kanten under. Vanskelig punkt å skyte ned – men vi fikk rent bord her også.



Figur 7

Glad gutt med “kinaputt” ☺



Figur 8

Klatrere på punkt C5 – 4



Figur 9

Punkt C5-4 blir skutt ned.

En del stein traff veien i denne salven, men stort sett tok uren under fjellet opp mye av steinen som kom ned – dette gjelder stort sett alle salvene vi trykket av på strakstiltakene.

Vi lader hardt i.o.m at vi ikke boret noen hull for salvene. Mye gass går ut i luft og bryter lite fjell – “mye skrik og lite ull” – sa han som prøvde å klippe grisen.

Det smeller KRAFTIG over hele Sunndalsøra og klirret vist nok i skapene helt over på andre siden av fjorden.

Som Bjørnar i Dyno sa til oss en gang i verden – “dere i Betongrenovering Drift kan ingen ting om hvordan dynamitt benyttes”! “Den skal virke INNI fjellet – det er hva jeg kan og er vant med når det gjelder dynamitt, men du verden dere får den til å virke utenpå også!!” ☺

Og virker gjør den, men det og ladde en salve på denne måten krever rimelig mye forarbeid i å grave fram slepper, lage adkomst bak blokker etc.

Vi taper ofte sammen dynamitten og lager spesial pakker a la “Donald Duck” bomber, flate, runde og avlange for at de skal passe i sleppene og få dynamitten lengst mulig ned bak blokken(e).



Figur 10

Strakstiltak punkt C6 – 4

Dette punktet ble nedprioritert etter å ha sett på landingsforhold og tilkomst, samt alle dagene det ville tatt klatrelaget å komme seg i posisjon for selve punktet. Det var en meget rufsete fjellside over oss som ville krevd flere dager med sikrings rensk med mange taulengder for mannskaper å gå over før vi kunne begynt å jobbe med selve punktet.

Klatrerens sikkerhet må gå først og i samarbeid med geologen ble vi enige om å bruke resursene annerledes iom at dette punktet ikke var av de mest kritiske.



Figur 11

Strakstiltak punkt C5 – 1

Dette punktet krevde også sin tid å komme til – vi benyttet samme landingsplass som pkt C5 – 4 og gikk i **særdeles** ulendt terreng for å finne en ned firsings rute.

Vi måtte flere ganger “spotte” ned på veien og få våre mannskaper der nede til å lokalisere oss for å gi oss referanse om hvor vi var i forhold til neste punkt.

Jeg sammenligner det å gå fram på kanten over Rv.70 i Oppdølsstranda som dere ser i filmer fra Amazonas jungelen – der de springer gjennom jungelen – og **plutselig** er det en avgrunn under dem i form av et stup. Det kribler godt i magen!

Endelig framme over et punkt etablerer vi en rigg plass der vi hugger ned vegetasjon for at helikopteret skal se oss og kunne fly inn utstyr i big bags. Det er på flere plasser utrolig tett vegetasjon.

Vi etablerer taufester for hver person og sjekker hverandres innfestninger! Kameratsjekk er viktig i et lag som dette – der vi planlegger en rappell og rappellerer etter planen – for å bruke et dykker uttrykk.

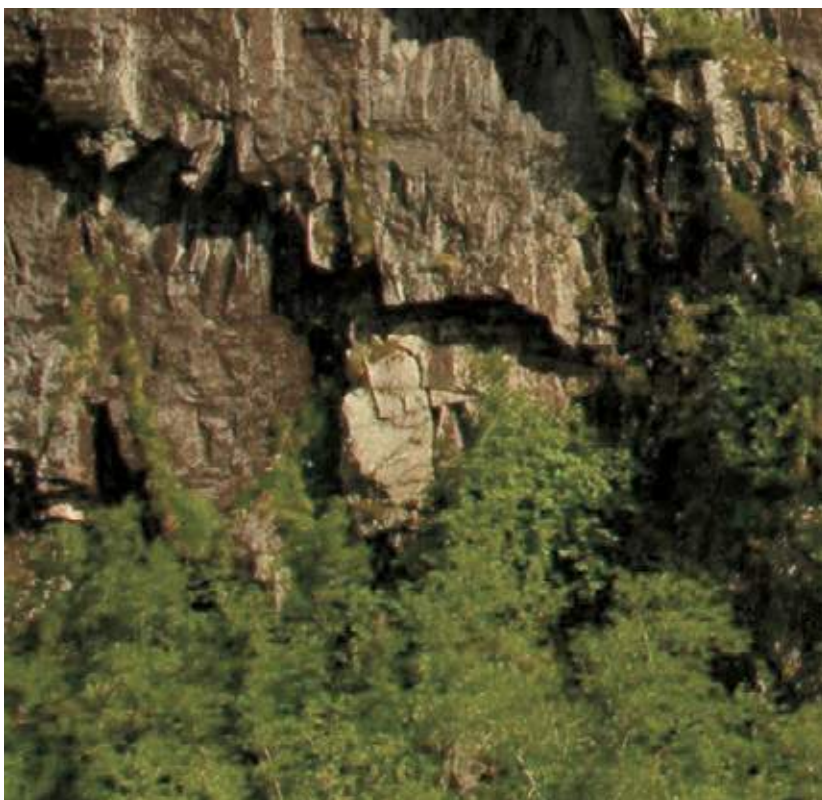


Figur 12

Når vi endelig fant fram var det en stor perfekt bak sleppe som ventet på oss. Ingen problem med lading på dette punktet.



Figur 13



Figur 14

Strakstiltak pkt C6 - 1

Punktet hadde en særdeles vanskelig adkomst. Her måtte vi også gjøre sikrings arbeider ved hjelp av spett rensk i et rimelig bredt område over blokken.

Lange taulengder på bortimot 150m fra kanten (tre taulengder) x 2 pr mann sier litt om utstyrs behov for å komme til i de verste partiene.

I tillegg har vi rednings utstyr i form av bære og min 200m tau på toppen for å kunne assistere en kollega om han blir skadet.

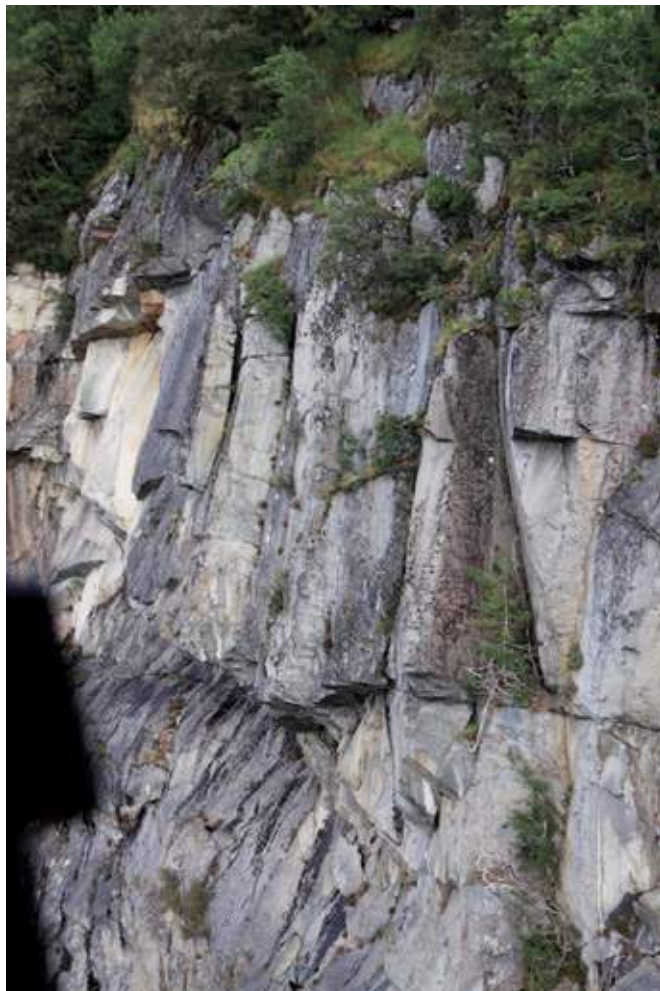
Når vi var ferdige ovenfra rigget vi om og klatret rundt og oppå blokken – nedenfra - for å ladde bak denne.

Det var mer rasjonelt å komme til nedenfra med dynamitt etc og det var bedre dekning når vi skyter.

Når strakstiltakene var ferdige – og vi fløy siste turen ned fra fjellet svingte vi over fjellsiden som vi skulle jobbe under for å montere rad 2 med fang gjerde under - utløsnings sted for skredet i 2008.

Vi lokaliserte straks en blokk ingen av oss kunne tenke oss å jobbe under i mange lange uker! Blokken var ikke beskrevet i risiko vurderingen og ble ønsket fjernet av entreprenøren før arbeidene med fang gjerdet ble påbegynt.

Ivar Hol var ikke motvillig – operasjonen satte ikke mannskaper i fare, skulle ikke ta alt for mye mer enn en dag alt i alt og vi kunne fortsette jobben med gjerdet så fort som overhodet mulig – veien var stengt og folk begynte å bli kraftig utålmodig i distriktene rundt om.



Figur 15
Blokk i profil mot utløsnings sted for skredet i 2008



Figur 16

Ekstra straks tiltak punkt (helikopter slegge rensk)

Tilkomsten til denne blokken var helt så å si helt umulig for et klatrelag. Terrenget rundt er som en urskog å betrakte og landing med helikopter over eller i nærheten var ikke forsvarlig i det hele tatt – dette sett i forhold til flere “tøffe bush landinger” på de andre strakstiltakene!

Det ble vurdert vinsjing av en mann ned fra helikopter for å rydde en landingsplass med motorsag – men veldig få sivile i Norge har kurs på vinsjing – og den eneste vinsj riggen for sivilt helikopter lå på Svalbard.

Vi spurte da Airlift om et prosjekt de hadde hatt for mange år tilbake om en “dregg” som de kunne dra på steiner/blokker med på svaberg med helikopter.

Piloten kunne da fortelle om en slegge på 1800Kg som vi kunne henge under super Puma – to motors helikopter!

“Gode råd er dyre” – bokstavelig talt i dette scenarioet –

Statens Vegvesen v/Ivar Hol ble kontaktet for å forklare situasjonen og få trygget området og komme i gang med arbeidene med fang gjerdet.

Det var litt av en logistikk operasjon å få alt på plass for operasjon “slegge rensk med helikopter”.

I tillegg skulle det meste foreviges ved hjelp av et helikopter til!

Hele dette apparatet trenger fuel og utstyr samt sleggen som tok sin plass.

Når helikoptrene var i lufta var spenningen til å ta og føle på!

Ville vi klare å slå ned den løse klippen eller ville vi gjøre vondt verre og bruke flere dager på å rigge til et klatrelag oppe i fjellet?

Til å begynne med så det dårlig ut – men når piloten omsider fikk kontroll på svingen i kulen var det en kjempesuksess! (se film under foredraget)

Vi ble så modige at vi hadde en til klippe på lur og vi forsøkte å være i nærheten av denne også med slegga – men trakk oss unna da klippen hadde for mye støtte i terrenget rundt og vi så at den ikke ville rikke seg ved hjelp av slegga.

Vi ble enige om å gi oss i tide – før vi laget denne blokka ustabil.

Fanggjerdet som ble montert i 2008 – 3000Kj – fikk et maks energi treff – der alle bremsene var gått helt ut!



Figur 17

Etter dette treffet i 3000kJ fang gjerdet ble det montert et gjerde på 5000kJ på oversiden av 3000kJ gjerdet.

Dimensjonene på 5000kJ gjerdet er formidable og i test rapporten er det oppgitt at fang gjerdet stoppet 13531 Kg med en fart på 28.03 m/s og gir en energi på 5315kJ.



Figur 18
5000kJ gjerdet – en av stolpene under monteringen.

Dette nye gjerdet har pr dags dato ikke fått noen treff.

Nå er tunellen på Rv 70 Oppdølsstranda påbegynt for å få bort nok en risiko strekning på Norges veier – Betongrenovering Drift As takker for oppdraget og ønsker Statens Vegvesen lykke til med byggingen av tunellen!

Referanser:

- (1) Moen, Kjetil (MULTICONCONSULT AS); Rapport 119654-1 "Risikovurdering av rv. 70 forbi Oppdølsstranda, ingeniør geologisk rapport", 17.07.09.
- (2) Humstad, Tore (Statens Vegvesen); "Rv 70 Forbi Oppdølsstranda – Skredhendelser, Risikovurdering, Sikringstiltak"
- (3) Kestutis Kaupas (Betongrenovering Drift As) Foto; Figur 9, 10, 11 og 12.

Sivilingeniør Vidar Gjelsvik, NGI
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

E6 Trondheim – Stjørdal, Parsell Trondheim, Dagsone Vest

BYGGEGROP MØLLENBERG. LØSNINGER OG UTFORDRINGER.

Deep excavation at Møllenberg. Technical solutions and challenges.

Sivilingeniør Torgeir Haugen, NCC Construction AS

SAMMENDRAG

I Trondheim bygger Statens vegvesen ny del av E6 Trondheim - Stjørdal. Vestre del av dette prosjektet er en løsmassetunnel i betong gjennom leire og kvikkleire ved Møllenberg. Denne utføres av NCC Construction AS som en totalentreprise. Valgt byggegrop-løsning er basert på tradisjonell svevende spunt avsluttet i leire, og rørsput boret ned i berg. Mellom spuntveggene er all bløt leire og kvikkleire stabilisert ved innblanding av kalk og sement til godt under utgravingsnivå. Spuntveggene er avstivet innvendig med stålrør. Hovedutfordringene er knyttet til installasjon av rørsput i kvikkleire og ned i berg, kalksement-stabiliseringen, anleggstekniske løsninger på grunn av nærheten og hensynet til sårbar bebyggelse, vegger og jernbane, tetting for å begrense poretryksreduksjoner, samt dimensjonering av selve byggegrop-konstruksjonen for å tilfredsstille kravene til stivhet/deformasjoner. Utviklet design-grunnlag for de innvendige stiverne ivaretar hensynet til temperatur-effekter på stålet.

SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administration is building a new main road northbound from the city of Trondheim. NCC Construction AS is building a 300 m long cut and cover tunnel in the western part of the project-area close to railway, roads and existing buildings. Sheet pile walls are used to establish a deep excavation for the concrete tunnel. The soil conditions consist of marine deposits with quick clay in the deepest zone of the excavation. The quick clay has been 100% stabilized within the excavation area, both to strengthen the soil and to make the excavation by normal equipment possible. The sheet pile walls in the quick clay area consists of steel pipes connected with interlocks. The pipes were vibrated down to bedrock and then drilled 1,2 m into bedrock. The maximum excavation depth in the quick clay is about 18 m, and the sheet pile walls are supported by up to 5 levels of steel pipe struts. Temperature – effects on the struts are taken in to account in the design.

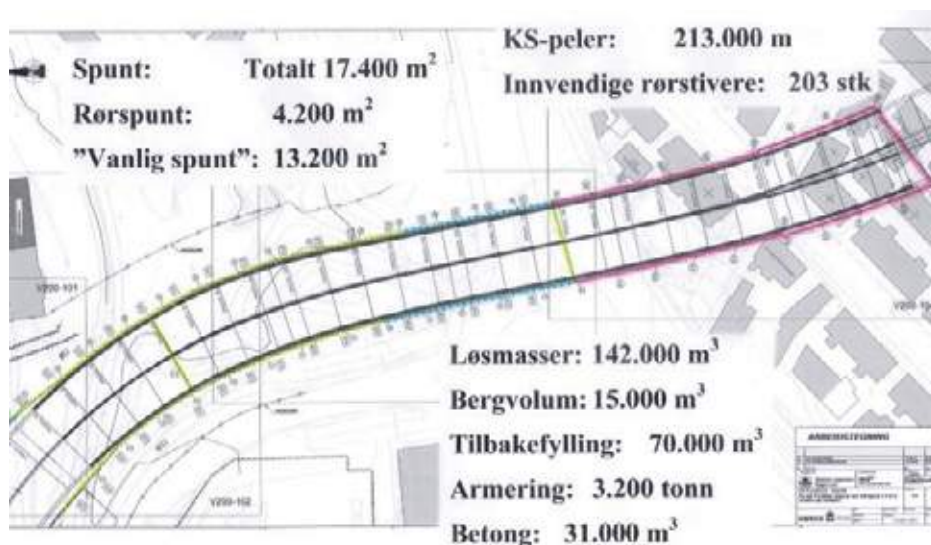
INNLEDNING

Byggingen av løsmassetunnel ved Møllenberg har vært ansett som meget komplisert på grunn av vanskelige grunnforhold med kvikkleire. Vegtrasé og byggegrop-løsninger har vært vurdert i flere omganger og av mange parter, og har dermed vært gjenstand for mye fokus fra det geotekniske fagmiljøet i Norge, fra Statens vegvesen som byggherre, fra byens myndigheter og berørte naboer. Det henvises til eget foredrag av sivilingeniør Anders Beitnes, Faveo / Statens vegvesen, som omtaler prosjektet mer generelt.

Statens vegvesen Region Midt har engasjert NCC Construction AS for å bygge løsmasse-tunnelen. Denne artikkelen beskriver de geotekniske / konstruktive elementene i valgt byggegrep-løsning, med tilhørende spesielle utfordringer. Videre deles en del erfaringer fra byggegrep-arbeidene, etter at vi nå har kommet så langt at 5 av 6 stivernivåer er etablert, og det er oppnådd en utgravingsdybde på ca 17 m. Byggegropa er "overvåket" trinn for trinn gjennom en omfattende tilstandskontroll, dvs måling av deformasjoner og laster i byggegrep og av poretrykk og setninger utenfor. Arbeidene følges opp kontinuerlig, og partene samles til regelmessige geoteknikk-møter annenhver uke. Lengst sør er løsmassene pr idag ferdig utgravd, og arbeider med bergskjæring for bergtunnel pågår. Stiverkrefter og spuntvegg-deformasjoner er så langt under god kontroll i forhold til forventningene / beregningene.



Byggegropa:



2011-10-09 NCC Construction AS

1

Figur 1.

Spuntplan og nøkkeltall for byggegrep Møllenberg. Gule linjer er AZ-spunt, blå linjer er HZ/AZ-spunt og røde linjer er rørspunt.

UTGANGSPUNKT OG UTVIKLINGSFASE

I perioden 2005-2008 ble det gjennomført prosjektering i flere faser, og Statens vegvesen hadde i 2008 på bordet et ferdig prosjektert "byggherrens løsningsforslag". Istedenfor å gå videre med dette grunnlaget, og gjennomføre en tradisjonell åpen anbudsrunde, valgte Statens vegvesen å utfordre entreprenører til å utarbeide sine egne løsningsforslag i en "konkurransepreget dialog". Gjennom første halvdel av 2009 ble det gjennomført en dialogfase og

prosjektutviklingsfase med hver av de prekvalifiserte entreprenører. NCC knyttet til seg underentreprenører (Kynningsrud og Hercules) og rådgiver (Sweco) i denne fasen. Etter at de tekniske løsningsforslagene var godkjent, ble det gitt anledning til å levere tilbud. NCC's tilbud inneholdt Metodebeskrivelse i 18 punkter, støttet av 33 Skisser. NCC vant konkurransen, og kontrakt med Statens vegvesen ble inngått i oktober 2009.

Det geotekniske grunnlaget er meget omfattende, og fram til det tidspunkt da byggherrens løsningsforslag var ferdig prosjektert var det gjort omfattende kartlegging av grunnforhold, lagdelinger i grunnen og poretrykksforhold. Det var gjort omfattende vurderinger av leiras skjærstyrke-egenskaper, og da spesielt kvikkleira. I den forbindelse nevnes laboratorieundersøkelser på sylinder-prøver og blokk-prøver, trykksonderinger og sammenligninger og tolkninger av disse undersøkelsene med tanke på valg av karakteristiske skjærstyrkeparametre for byggegrop-prosjektering.

Under dialogfasen tok Statens vegvesen opp ytterligere prøver. Disse ble stilt til entreprenørenes disposisjon, slik at de kunne utføre egne forsøk tilpasset sine tekniske løsninger. For NCC's del begrenset vi dette til innblandingsforsøk med kalk, multisement og sement, og etterfølgende laboratorieforsøk for måling av oppnådd styrke med ulike innblandingsbetingelser.

NCC's utgangspunkt og grunnleggende tanke ved utvikling av en byggegrop-løsning var å forene kjent og gjennomprøvd teknologi med gode anleggstekniske løsninger. Ved valg av løsninger var det viktig å tenke gjennomførbarhet, forutsigbarhet og lavest mulig risiko. Begrepet "robuste" løsninger var viktig. I det ligger ikke "belte og bukseseler" under prosjekteringen, men løsninger som ikke skulle være sårbare med hensyn til anleggsdrift og framdrift i byggegropa.

I den innledende fasen av prosjekteringen, etter kontraktsinngåelse, ble det utarbeidet en Designmanual, der hensikten var å definere og bestemme alle nødvendige prosjekteringsforutsetninger. Dette omfattet metoder og parametre, samt beskrivelse av spesielle forhold knyttet til valgte løsninger. Geotekniske parametre var det opp til entreprenøren å bestemme på nytt, basert på det omfattende grunnlagsmateriale som forelå. Designmanual, og den senere dokumentasjon av geoteknisk prosjektering ble bygget opp over tid, og fortløpende kommentert og godkjent av 3. parts kontrollør og Vegdirektoratet.

BYGGEGROPLØSNING

NCC's byggegrop-løsning inneholder følgende elementer:

- Spunt av type AZ og HZ/AZ nord for Innherredsveien, der all spunt er svevende spunt avsluttet i leire.
- Rørspunt boret inn i berg i Sone 4 sør for Innherredsveien, der vi har spesielt strenge krav til tette og stive spuntvegger. Rørspunten er støpt ut med betong, armert og uarmert etter behov.
- Tverrspunt til berg, AZ-spunt, for tetting ved overgangen til sone med rørspunt til berg.
- Innherredsveien i midlertidige bruer over byggegropa i sone med spunt til berg.
- Avlastning utenfor spunt i det mest kritiske område med hensyn til sikkerhet mot bunnoppressing nord for den omlagte Innherredsveien.
- Kalksementstabilisering mellom spuntveggene. Ribber lengst i nord, for øvrig blokk som gir 100 % stabilisering av all bløt leire og kvikkleire til nødvendig dybde. "Svak" sone

over gravenivå av hensyn til gravbarhet. ”Sterk” sone videre nedover for å sikre tilstrekkelig passivt jordtrykk mot spuntveggene.

- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger av to grunner: 1) sikre friksjon mellom leire og spunt i kritisk område med hensyn til bunnoppressing, og 2) tilstrebe stiv overgang mellom KS-blokk og leire på grunn av de strenge kravene til deformasjoner i det søndre området ved bebyggelsen på Møllenberg.
- Innvendig avstivning av spuntveggene med puter av doble HEB-stålfiler og tverrstivere av stålrør, som forspennes.
- Endeveggen i sør sikres med hjørnestivere (også stålrør). Skivevirkning i sideveggene øst og vest sikres ved sveising i spuntlåser. Dette var nødvendig for å oppta jordtrykkslastene fra endeveggen.
- Injeksjon i berg under all rørsput (krav definert av byggherren).

I utviklingsfasen foreslo NCC en justering av veglinjene som ga smalere byggegrep. Videre ble det gjort en grundig vurdering av bergoverdekning i påhugg-sonen mot bergtunnel, og spuntlinje ble justert også der. Disse to forholdene resulterte i at man sparte 5 hus, som opprinnelig var tenkt flyttet og mellomlagret i anleggsfasen.

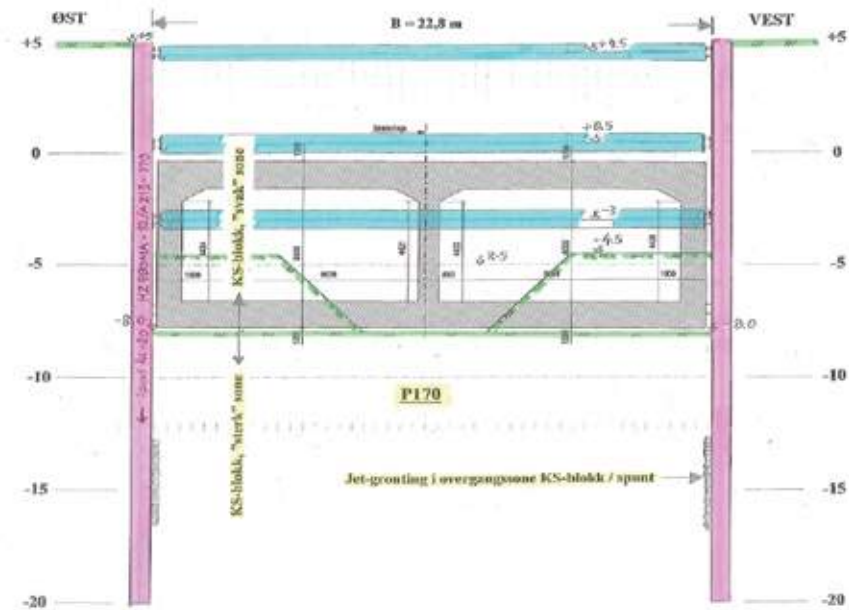
Byggherren introduserte i sin kravspesifikasjon begrepet ”fotavtrykk mot berg”. Det innebærer at det ble stilt spesielle krav til overgangen mellom byggegrepveggen og berg, av hensyn til de strenge kravene til tetting. Erfaringer fra mange byggeprosjekter har vist at nettopp denne detaljen er viktig men problematisk med hensyn til lekkasjer og poretrykksreduksjoner i omgivelsene. I utgangspunktet hadde NCC inne i sitt løsningsforslag en HZ / dobbel AZ – spuntløsning. Det ville gitt en veggbredde som tilfredsstilte kravet til fotavtrykk 80 cm, og tetting skulle ivaretas med utstøping i bunnen i kombinasjon med injeksjon i overgangssonen mot berg. I april 2009, midt i dialogfasen, ble vi gjennom Ruukki’s stålledd kjent med rørsput som metode. Det initierte en prosess i samarbeid med NCC’s underentreprenører (Kynningsrud og Hallingdal Bergboring), Ruukki, og senere også Statens vegvesen, og ledet fram til at rørsput til slutt ble valgt.

NCC’s utgangspunkt om kjent teknologi er nevnt. I så måte kan man si at dette hensynet ble avveket når det gjelder rørsputten. Denne metoden er ikke benyttet som spuntvegg i Norge tidligere. Det var usikkerheter knyttet til noen borte tekniske detaljer, og det var en forutsetning at metoden og utførelsen ikke skulle skape omrøring av kvikkleire utover et lokalt sjikt rundt hvert rør. Det henvises til eget foredrag av sivilingeniør Sigbjørn Rønning, Multiconsult AS / Statens vegvesen, om ulike aspekter ved rørsputten (Ref. 2).

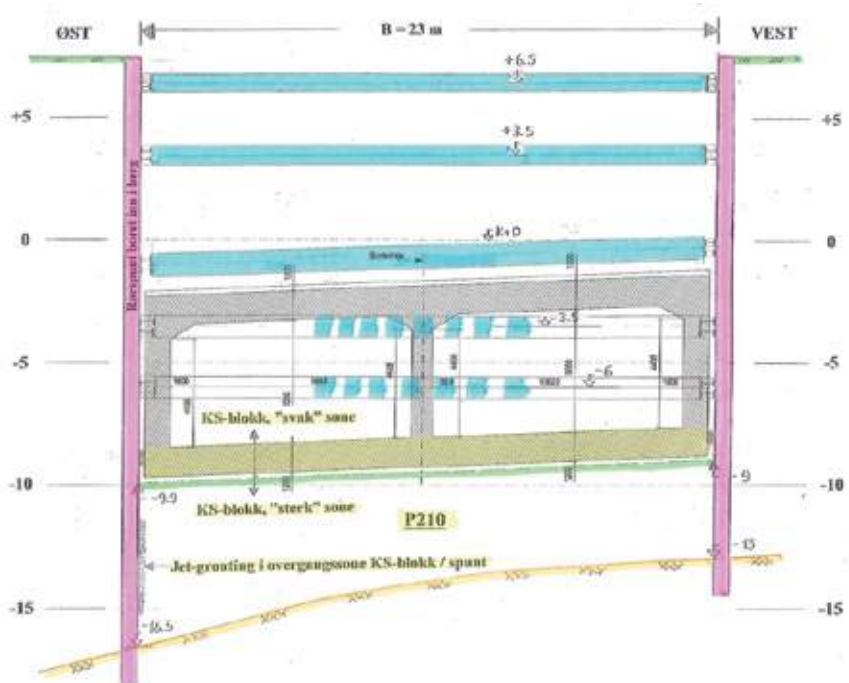
Typiske snitt av byggegropa er vist og forklart nærmere i det følgende. Se Figur 2-4.

Situasjon ved P170:

- Snitt hvor sikkerhet mot bunnoppressing er mest kritisk. Opprinnelig terreng avgravid fra ca kote +6,5 til kote +5 i soner utenfor spuntveggene, muliggjort ved at Innherredsveien ble lagt om mot sør.
- Svevende spunt HZ 880 MA-12 / AZ12-770 fra avgravid nivå kote +5 til kote -20. Rammet ned med vibrolodd.
- Spunt påmontert firkantrør for inklinometermålinger.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra arbeidsnivå kote +3 til kote -20, dvs 23 m dybde fra arbeidsnivå. ”Sterk” sone fra -20 og opp til gravenivå ca kote -8, og ”svak” sone med redusert innblandingmengde videre opp til kote +2,5.



Figur 2. Snitt av byggegrøp ved P170.

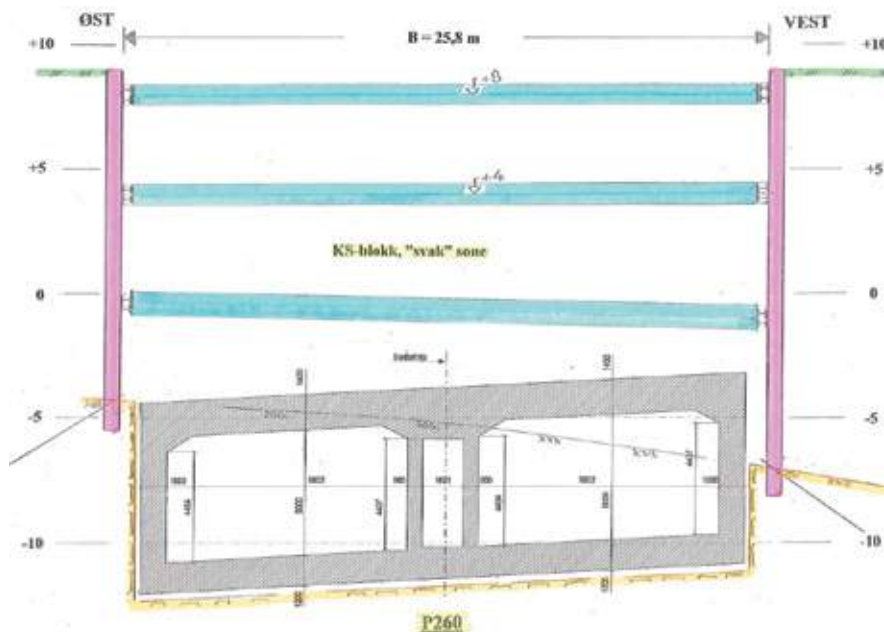


Figur 3. Snitt av byggegrøp ved P210.

- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger fra kote -20 til kote -8, for å sikre tilstrekkelig friksjon.
- Innvendig avstivning i 3 nivåer.
- Lastmålinger i stivere.
- Stiverrad 2 dimensjonert for at stiverrad 3 fjernes når bunnplate er støpt.
- Siste graveflo i full bredde kan eventuelt utføres seksjonsvis, med seksjonsvis utførelse av bunnplate. Behov vurderes utfra målinger.

Situasjon ved P210:

- Rørspunt boret ca 1,2 m ned i berg, begge sider.
- Rørspunt utstøpt med betong, og armert.
- Foringsrør påsveisert armeringskurv for injeksjon ned i berg under spuntfot. Systematisk injeksjon ned til 10 m under bunn av byggegrop.
- Firkantrør påsveisert armeringskurv for inklinometermålinger.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra berg og opp til kote +5. Overgang mellom "sterk" og "svak" sone ved kote -9.
- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger fra berg og opp til kote -9, for å styrke overgangssonen og begrense spuntveggdeformasjoner.
- Innvendig avstivning i 5 nivåer.
- Rørspunt innboret i berg gir tilstrekkelig fordyblingskapasitet ved berg. Bergmekanisk vurdering ligger til grunn.
- Rørspunten og stiver-systemet dimensjonert for at stiverradene 4 og 5 kan fjernes når bunnplate er støpt. Det krever en dobling av stivere i rad 3 i den fasen.



Figur 4. Snitt av byggegrop ved P260.

Situasjon ved P260:

- Rørspunt boret ca 1,2 m ned i berg, begge sider.
- Rørspunt utstøpt med betong, uten armering.
- Foringsrør i betongen for injeksjon videre ned i berg under spuntfot.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra berg og opp til kote +7. Bare ”svak” sone, siden alt skal graves ut.
- Innvendig avstivning i 3 nivåer.
- Rørspunt innboret i berg gir tilstrekkelig fordyblingskapasitet ved berg. Bergmekanisk vurdering ligger til grunn.
- Før berguttak sikres spuntfoten med skråbolter av type MAI T75 N. Disse bores/monteres gjennom kjerneborede hull i rørspuntveggen.
- Sikring av bergskjæring vurderes fortløpende.
- Alle stivere ligger her over framtidig overkant tunneltak. Dvs ingen stivere flyttes eller demonteres i forbindelse med tunnel-byggingen.

Tilpasning av spuntlinjer er nevnt. Figur 5 nedenfor viser hvordan spuntlinjer er utført tett inntil 2 av husene, Kirkegata 58B og Gamle Kongevei 4A. Hus merket med grønt lot seg bevare etter tilpasninger i spuntlinjer som følge av linje-justeringer og detaljstudier av bergoverdekning i sør.



Justering av veglinjer for å spare hus:



*Figur 5.
Spuntplan med utførte spuntlinjer marginalt forbi eksisterende hus. Grønne hus er bevart som følge av tilpasninger.*

Hjørnestiverne i sør er nevnt. Figur 6 viser hvordan dette er løst i 2 stivernivåer. Endeveggen i sør ble plassert skråt siden det var optimalt i forhold til bergtopografi og husenes plassering. En slik løsning skaper litt spesielle forhold når det gjelder likevekten i jordtrykkene. Av betydning her er også det forhold at bergdybdene, og dermed det totale jordtrykket etter utgraving til berg, er større på vestsiden enn på østsiden. Jordtrykkslasten mot endeveggen i sør ender med denne løsningen opp som horisontale laster i sideveggene øst og vest. Dermed måtte disse etableres som stive skiver slik at lastene kunne føres ned til berg, ved hjelp av sveiste låser.



Hjørne-avstivning i sør:



Skrå endevegg i sør for å optimalisere påhugg og for å spare hus

Figur 6. Hjørnestivere i sør.

Den videre presentasjonen tar for seg to temaer mer detaljert:

- **Kalksementstabilisering.**
- **Dimensjoneringsgrunnlaget for innvendige stivere, inkludert temperatur-effekter.**

KALKSEMENTSTABILISERING

Siden trasé-valget for E6 gjennom / under Møllenberg kom opp i 2003 har kvikkleira på Møllenberg har vært omtalt med store overskrifter i mediene.

En grunnleggende forutsetning i NCC's løsningsforslag var omfattende bruk av kalksement-stabilisering. Denne grunnforsterkningen mellom spuntveggene skulle skape et nytt materiale med helt andre skjærstyrke-egenskaper enn den opprinnelige leira og kvikkleira, og dermed skape helt andre geotekniske forutsetninger. Videre var hensikten å skape en byggegrop hvor det var mulig å benytte normalt graveutstyr, utføre massetransport og anleggstrafikk på normalt vis, og unngå situasjoner med marginal intern stabilitet under graving. I tillegg var det viktig å kunne utføre gravearbeider under overliggende stivere med sikker klaring, for å redusere faren for støt mot stiverne. Det krever relativt høye gravefloer og dermed kreves det masser under gravenivå som gir godt passivt mothold (tilstrekkelig styrke og stivhet) mot spuntveggene, trinn for trinn nedover.

Vurderingen av karakteristisk styrke i KS-stabilisert leire/kvikkleire var meget viktig i den innledende utviklingsfasen. En feilvurdering her ville sparke benene under NCC's konsept. Basert på tidligere erfaringstall endte vi i utviklingsfasen opp med å legge til grunn en karakteristisk styrke på 120 kPa. I dette er det tatt hensyn til at inhomogeniteter vil forekomme. Statens vegvesen Håndbok 274 gir anvisninger om maksimalt 150 kPa, og fra Vegdirektoratet fikk vi svar på noen spørsmål vi hadde til formuleringer i håndboken.

Laboratorieforsøk:

Laboratorieforsøk på stabiliserte leirprøver i dialogfasen er nevnt ovenfor, på prøver stilt til disposisjon av Statens vegvesen. Det er vanlig å gjøre dette på større prosjekter, som grunnlag for fastsettelse av innblandingsmengder, og som bekreftelse på at nødvendig styrke oppnås.

NCC gjorde forsøk på prøver stabilisert med blandingsforhold 50/50, både med multisement/ement (MS) og kalk/ement (KS). Forsøkene ble utført ved Statens vegvesen, Sentrallaboratoriet, etter spesifikasjoner fra NCC.

Etter avsluttede laboratorieforsøk sommeren 2009 oppsummerte vi følgende:

- Alle forsøk på kvikkleireprøver, innblandet med multisement/ement 100 kg/m³ (MS100) gir udrenert skjærstyrke godt over 120 kPa. Verdien 150 kPa, redusert med faktor ca 0,8 pga inhomogeniteter syntes å være et fornuftig og sikkert valg: 150 kPa x 0,8 = 120 kPa.
- Prøver med kalk/ement som innblandingmiddel gir høyere verdier enn de med multisement/ement.
- Forsøk med den siltige leira gir noe lavere verdier, men karakteristisk verdi 120 kPa kan opprettholdes også der vi har dette materialet i den nordre delen av byggegropa.
- Innblandingsmengder helt nede i 40 og 50 kg/m³ gir også høye verdier etter 6 ukers herding. Lave innblandingsmengder er relevante der vi ønsker "svak" sone. Feltforsøk vil gi et bedre beslutningsgrunnlag.
- Den viktigste konklusjonen etter disse forsøkene var at vi kunne opprettholde valgt karakteristisk verdi 120 kPa i de geotekniske beregningene forut for innlevering av tilbud.
- Feltforsøk inkluderes i tilbudet.

Laboratorieforsøkene ble utført etter 2 og 6 uker herdetid. Tidligere erfaringer har vist at styrken i KS-stabilisert leire øker ytterligere med tid etter innblanding, utover 6 uker. Det henvises til svenske erfaringer vist i Figur 1-7-3 i Statens vegvesen Håndbok 274 (Ref. 6)

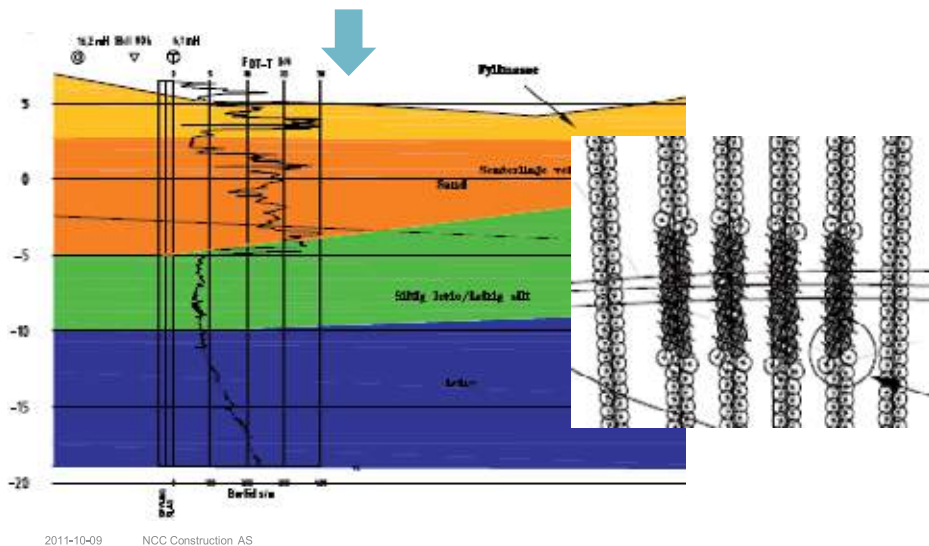
Feltforsøk:

Det var ikke aktuelt å gjøre kostbare feltforsøk i en tilbudsfase, men NCC inkluderte feltforsøk i sitt tilbud. Vi fant dette nødvendig for å oppnå et bedre prosjekteringsgrunnlag for innblandingmengder. Dessuten oppfattet vi at Håndbok 018 satte krav om verifisering av skjærstyrke ved feltforsøk.

To områder ble valgt ut: Område 1 ved ca P70, hvor vi har siltig leire og leirig silt under gravenivået, og Område 2 ved ca P183-190 inne i kvikkleire-sonen. Feltforsøkene ble gjennomført slik at den utførte stabiliseringen senere skulle inngå i den ferdige løsningen. Av miljømessige hensyn, og basert på informasjon om vellykkede resultater fra tidligere prosjekter, ønsket man i utgangspunktet å benytte en kombinasjon av multisement/semment som innblandingmateriale, men forsøk ble gjort med både kalk/semment og multisement/semment i blandingsforhold 50/50.

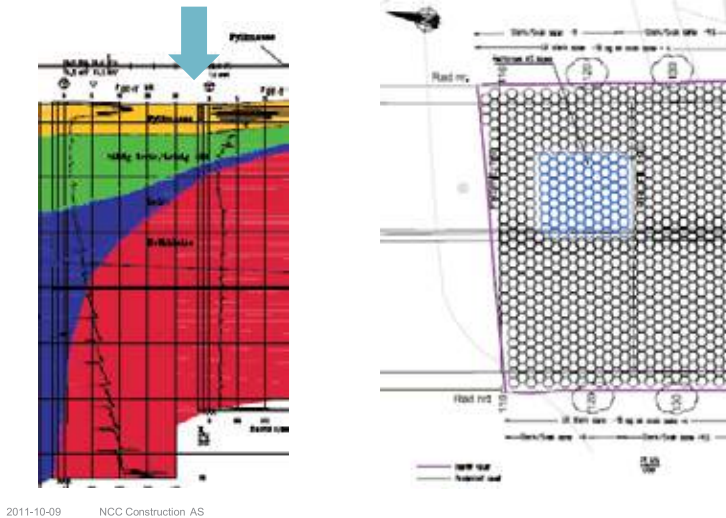


Feltforsøk i område med siltig leire / leirig silt, vanninnhold 25-30%
Ribber fra kote -4 til -11,5
Inngår i ferdig løsning



Figur 7. Feltforsøk grunnforsterkning, Område 1, ved ca P66-73. Ø600 cm – peler.

Feltforsøk i område med kvikkleire, vanninnhold 30-45% Stabilisering i blokk. Inngår i ferdig løsning



Figur 8. Feltforsøk grunnforsterkning, Område 2, ved ca P183-190. Ø800 mm – peler.

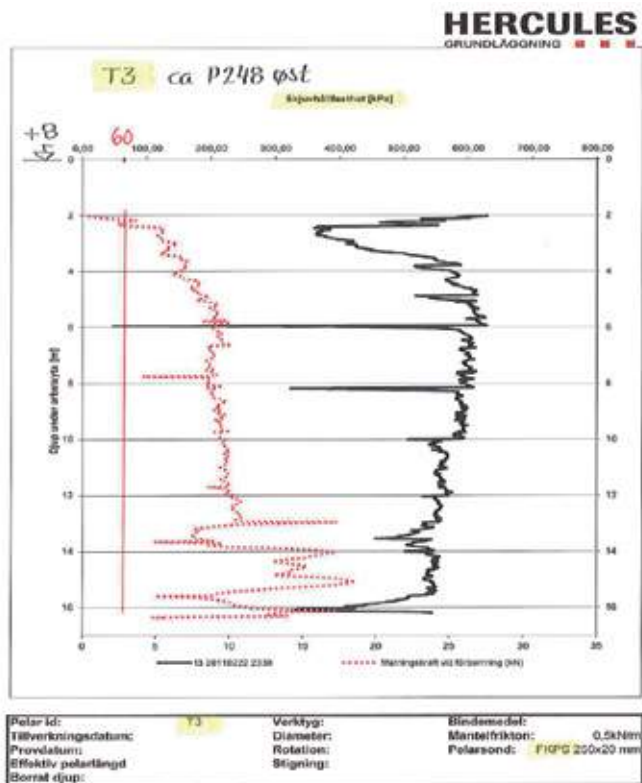
Feltforsøkene ble utført av Hercules Grunndlaggning AB. Det ble benyttet innblandingsverktøy av type pinnebor, rotasjonshastighet 200 omdr/min og stigningshastighet 20 mm/omdr. Etter installasjonen ble det utført prøveboringer av type FKPS (forboret kalkpelesondering), OPS (omvendt pelesondering) og CPT-sondering (trykksondering). Det ble også skåret kjerneprøver for å undersøke homogeniteten i de stabiliserte soner.

Fra feltforsøkene ble det trukket følgende konklusjoner:

- Oppnådd skjærstyrke i ”sterk” sone overstiger 120 kPa for samtlige peletyper. Dermed kan de laveste innblandingsmengdene velges for produksjonspelene: enten 80 kg/m³ for bindemiddel kalk/semment, eller 100 kg/m³ for bindemiddel multisement/semment.
- Oppnådd skjærstyrke i ”svak” sone ligger godt over den forutsatte verdi 60 kPa for samtlige peletyper. Hercules anbefalte at produksjonspeler i ”svak” sone kunne reduseres til 30 kg/m³ for bindemiddel kalk/semment, eller 40 kg/m³ for bindemiddel multisement/semment.
- Fasthetsutviklingen kom raskt. Generelt synes forutsatte verdier å være mer enn oppnådd etter bare 1 uke herdetid.
- Kjerneprøver i stabilisert blokk viste bare små lokale soner med ikke-stabilisert leire.

Produksjonspeler ble utført med kalk/semment 50/50, da leverandør ikke var i stand til å levere tilstrekkelige mengder med multisement. Da dette var klart, og resultatene fra feltforsøkene forelå, ble det bestemt å utføre produksjonspelene med KS, innblandingsmengde 80 kg/m³ i

”sterk” sone og 30 kg/m³ i ”svak” sone. Dette er til dels betydelig lavere enn hva som er vanlig praksis (vanlig anbefaling er min. 100 kg/m³).



Figur 9. Eksempel på sondering (FKPS) i ”svak” sone i KS-blokk.

Testboringer i ”svake” soner viser skjærstyrke-verdier langt over valgt dimensjonerende verdi 60 kPa. Se eksempel i Figur 9. Verdier på flere hundre kPa er registrert, noe som også er bekreftet ved senere lab.forsøk på prøver tatt ut under utgravingsarbeidene (SVV).

Da utgravingen startet viste det seg at massene til tross for høye målte styrkeverdier var gravbare med det aktuelle anleggsutstyret. En viktig milepel var dermed oppnådd:

- Mer enn tilstrekkelig styrke i stabilisert materiale, både med tanke på beregningsforutsetninger for spuntkonstruksjonen og bæreevne for anleggsmaskiner.
- Massene er gravbare.

Registrerte lokale soner med ikke-stabilisert leire er påtruffet. Dette var som forventet og ble tatt høyde for i prosjekteringen. Disse inhomogenitetene i en KS-blokk har liten eller ingen betydning for det ferdige resultatet.

Vellykket KS-stabilisering med lavere innblandingsmengder enn vanlig.

Hensikt oppnådd: Fast, men ikke for fast

”Kvikkleira på Møllenberg temmet!” (NRK)



2011-10-09 NCC Construction AS

7

Figur 10. Belteshowel i arbeid i det som var kvikkleire

I en begrenset sone ved ca P120 ble det påtruffet masser som viste seg å gi meget stor motstand under innblanding. Dette ble løst ved å tilføre vann under innblanding, den såkalte MDM-metoden (Modified Dry Method). Ved å sammenligne geotekniske borer og soner er det ikke uten videre lett å forklare hvorfor dette inntraff. Trykksonderinger gir f.eks. ingen klare indikasjoner.

Dette prosjektet gir grunnlag for å peke på følgende forhold når det gjelder geoteknisk prosjektering med KS-peler, eller gir i det minste grunnlag for noen refleksjoner:

- Vanlig anvendte typer laboratorieundersøkelser på ”kunstig” innblandede leir-prøver gir ikke forsøksbetingelser som er sammenlignbare med felt-forholdene, og derfor misvisende resultater mht skjærstyrke. Gjenspeiler ikke de reelle trykk- og temperatur-forhold.
- Herdetiden synes å være kortere enn det som vanligvis angis som nødvendig herdetid. Det har anleggsmessig betydning.
- KS-blokk skaper andre herde-betingelser enn de vi har i smale ribber.
- Er styrke-egenskapene i KS-stabilisert leire generelt undervurdert?
- Styrke vs stivhet? Undersøkelser på in-situ prøver fra byggegropa pågår.

DIMENSJONERING AV INNVENDIGE RØRSTIVERE

Generelt

Figurene 2-4 og 6 viser hvordan den innvendige avstivningen i byggegropa er løst. Dimensjonerende laster fra de geotekniske beregningene er framkommet fra beregninger med programmene GS Spunt og PLAXIS i bruksgrensetilstand. Verdier for bruddgrensetilstanden er basert på fastsatte ekvivalente lastfaktorer. Pute- og stivesystemet er kontrollert og dimensjonert for både bruddgrensetilstand og ulykkesgrensetilstand. Ulykkesgrensetilstand vil i dette tilfelle si bortfall av én stiver.

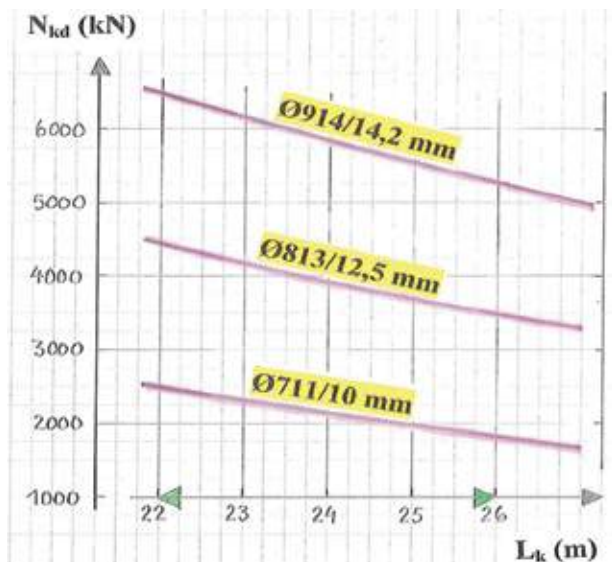
Vanlige prinsipper i norsk dimensjoneringspraksis, i henhold til Ref. 8 og 9, ble inkludert i Designmanual for prosjektet, og tilpasset de forhold som gjelder bruk av ekvivalente lastfaktorer.

Dette endte opp med følgende:

- Bruddgrensetilstanden ble dimensjonerende for stiverne. Ulykkesgrensetilstanden, med bortfall av stiver, viste seg ikke å være dimensjonerende.
- Ulykkesgrensetilstanden ble dimensjonerende for putene.

Stiverkapasiteter

I prosjektet er det benyttet rørstivere av type som angitt i diagrammet i Figur 11.



Figur 11. Dimensjonerende knekkapasitet av anvendte rørstivere.

Knekkning er avgjørende for dimensjonerende kapasitet. Det er forutsatt leddede forbindelser mot pute. I virkeligheten har overgangen en viss innspenning, slik dette til slutt ble utført. Diagrammet i Figur 11 gir dermed konservative kapasiteter.

Temperatur-effekter

Under prosjekteringen ble det avdekket et behov for å se nærmere på betydningen av temperaturvariasjoner i stiverne. Den aktuelle byggegropa på Møllenberg har relativt lang "levetid" og mange av stiverne skal være aktive gjennom alle 4 årstider. Derfor vil de bli eksponert for en temperaturendring på opptil $\Delta T = \text{ca } 45^\circ\text{C}$ i lufttemperatur. I tillegg kommer effekten av direkte solstråling mot en mørk ståloverflate, som forverrer denne situasjonen dersom tiltak ikke treffes.

Når vi tok tak i dette viste det seg at norsk praksis på dette området har vært noe inkonsekvent og manglefull, kanskje på grunn av at de fleste store byggegropene i Norge har vært utført med bakforankrede stag. På siste spuntkurs i 2008 ble problemstillingen nevnt nærmest bare i en bi-setning (*....., som sjelden gir store lastendringer*). Det ble riktignok påpekt at solstråling gir temperaturforskjeller mellom oversiden og undersiden av grove stivere, som kan gi momenter som bør tas i betraktning. Noen nærmere anvisninger for dimensjonering ble ikke gitt.

Parallelt med at denne saken kom opp i prosjekteringsfasen, utførte stud. techn. Amund Augland ved NTNU en prosjektoppgave om dette høsten 2010, og han tilførte prosjektet opplysninger fra utenlandske prosjekter (Ref. 13). I tillegg hadde vi på dette tidspunkt målinger fra en lastcelle helt nord i prosjektet, for tidsrommet september – november 2010.

Litteraturstudier og målinger ga grunnlag for en videreutvikling av design-grunnlaget for de innvendige stiverne. Det vi kom fram til er ikke på noen måte "fasit", men er basert på en del forenklinger. Det er likevel en forbedring i forhold det å skjule seg bak en "robust" prosjektering uten særlig tallgrunnlag. Redegjørelse om prosess og konsekvenser følger:

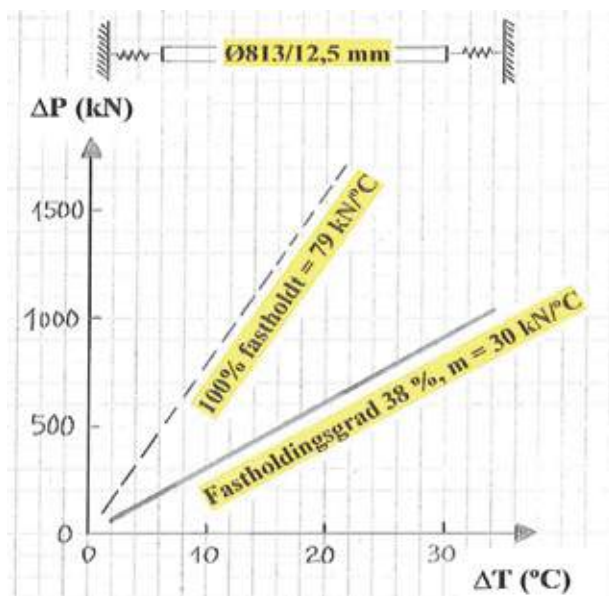
Temperaturutvidelse og fastholdingsgrad ("degree of restraint"):

En rørstiver av type Ø813/12,5 mm vil ved oppvarming og 100 % fastholding pådra seg en last på 79 kN/°C, se Figur 12 på neste side. Stivheten i jorda bak en innvendig avstivet spuntvegg bestemmer den reelle fastholdingsgraden og dermed hvor stor lastøkningen blir. Teoretiske beregninger kan gjøres for å tallfeste dette, under forutsetning av riktige stivhetsparametre for jorda. I dette tilfellet har vi støttet oss til vurderinger av stiverkategorier, aktuelle temperaturvariasjoner og valgte verdier på fastholdingsgrad basert på litteraturstudier og egne målinger.

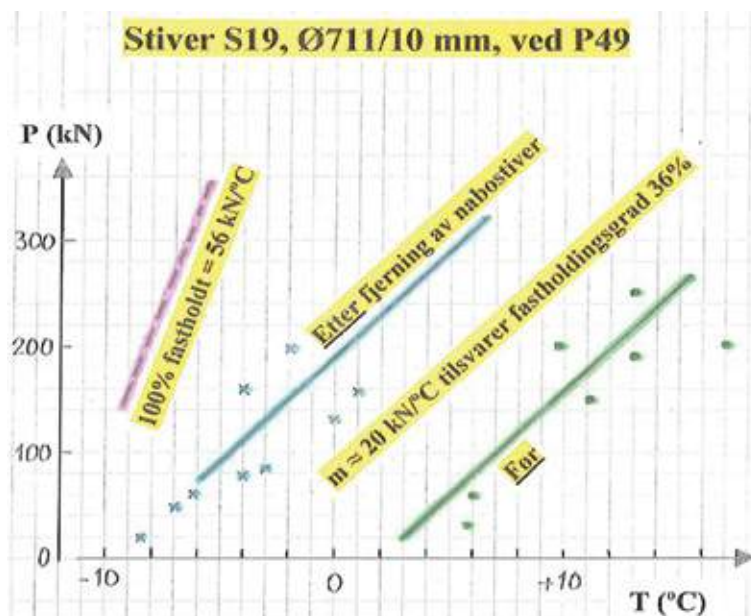
Målinger i lastcelle S19:

For bygging av løsmassetunnel fram til fuge ved P45 ble det høsten 2010 etablert byggegrop fram til ca P47. Fra P30 til P80 består avstivningen av spuntveggene av løsmassestag i toppen og én rad med innvendige rørstivere Ø711/10 mm. Ved en av stiverne (S19) ble det montert lastcelle på vestsiden, og lastmålinger av betydning for utarbeidelse av dimensjoneringsgrunnlag ble utført i perioden september - november 2010.

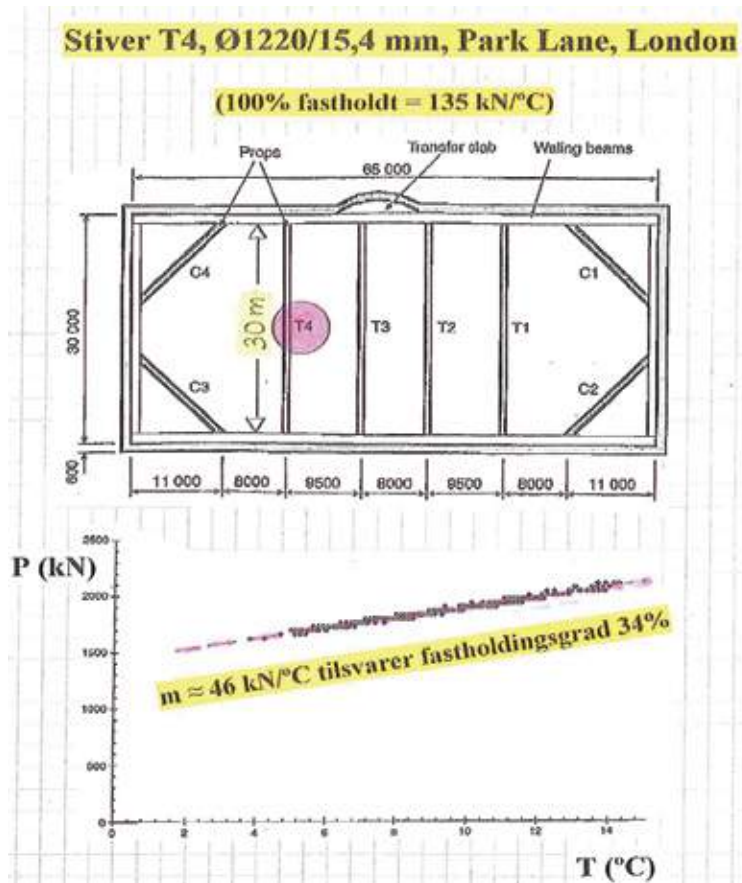
Tall-grunnlaget fra S19 vist i Figur 13 inneholder bare målinger når stiveren ikke er utsatt for direkte solstråling. Til tross for en viss spredning i dataene viser målingene en sammenheng mellom luft-temperatur og last, tilsvarende $m = \Delta P / \Delta T = \text{ca } 20 \text{ kN}/^\circ\text{C}$. For å hindre at denne stiveren får temperatur-utvidelse må den teoretisk påføres en last på 56 kN/°C. Utfra dette kan vi definere en fastholdingsgrad på ca 36 % for denne stiveren. Stiveren er plassert i dybde ca 3 m fra avgravnings-terreng.



Figur 12. Eksempel på $m = \Delta P / \Delta T$ ved "fastholdingsgrad" 100% og 38%.



Figur 13. Innledende målinger på stiver S19.



Figur 14. Last-temperaturmålinger på innvendig stiver, Park Lane, London (Ref. 12).

Litteratur-studier:

Tilsvarende måleresultater finnes i litteraturen, primært fra utlandet. Ett eksempel er vist i Figur 14. (Ref. 12).

T4 er en ca 30 m lang rørstiver med dimensjon Ø1220/15,4 mm. Grunnforholdene er London Clay, som antas å være en relativt stiv leire. Stiveren står plassert i dybde 3,5 m.

Målinger når stiveren ikke er eksponert for direkte solstråling viser $m = \Delta P / \Delta T = \text{ca } 46 \text{ kN/}^\circ\text{C}$, som tilsvarer en "degree of restraint" på ca 34 % for denne stiveren. Målingene viser liten spredning, men temperaturforskjellene er relativt små, fra ca +4 °C til +14 °C. Målinger fra samme prosjekt viser for øvrig at effekten av solstråling er betydelig, og underbygger behovet for tiltak.

Stiver-kategorier:

For anvendelse av dette grunnlaget videre er det definert 4 ulike stiverkategorier:

Stiverkategori 1:

Toppstiver like over tak av løsmassetunnel under bygging.

Langvarig fase med maksimal last i stiver.

"Lav" stivhet i jorda, siden stiver står høyt oppe.

Konklusjon: Stiver overdimensjoneres pga temperatur-variasjoner. Se senere tall-angivelser.

Stiverkategori 2:

Toppstiver, men kortvarig fase med maksimal last da denne stiver avlastes når stiver 2 blir aktivert.

Den står lenge, men med redusert last. "Lav" stivhet i jorda, siden stiver står høyt oppe.

Konklusjon: Som kategori 1, men noe mindre grad av overdimensjonering. Se senere tall-angivelser. Kortvarig fase med maksimal last kontrolleres også.

Stiverkategori 3:

Stiver dypere nede, dvs stivere jord. Kortvarig fase med maksimal last. Dette er stivere som enten fjernes etter at bunnplate er støpt, eller stivere som får redusert last ved at underliggende stiver aktiveres.

Konklusjon: Som kategori 2, men noe mer overdimensjonering pga stivere jord.

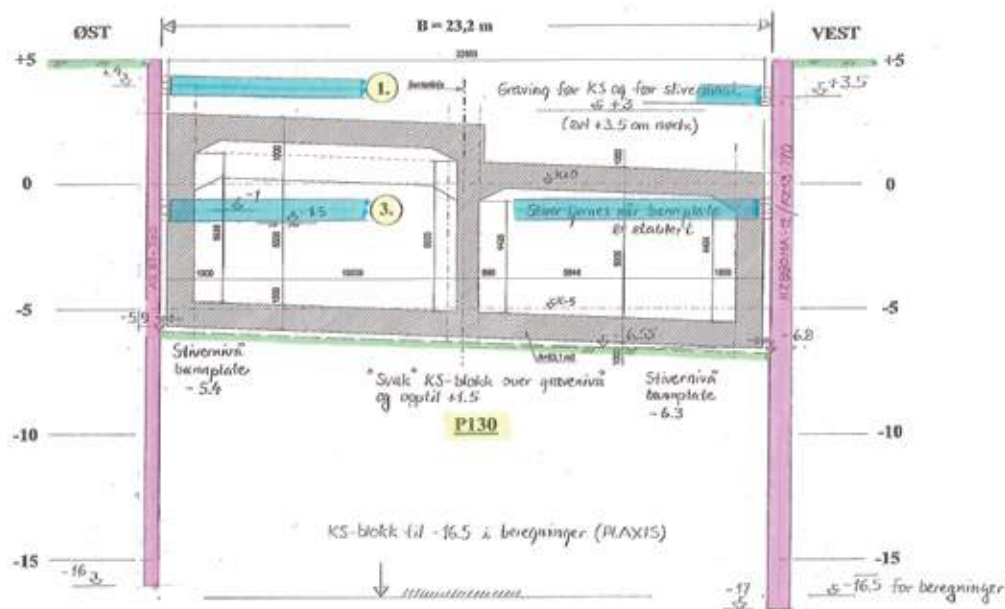
Stiverkategori 4:

Stiver står dypt nede, dvs stiv jord. Stiver står like over tak av løsmassetunnel under bygging.

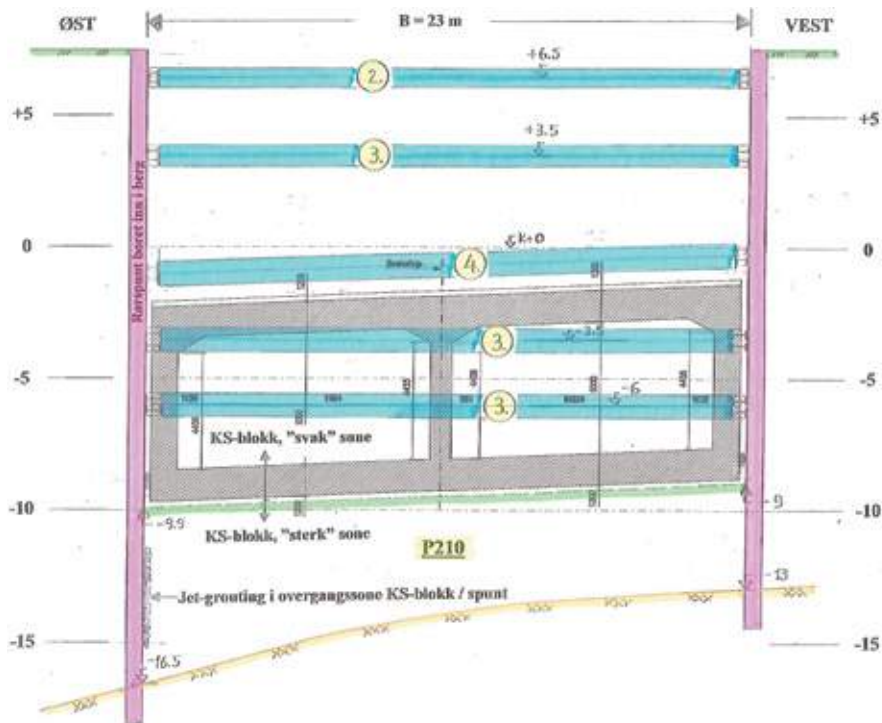
Stiver virker over lang tid med sin maksimale last, og er således kritisk.

Konklusjon: Høyeste grad av overdimensjonering.

Eksempel på stiverkategoriene 1 – 4 er illustrert ved snittene P130 og P210 i Figur 15 og 16.



Figur 15. Stiverkategorier, P130.



Figur 16. Stiverkategorier, P210.

Valgte verdier for fastholdingsgrad:

Generell stiveavstand er 4,0 m og det medfører at stivedimensjoner øker med dybden. I tillegg har vi valgt verdier på (fastholdingsgrad) som øker med økende stiverdimensjon. Vi har endt opp med m-verdier fra 20 til 40 kN/°C, som tilsvarer fastholdingsgrad fra 36 til 40%. Ved beregning av tilleggslast i stiver på grunn av temperatur-effekt har vi benyttet **20 kN/°C for stivernivå 1, 30 kN/°C for stivernivå 2 og 40 kN/°C for stivernivå 3 – 5.**

Aktuelle temperatur-variasjoner:

Ved definisjon av stiverkategorier er det nevnt langvarig og kortvarig fase. Vi sier videre at kortvarig fase gjelder 2 årstider, med aktuell temperaturforskjell $\Delta T = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$, og at langvarig fase gjelder 4 årstider, med aktuell temperaturforskjell $\Delta T = 45\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Begrunnelse:

$\Delta T = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$ tilsvarer f eks -20/+5 eller -10/+15 eller 0/+25)

$\Delta T = 45\text{ }^{\circ}\text{C}$ tilsvarer f eks -20/+25

Prinsipper lagt til grunn for endelig dimensjonering av innvendige stivere

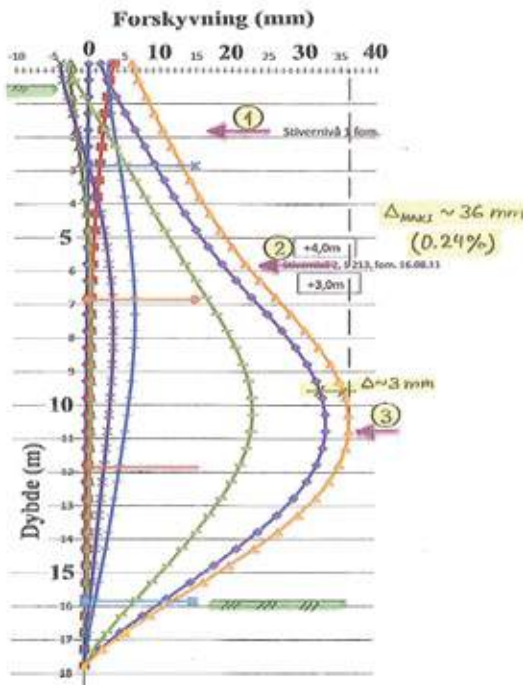
På grunnlag dette ble stiverdimensjoneringen gjennomført som følger:

- Dimensjonerende knekk-kapasitet bestemmes ut fra knekkklengde L_K = stiverlengden. Dette er konservativt, pga noe innspenning i overgangen pute/stivere. Her ligger det en reserve innebygget i dimensjoneringen.
- Knekkavstivning ville vært effektivt for å øke dimensjonerte knekk-kapasitet. Av praktiske/utførelsesmessige grunner velges dette bort.
- Stivere dimensjoneres etter definerte kategorier 1 – 4.
- Endelig dimensjonerende last i en stiver = last i bruddgrensetilstand + ΔP fra temperatur-effekt, hvor $\Delta P = m \times \Delta T$.
- Laster i stiver kontrolleres ved målinger.

Planen var å dekke til stiverne for å unngå direkte solstråling. Målinger viste imidlertid at hvitmaling av stivere er mer effektivt for å redusere betydningen av direkte solstråling mot stiverne. Dette er/blir utført. Det betyr at stiverne dimensjoneres for aktuelle endringer i lufttemperatur, som angitt. For en kritisk Ø914/14,2 mm – stiver i en langvarig fase med maksimal last får vi dermed en tillleggslast på $\Delta P = 40 \text{ kN/}^\circ\text{C} \times 45 \text{ }^\circ\text{C} = 1800 \text{ kN}$, som er betydelig.

TILSTANDSKONTROLL BYGGEGROP

I den nordre delen av byggegropa er det pr i dag gravd ut til dybde ca 17 m og 4 av 5 stiverrader er montert. Spuntveggdeformasjoner og stiverlaster er innenfor akseptable grenser. Under de trinnvise anleggsarbeidene nedover i gropa har ikke vært nødvendig å justere beregninger, stiver/pute-plassering og dimensjoner, eller gravetrinn.



Figur 17. Eksempel på inklinometermålinger, P255 vest.

Mye interessant tallmateriale foreligger når det gjelder inklinometer- og lastmålinger. Målinger og tett oppfølging vil fortsette i den resterende utgravingsfasen, byggefasen for selve betongtunnelen, og under tilbakefyllingen med trinnvis fylling/komprimering og demontering av stivere. Eksempel på resultater fra inklinometermålinger er vist i Figur 17. Dette er fra området med ”svak” KS-sone helt ned til berg. Maksimal utbøyning av veggen er ca 36 mm, og avviker ikke mye fra beregnet. Vi ser en viss grad av innspenning nederst, ved at rørsput er boret inn i berg.

Resultater fra området lenger nord, med jet-grouting i overgangssonen mellom spunt og KS-blokk, kan tyde på at dette har hatt den tilsiktede virkning. Målinger og tolkninger fortsetter.

REFERANSER

1. Fellesesjon Bergmekanikk/Geoteknikkdagen 2011. Foredrag 22: E6 Trondheim-Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. ”Spesielle utfordringer krever spesielle løsninger”. Byggeleder Anders Beitnes, Faveo / Statens vegvesen, og prosjektleder Harald Inge Johnsen, Statens vegvesen.
2. Geoteknikkdagen 2011. Foredrag 34: E6 Trondheim-Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. ”Geotekniske aspekter knyttet til rørsputveggen”. Sivilingeniør Sigbjørn Rønning, Multiconsult AS / Statens vegvesen.
3. Geoteknikkdagen 2011. Foredrag 35: E6 Trondheim-Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. ”Grunnvannskontroll og grunnvannsmodellering”. Siv.ing. Ingvar Rehn, Sweco Environment, Göteborg, og Lars Været, Sweco Norge AS.
4. E6 Trondheim. Dagsone vest. Løsmassetunnel. Designmanual. Avsnitt 3: Prosjekteringsforutsetninger Geoteknikk. Utarbeidet av NCC og Sweco.
5. E6 Trondheim. Dagsone vest. Løsmassetunnel. Designmanual. Avsnitt 6: Grunnforsterkning. Utarbeidet av NCC og Sweco.
6. Statens vegvesen Håndbok 274 (april 2008). Kap. 1.7.2.2
7. Statens vegvesen Håndbok 018. Utgave januar 2005. Kap. 237, side 63.
8. Spuntkonstruksjoner i praksis – prosjektering og utførelse. Kursdagene NTNU, Trondheim, januar 1998. Torgeir Haugen, Geovita AS: ”Spunt – Puter for bakforankret spunt – Sikring av spuntfot”.
9. Spunt og avstivede byggegrop. Tekna, Tønsberg, 14. – 16. april 2008. Torbjørn Johansen, Geovita AS: ”Stag og puter”.
10. Geoteknikkdagen 2007. ”Dimensjonering av dype byggegrop i bløt leire”. Kjell Karlsrud og Lars Andresen, NGI.
11. E6 Trondheim. Dagsone vest. Løsmassetunnel. Felforsøk grunnforsterkning med multisement/ement og kalk/ement, utført for NCC. Hercules Grundlegning AB. Sluttrapport 12.05.2010.
12. Measurement of temporary prop loads at Mayfair car park, Park Lane, London. Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 1999, 137, July, 165-174. Paper 11844.
13. Amund Augland. Prosjektoppgave NTNU, 2010.

**E6 TRONDHEIM-STJØRDAL, PARSELL TRONDHEIM – DAGSØNE VEST.
GEOTEKNISKE ASPEKTER KNYTTET TIL RØRSPUNTVEGGEN.
PRØVESPUNT, INSTRUMENTERING, GEOTEKNISKE BORINGER VED
PRØVESPUNT, NOEN ERFARINGER VED UTFØRELSEN.**

**E6 Trondheim – Stjørdal, parcel Trondheim – cut and cover tunnel
Geotechnical aspects around the drilled steel pipe wall. Results from instrumentation
and of the test steel pipes, and some experiences from the installation of the drilled steel
pipe wall.**

Siv. ing. Sigbjørn Rønning Multiconsult AS, for tiden Statens vegvesen

SAMMENDRAG

Som grunnlag for valg av spuntmetode ble det utført prøvespunting med boret rørsput vinteren 2010. Det var på forhånd stort fokus på å begrense omrøring av kvikkleire og poretryksreduksjon, noe som medførte en omfattende instrumentering av forsøket. Resultatene av målingene og erfaringene fra utførelsen av forsøket og innledende spunting medførte justeringer av utstyr og metode for installering. Målinger og observasjoner under utgraving viser at installasjon av rørsput ikke har medført omrøring av kvikkleire i vesentlig grad utenfor den mekanisk omrørte sonen. Framgraving av spuntfot mot berg viser at en tett overgang uten lekkasjer, bortsett fra punkter der spuntene ikke er boret ned i berg. Årsaken til at enkelte rør ikke ble boret inn i berg er fortsatt usikker. Låsefriksjonen medførte behov for å fravike planlagt installasjonsmetode, med boring fra terreng, noe som sannsynligvis resulterte i mindre omrøring av kvikkleire.

SUMMARY

Test installation of RD-wall was executed during winter of 2010 as a tool for choosing method of installation of supporting walls in sensitive clay. The major concerns was remoulding of sensitive clay and reduction of pore pressure during installation of the wall. The test installation was monitored using piezometers, total pressure cells, inclinometer and CPTU-soundings. Results from the tests and experience from the installation of the test pipes made it necessary to make adjustments of equipment and installation method. The monitoring results and observations during excavation close to the RD-wall show that remoulding of the sensitive clay is limited. The wall footing is dry, except for the steel pipes not drilled into rock.

Interlock friction made it necessary to find a new installation method. Installation of RD-wall by this method is vulnerable to steel parts in the ground (for instance fill material). As a side effect less remoulding of sensitive clay was obtained.

INNLEDNING

Statens vegvesen bygger ny hovedinnsfartsåre til Trondheim fra øst. Det bygges fire felt tunnel fra Lademoen til Leangen. Byggingen omfatter ca. 20m utgraving i kvikkleire mellom husene på Møllenberg for bygging av en cut-and-cover-tunnel i vestre ende av tunnelen. For generell beskrivelse av prosjektet vises til kapittel 22 v/Anders Beitnes /Ref. 1/. For hovedprinsippene i løsningen av byggeprosa vises til kapittel 33 v/Torgeir Haugen /Ref. 2/.



Figur 1: Prinsipp rørsputtvegg (kilde Ruukki)



Figur 2: Rørsputt med pilotkrone, ringborkrone og spuntlås.

NCC har kontrakt på bygging av tunnelen, og hadde ved kontraktsinngåelsen 2 alternative oppstøttingsløsninger for etablering av byggepropa, der det ene alternativet var en tidligere utprøvd løsning med bruk av spunt med jet-injisering for tetting mellom spuntfot og berg og det andre alternativet var bruk av rørsputt (RD-vegg) som ble boret gjennom løsmasser med fullt tverrsnitt inn i berg. Utførelse av rørsputt var ikke tidligere prøvd under slike grunnforhold. Det var derfor forutsatt gjennomføring av instrumentert prøvespunting som grunnlag for beslutning om valg av metode. Denne artikkelen tar for seg instrumenteringen og resultatene fra målingene under prøvespuntingen, samt oppsummerer noen av erfaringene fra utførelsen av rørsputten.

GRUNNLAG

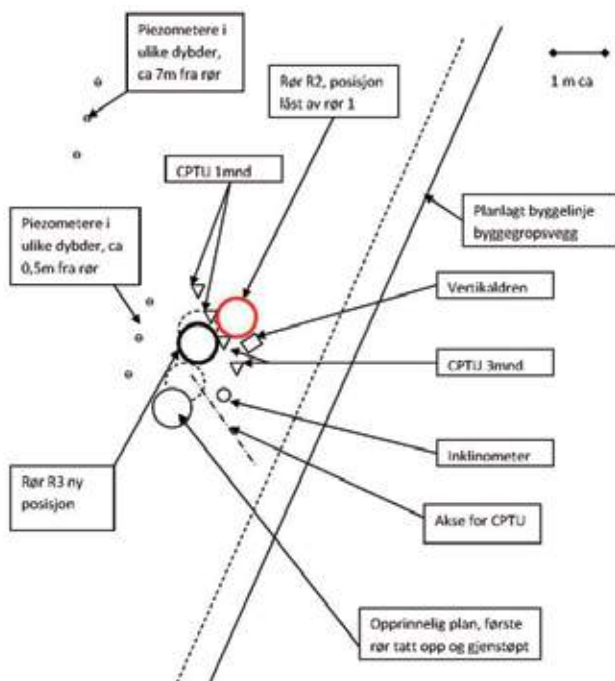
Prøvespuntingen var planlagt å omfatte 3 spuntrør med spuntlåser. Løsningen med boret rørsputt (RD-vegg) er utviklet av Ruukki i samarbeid med Atlas Copco. Spuntrør med låser var levert av Ruukki som underleverandør til Kynningsrud Fundamentering AS. Hallingdal bergboring AS utførte rørboringen. Rørene har dimensjon $\varnothing = 610\text{mm}$, $t = 10\text{mm}$. Spuntlåsene bygger på prøvespuntingen 5 cm.

Som resultat av samråd mellom de ulike aktørene ble det besluttet å instrumentere rørsputtforsøket med følgende:

- Elektriske piezometere på to steder i 3 nivåer, henholdsvis 0,5m og 7m fra spuntingen.
- Totaltrykkceller ved spissen av rørsputtingen.
- Inklinometerkanal ca. 1,0m fra rørsputtingen.
- CPTU-sonderinger inntil rørsputtingen som grunnlag for vurdering av omrørt sone.

Som forsøk ble det på det ene røret montert vertikaldren, ut fra en ide om mulig utdrenering av poreovertrykk ved installering av rørsputt. Et år etter installering av prøvesputt ble det utført prøvetaking i tilknytning til masteroppgave ved NTNU v/Shaima Ali Hassan Alnajim.

Relativ plassering av instrumentering i forhold til rørsputtforsøket er angitt i plan på figur 2.



Figur 3: Instrumentering, planskisse

Grunnundersøkelsene utført på forhånd var omfattende, og inkluderte blant annet blokkprøvetaking. Den mest relevante blokkprøvetakingen var ca. 15m fra prøvespunten. Grunnen i prøvepunktet består av fyllmasser og sand til ca. 2m dybde over finsandig silt og siltig leire til ca. 4,5m dybde. Videre er det kvikkleire ned til et tynt morenelag over berg i 18-20m dybde. Kvikkleira har varierende vanninnhold i området 26-47 %. Sensitiviteten varierer fra ca. 30 til ca. 250. Leirinnholdet ligger i området 20-40 %, noe som oppfattes som høyt for trønderske leirer.

RØRSPUNTFORSØKET

I forkant av forsøket ble det diskutert hvor stor sone kvikkleira ville bli omrørt, og hvor stor risiko det var for at luft ville lekke ut og komme opp på utsiden av spuntløret. Etter å ha sett hvordan boring av rørsputt ble utført i Helsingfors på en kort prøvevegg som ble installert der, ble det diskutert hvordan ringborkrona kunne reduseres i diameter og hvordan spuntlåsen kunne modifiseres til å passe til et mindre borkroneutstikk. For selve forsøket fikk dette ingen betydning, men for spuntingen av byggegropa ble utstikket redusert til 30mm og en annen spuntlås ble benyttet (se figur 1).

Grenseverdier for akseptabelt totaltrykk ble satt på forhånd i samråd mellom byggherre og entreprenør. Nedre grense ble satt til hydrostatisk vanntrykk fra terreng. Lavere trykk ville indikere at masse fra utsiden av røret ble spylt ut. Øvre grense ble satt til hydrostatisk vanntrykk med tung væske (omrørt kvikkleire) med egenvekt 20 kN/m^3 . Høyere trykk ville indikere at røret ble ført ned raskere enn masse ble spylt ut, og dermed gi massefortrenging og større omrørt sone enn forutsatt. For å redusere et eventuelt overtrykk ble det besluttet å montere vertikaldren på et av spuntlørene.

Rør R3, første posisjon 4/2-2010

Rørspuntforsøket ble startet opp den 4/2-2010. Pilotkrona ble montert inn i spuntrøret og boringen ble gjennomført til ca. 12 m dybde. Under hele nedboringen ble det benyttet vannspyling kontinuerlig. Det hadde da blitt sent på dagen, slik at videre boring måtte utsettes til neste dag. Dagen etter var borkrona tett, og hele røret måtte trekkes opp igjen. Selv om det ble fylt tilbake i hullet, medførte dette sannsynligvis noe omrøring av massene rundt pelen.

Rør 3, andre posisjon 8/2-2010

Etter det mislykkede første forsøket ble rør R3 flyttet ca. 1,0m, for å unngå å bore gjennom tilbakefylte masser. Rør R3 i andre posisjon ble boret ned den 8/2-2010. Dette forsøket ble startet så tidlig på dagen at problemene som oppstod ved første forsøk skulle unngås.



Figur 4: Tømming av rør med luft.



Figur 5: Luft kommer opp langs utsiden av røret.

Penetrasjon under boring gjennom leire var 0,5 – 1,0 m/min. Det ble ikke registrert massestrøm langs utsiden av røret. Fra ca. 4 m dybde strømmet masse/vann over kanten på røret. Totaltrykksmåler like bak fronten viste opp mot 2 ganger hydrostatisk trykk, falt noe ved stillstand og økte litt under bevegelse. Poretrykksmålerne viste opp mot 0,5 m trykkstigning like etter at borefronten passerte. Svært mye av utspylt masse kom ut mellom rørtopp og pakkboks, noe som medførte utrivelig arbeidsplass og manglende kontroll med returstrømmen. Prosessen gir ikke anleggsstøy av betydning så lenge nedsetting foregår i leire. Når boret møtte masser med grus og stein like over antatt berg, oppsto flere situasjoner med forkiling, men det lot seg fortsatt bore med spyling og uten slag i ca. 0,5 m. Total dybde var da ca. 18 m med 6 m gjenstående høyde over bakken. Maskinen ble så omstilt for boring/spyling med luft, pakkboksen ble løftet fra for å gi god visuell kontroll med returstrømmen og man satte på fullt lufttrykk for å tømme slam ut av røret. Boring med og uten slag fortsatte, med gientatte forkilinger som ble løst ved å trekke boret noen cm tilbake tilsvarende slakk/frihetsgrad i inngrepet med ringkrona. Dette medførte kraftige rykk i boreriggen og synlige bevegelser i spuntrøret.

Bergoverflaten ble nådd etter ytterligere ca. 20 cm boring. Under denne prosessen begynte det å komme opp luft utenfor rørveggen og terrenget fikk kraftige bevegelser ”som kokende grøt” i ca. 3 m diameter, se figur 4. Totaltrykkmåleren viste et kraftig fall i trykket, tolket som ”mammutpumpe”-effekt av luftspylingen. Masse kom også over rørkanten, men helst i støt, med grus og småstein innblandet. Søle sprutet ut og grisene til alt som befant seg innen radius på 10 – 15 m, se figur 3. Samtidig må spuntrøret ha beveget seg under ansett mot berg, slik at det roterte ca. 15 grader mot høyre og dro seg ”utfør bakke” til en skjevstilling som anslås til 0,5m i foten.

Når boret, etter alt å dømme hadde entret berget, ble forholdene omkring returmasse roligere og bevegelsene i riggen mindre, men det oppsto nå merkbare rystelser i grunnen og metallisk slaglyd fra toppen av røret. Det fortsatte å komme luft opp på utsiden av røret, men nå i form av mindre luftbobler i en mer kontrollert strøm. Boringen fortsatte ca. 0,6 m i berg, og forsøket ble avbrutt. Forsøket ble vurdert som så lite vellykket, at det ikke kunne fortsette uten at det ble gjennomført modifikasjoner av borkrona.

Rør 2, 5/3-2010

Det andre røret ble satt den 5/3-2010. I forhold til første rør var følgende endringer av boreprosedyren utført: Atlas Copco har levert endret borkrone med enklere forbedret system for returluft, og Hallingdal bergboring gjennomførte oppstart av luftboring ved topp av steinrikt morenelag.

Forsøk med rør R2 ble instrumentert med: Poretrykksmålere 0,5m fra rør (dybder 6m, 13m og 18,3m) og ca. 7m fra rør (dybder 6m og 19m), inklinometerkanal ca. 1,2m fra rør R2 (og 0,7m fra rør R3), totaltrykceller 0,5m, 7m og 13m over bunn rør, og CPTU er utført i avstand ca. 0,1m og 1,0m ca. en måned etter installering av rør, og etter ca. tre måneder etter installering av rør. Det ble montert vertikaldren langs en side av røret for å se om dette ga utslag i poreovertrykk under installasjon.

Følgende ble observert under nedsetting av rør R2:

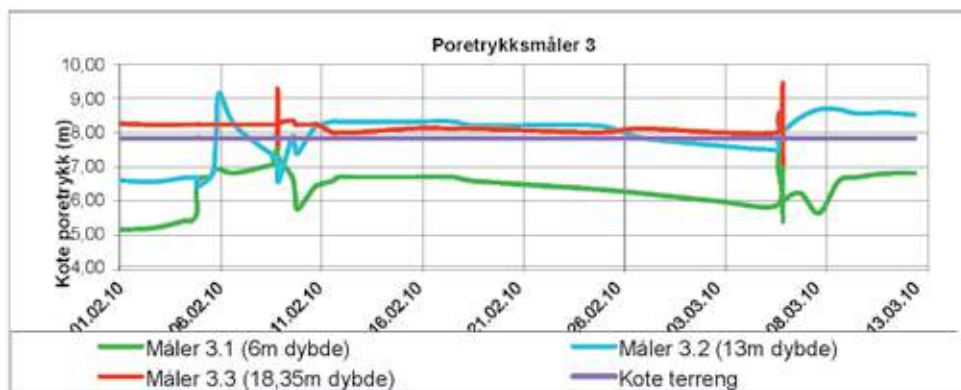
Noe innledende rotasjon med spyling, før rør begynte å bores ned. Sakte nedboring til 6 m dybde før montering av trykceller 2. Vann kommer over rørtopp fra ca. 7m dybde. Stor friksjon i låser medfører sakte framdrift og forkiling, og skyldes sannsynligvis unøyaktigheter i spuntlåsene og for lite nedpressingskraft i boreriggen. Etter at røret ble hevet for deretter å senkes ned igjen gled røret forbi forkilingspunktet. Leirvann kommer over rørtopp ved rørsiss i ca. 9m dybde. Avsluttet i ca. 11m dybde for skjøting og montering av trykceller 3. Luftboring startet når morenelag over berg ble nådd – ingen lekkasje av luft på utsiden av røret.

MÅLERESULTATER

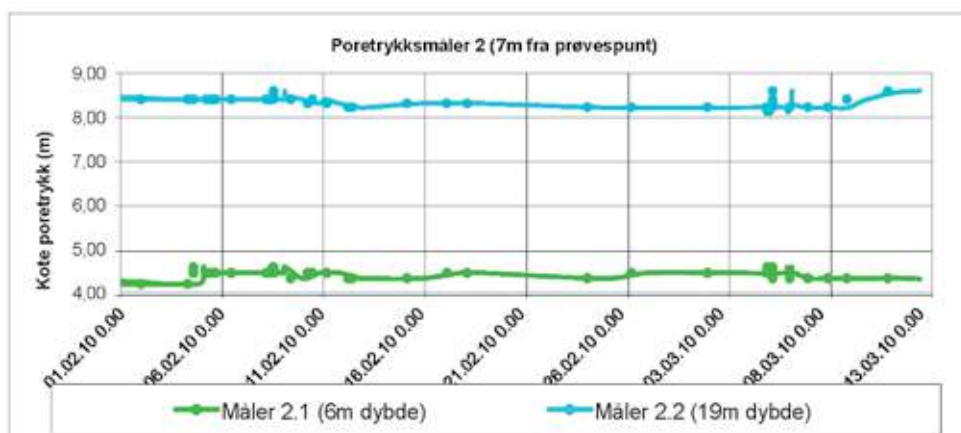
Poretrykksmålinger

Resultater er vist i figurer nr. 5 og 6.

Poretrykket ble overvåket manuelt under og like etter nedboring. Hovedfokus var på piezometere som stod 0,5m fra spuntrørene (poretrykksmåler 3). Under installering av spuntrørene viste målerne i dybde 6 og 13 m dybde en økning i poretrykket tilsvarende 2 og 2,5m stighøyde. Etter at spissen av spuntrøret hadde passert falt trykket raskt med ca. 1,0m stighøyde. Poretrykksmåleren ved berg viste en svært rask respons når luftboring startet, for deretter å gå tilbake til opprinnelig nivå i løpet av minutter etter at luftboring sluttet.



Figur 6: Poretrykksavlesninger 0,5m fra installasjon av rørsput.



Figur 7: Poretrykksavlesninger ca. 7m fra installasjon av rørsput.

Tilsvarende poretrykksmålinger i avstand 7m fra rørsputforsøket (poretrykksmåler 2) viste en vesentlig mindre respons enn for poretrykksmålere i punkt 3. Poretrykksresponsen her var kortvarig (minutter).

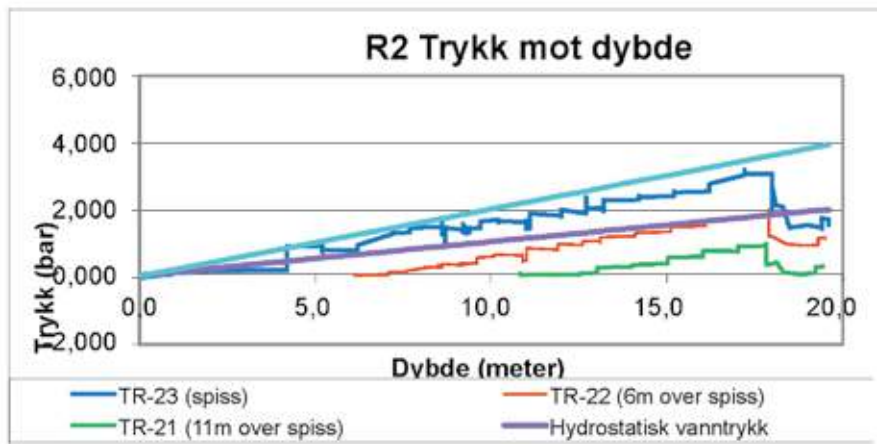
Totaltrykceller

Det ble montert totaltrykceller på de to prøvespuntrørene. På rør R3 ble det montert på en celle ca. 0,1m bak spissen på røret. På rør R2 ble det montert 3 celler i nivå 0,1m fra spissen, 6m fra spissen og 13m fra spissen. Målerne ble levert, montert og avlest av Sintef v/Torgeir Jensen. Resultatet av målingene plottet mot dybde av spissen er vist på figur 7-9.

For rør R3 steg trykket til mer enn dobbelt hydrostatisk vanntrykk under boring ned til 5-6m dybde. På stedet ble det antatt at det høye trykket skyldtes massefortrenging. Videre ned sank trykket til under dobbelt hydrostatisk vanntrykk, noe som ble vurdert å skyldes mindre grad av massefortrenging. Ved oppstart av lufthammer falt trykket til noe under hydrostatisk vanntrykk fra terreng. Det kom luft på utsiden av røret ved denne boringen. Etter at lufthammeren ble stanset økte trykket til ca. 1,7 ganger hydrostatisk vanntrykk.

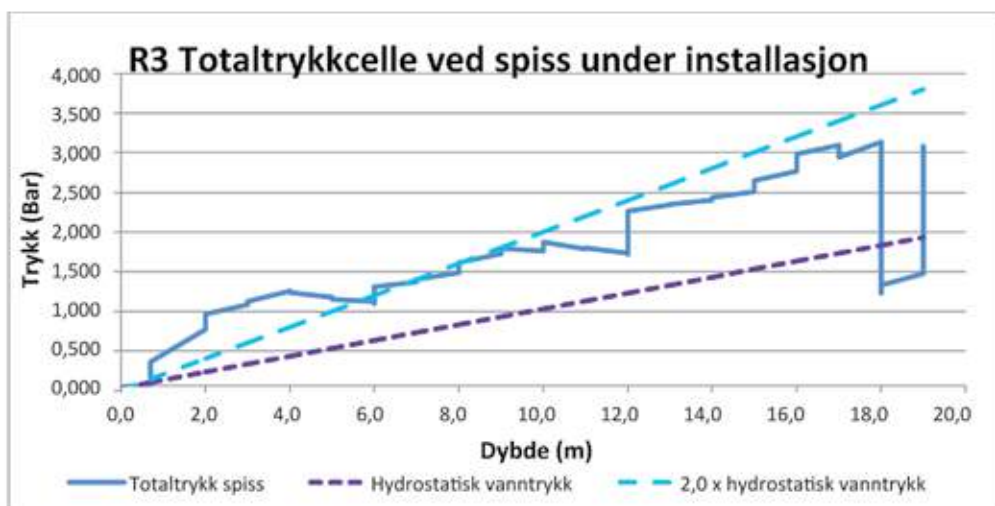


Figur 8: Totaltrykkcelle montert på spuntrør. Rør for injeksjon mellom rør og berg er påmontert. Til høyre modifisert montering med beskyttelse.



Figur 9: Resultat totaltrykkceller plottet mot dybde rør R2.

Ved boring av rør R2 ble det boret med lavere penetrasjonshastighet for å redusere den antatte massefortrengingen under boring av rør R3. Dette lyktes, slik at trykket ved spissen hele tiden ble holdt under dobbelt hydrostatisk vanntrykk. Trykkcellene høyere opp langs røret viste et trykk tilsvarende ca. 1,5 ganger hydrostatisk vanntrykk fra terreng. Ved boring i med luft i berg sank trykket til under hydrostatisk vanntrykk fra terreng.



Figur 10: Resultat totaltrykkceller plottet mot dybde rør R3 (andre posisjon).

CPTU-sonderinger

Tre dager etter boring av rørsput R3 ble det utført CPTU-sonderinger i avstand 0,5m, 2,0m og 4,0m fra rørsputforsøket. Etter at luft kom opp på utsiden av spuntroret under boring med lufthammer var det usikkerhet knyttet til hvor stor sone av kvikkleira som var omrørt. Resultatene ble sammenholdt med tidligere CPTU-er i nærheten. Sondringen ble utført av Tyrens AB og tolket av Multiconsult v/Rolf Sandven. Tolkningen antydte at spuntboringen hadde stor påvirkning i 0,5m avstand, mulig påvirkning i 2m avstand, og upåvirket tilstand i 4m avstand.

Det ble utført en CPTU-sonderinger ca. en og tre måneder etter installasjon av rør R2 ved spuntlåsen mellom de to prøvespunterne. Plasseringen ble valgt for å treffe en så stor omrørt sone som mulig. Formålet var å få noe kunnskap om rekonsolideringen av den omrørte kvikkleira. Sondringene ble utført og tolket av Multiconsult. Resultatet av tolkingen antydte en mulig gjenvinning av opprinnelig skjærstyrke med 50-70 %, men med store usikkerheter.

I forbindelse med masteroppgaven ved NTNU tok Shaima Ali Hassan Alnajim opp prøver av omrørt sone inntil spuntlåsen mellom rørene. Prøvene ble tatt opp ca. et år etter boringen av spunterne. Prøvene viste at massen ikke besto av rekonsolidert leire, men av sedimenterte masser i lag. Der noe var silt, noe var leire, og noe fortsatt var vann med en suspensjon av leire.

Inklinometer

Inklinometermålingene i 1,0m avstand fra prøvespunteren. Måling etter installasjon av rør viser at kanalen har beveget seg bort fra spuntroret fra terreng til ca. 5m dybde, mens det ned mot berg kan se ut til at kanalen har nærmet seg røret.

Det beskrevne bevegelsesmønsteret for toppen av kanalen kan forklares ut fra følgende alternativer:

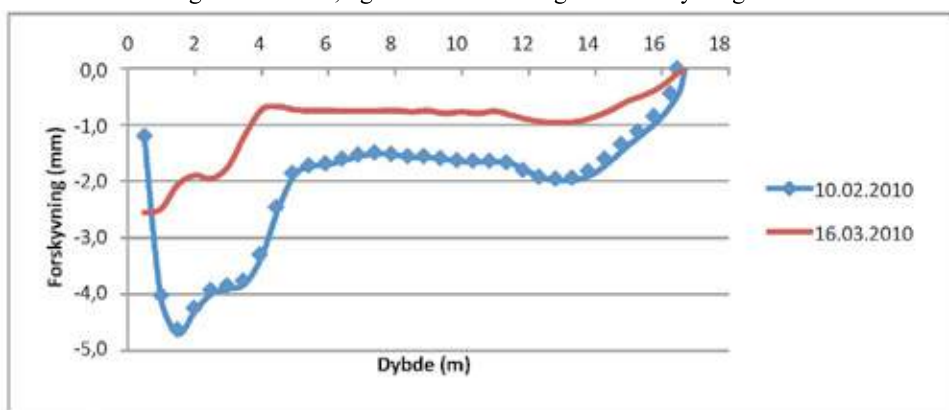
1. Det har skjedd en massefortrenging under nedsetting av rørsputen til ca. 5 m dybde. Deretter har massestrømmen gått inne i røret. Dette underbygges av registreringer av trykk på trykkcella.

2. På grunn av "liljeform" på luftstrømmen under boring med luft har det skjedd en massefortrenging av toppen. Det er så vidt vi kan se ingen andre forhold en risting av inklinometerkanalen under luft boringen som underbygger dette hendelsesforløpet.

Bevegelsen av den nedre delen av kanalen kan skyldes luftstrømmen, og den reduksjonen av trykk som har vært inntil røret under oppstrømming av luft. Det er mulig at dette har ført til en viss bevegelse i massen, og dermed kanalen.

Etter nedsetting av rør R2 er det en tendens til at kanalen har beveget seg noe inn mot det første røret, mest i toppen. Dette ble først vurdert å kunne skyldes rekonsolidering inntil rør R3, men en mer sannsynlig forklaring i etterkant er nok at leire har fylt opp hulrom inntil rør R3.

Den mest nærliggende forklaringen er at omrørt sone rundt det første røret er under rekonsolidering. Dette vil medføre en viss volumreduksjon. Bevegelsen av toppen av kanalen skyldes sannsynligvis at massetapet i toppen var størst ved luftlekkasjen på rør R3. Det bemerkes at bevegelsen er liten, og kan være et utslag av målenøyaktighet.



Figur 11: Rørspuntforsøk, Inklinometerresultater (positiv retning mot rørsput)

VURDERING AV RESULTATER

Poretrykket under installering av rørspunten reagerte kraftig inntil spunten, men reaksjonen var liten noen meter fra spuntrøret. CPTU-sonderingene utført like etter installasjon indikerer også et begrenset område inntil spunten som har vært påvirket av spuntinstallasjonen. Dette til tross for de uheldige hendelsene under forsøket med luft som kom opp langs utsiden av røret.

Totaltrykkcellene ga vesentlig informasjon om hvor stor grad av massefortrenging som oppstod under nedboringen gjennom løsmasse. Massefortrenging oppstod sannsynligvis pga vanntrykket som stod inne i røret under nedboring. Inne i røret var det for den første rørlengden hele tiden vannfylt til toppen. Etter at røret var boret ned noen meter ble potensialforskjellen gradvis redusert til et nivå der massefortrengingen ble eliminert.

Med så stort omfang av instrumentering inntil et rørspuntforsøk er det alltid fare for å mistolke måleresultatene. Under og like etter prøvespuntforsøket ble totaltrykket tolket til å være en funksjon av vanntrykk pluss et aktivt trykk, noe som gav godt samsvar med de målte resultatene. Ved prøvetaking inntil spuntrørene er det grunn til å tolke de målte totaltrykkene som et væsketrykk av tung væske, dvs. vann og omrørt kvikkleire i suspensjon.

Vertikaldren langs spuntrøret viste seg ikke å ha målbar effekt.

Inklinometermålingene indikerer at massen rundt prøvespunken har blitt påvirket av spuntetableringen. Det er ovenfor antydnet en mulig årsak til de målte bevegelsen, men det er knyttet stor usikkerhet til dette.

Etter utført forsøk var det stor usikkerhet knyttet til om metoden var gjennomførbar for dette prosjektet. Leverandør av borsystemet, Atlas Copco, mente det var mulig å modifisere borkrona slik at risikoen for luft på utsiden av røret ble redusert. Basert på de presenterte dataene, og vurderingen av fordelene for tetteproblematikken en full innboring i berg ville gi, ble metoden med rørsputt valgt å gjennomføre.

SLUTTKOMMENTAR

Ved oppstart av spunting for byggegropa viste det seg at låsefriksjonen var for stor til at det var mulig å bore ned rør gjennom løsmasse med kun vannspyling og rotasjon gjennom løsmassene. Etter forslag fra Kynningsrud ble videre installering av rørsputt utført ved først å vibrere ned rørene til berg/morene. Deretter ble rørene tomt for masse ved hjelp av spyletrykk gjennom pilotkrona. Pilotkrona ble koblet sammen med ringborkrona, med etterfølgende innboring i berg. Etter en del oppstartsproblemer ble det i gjennomsnitt etablert ca. 2 spuntrør pr borerigg pr arbeidsdag. Rørene varierte i lengde fra ca. 10 m til ca. 30 m. Angitt tid inkluderer sveiseskjøting av rør som ble utført på alle rør med lengde over ca. 18m.

Ca. 15 av de 350 spuntrørene, som utgjør oppstøttingen rundt gropa, er ikke boret inn i berg. Årsaken til at enkelte rør ikke ble boret inn i berg er fortsatt usikker. Gjenliggende ståltrester i grunnen etter forgraving i fyllmassen kan være en mulig forklaring der pilotkrona ikke fikk entret ringborkrona. Skrått berg, kombinert med for stor kraft under forsøk på entring av ringborkrona er en annen. Forhåpentligvis vil dette bli noe klarere etter at spuntfoten ved disse punktene er frigravd, og de aktuelle spuntrørene er åpnet.

Under installasjon av spunten oppstod det et økende loddavvik langs spuntveggen, noe som ble rettet opp ved hjelp av oppretningsnåler som ikke ble boret inn i berg.

Ved all spunt som ikke er boret inn i berg er det utført jet-injeksjon for tetting mellom spunt og berg. Etter spuntetablering var poreovertrykket ved berg tilbake på normalt nivå før spuntarbeidene. Spuntrørene ble deretter armert og støpt ut. Foringsrør for injeksjon var montert på armeringen i rørene. Det ble injisert under spuntfoten i berg til 10m under planlagt grave-/ sprengningsnivå. Utstøpingen ga mottrykk for denne injeksjonen.

Det er til nå frigravd deler av spuntfoten. Spuntfoten framstår generelt som tett, bortsett fra i noen av punktene der rørsputten ikke er boret inn i berg. Det kan se ut til at jet-injeksjonen ikke har fungert godt nok som tetteiltak i morenemassene. Noe av årsaken kan være valget av jet-injeksjonsmetode i forhold til steininnholdet i morena.

Rørsputten oppfører seg stivt, og har så langt gitt målte deformasjoner som ligger innenfor kravet til 0,25 % av utgravingsdybden.

Inntrykket fra byggegropa er at spunten er tettere enn det vi sannsynligvis ville oppnådd med tradisjonell fordybte spunt med jet-injisert fot. Valget av spuntmetode var dermed riktig, sett i etterkant. Rørsputtløsningen har fungert godt i dette prosjektet, men metoden framstår fortsatt som lite utviklet. Dette gjelder blant annet for boring gjennom bløte masser og for luftboring i berg.

REFERANSER

Faveo/Statens vegvesen (Anders Beitnes) (2011) E6 Trondheim Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. "Bergmekanikk/geoteknikk 2011".

NCC (Torgeir Haugen) (2011) Byggegrøp Møllenberg. Løsninger og utfordringer. "Geoteknikkdagen 2011".

Multiconsult (2008) Rapport nr. 412380-1 E6 Trondheim – Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. Datarapport, grunnundersøkelser.

Shaima Ali Hassan Alnajim (2010) Reconstitution of strength in remoulded sensitive clay.

GRUNNVANNSKONTROLL OG GRUNNVANNMODELLERING.*E6 Trondheim Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest***Groundwater control and groundwater monitoring***E6 Trondheim Stjørdal, Trondheim parcel, west surface zone*

Lic. of Eng., Siv.Ing. Ingvar Rhen, Sweco Environment, Göteborg
PhD Lars Været, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Statens vegvesen bygger en ny strekning av E6 fra Stjørdal til Trondheim. Vegen går delvis i tunnel og delvis i dyp sjakt i Trondheim. Ettersom deler av vegstrekningen bygges i dyp leirsjakt med setningsømfintlig leire har det vært vektlagt å forsikre seg om at avsenking av grunnvannsnivå som følge av sjakten er begrenset under og etter byggefase. Som et første steg er flere hydrogeologiske feltundersøkelser gjennomført for å klarlegge viktige hydrogeologiske forhold som påvirker grunnvannsnivåene når sjakten graves ut; og som en andre tilnærming er det opprettet en strømningsmodell for grunnvann for å simulere grunnvannspåvirkning som følge av planlagt utgraving av sjakt. De hydrogeologiske feltundersøkelsene er gjennomført etter at rørsputt ble installert og injisering utført etter opprinnelig plan.

Permeabiliteten i berget og et eventuelt morenelag på berget under leire, ble ansett å være de geologiske enheter som krevde kompletterende undersøkelser. Hydrogeologiske feltundersøkelser i nærheten av sjakten viser at transmissiviteten (T) for morenelaget på berg (T-beregning inkluderer eventuelt overflatenære sprekker) ligger i intervallet $5 \cdot 10^{-7}$ till $1 \cdot 10^{-8}$ m²/s med en sannsynlig effektiv verdi på ca $5 \cdot 10^{-8}$ m²/s.

Pumpetester av brønnene PB1 og PB5 i sjakt ga responser i infiltrasjonsbrønnene utenfor sjakten, hvilket indikerer at det skjer lekkasje gjennom spunt og/eller gjennom berget under sjakt. Anslått hydraulisk konduktivitet for morenelaget er forholdsvis lav. Øverste del av berget anslås å ha konduktivitet i samme størrelsesorden som morenelaget, hvilket gjør at det virker sannsynlig at det skjer en viss lekkasje gjennom berget. Det kan allikevel ikke utelukkes at lekkasje også skjer gjennom spunt.

Den numeriske grunnvannstrømningsmodellen, som kalibreres mot naturlige (uforstyrrede) forhold, og pumpetesten (interferenstest), indikerte at avsenkningen kunne bli større enn 2m innenfor ca 200 m radius fra sjakten med planlagt utføring av sjakt og injisering. Prognosene for grunnvannsavsenkning viser flere meter avsenkning i morenelaget på berg, betydelig mer enn de 2m som anses akseptabelt for å unngå setninger i den overliggende leiren innenfor en stor radius fra sentrum av sjakt. Observasjoner høsten 2011 indikerer en maksimal avsenkning på 1-5 m i nærheten av sjakt. Samtidig har infiltrasjonsbrønner vært benyttet for å opprettholde grunnvannsnivået, og det har stegvis blitt gjennomført injisering for å tette berget og muligens også morenelaget på berget, gjennom sommeren og høsten 2011. Forutsetningene for modellens prognoser er således ikke direkte sammenliknbar med de faktiske forholdene på stedet.

Konklusjonene fra modelleringene (2011-07-04) indikerte at det var nødvendig å injisere berget for å unngå for stor avsenkning. Resultatene fra sjaktarbeidene sommeren og høsten 2011 tyder på at dette var en rett bedømmelse.

SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administration is constructing a new route of E6 between Stjørdal and Trondheim. The road is partly in a tunnel and partly in deep shafts through Trondheim. As part of the road is constructed in deep shafts in clay sensitive for settlements, it has been important to certify that the drawdown is limited during the construction period and afterwards. As a first step several hydrogeological field investigations were made to elucidate important hydrogeological conditions that influence groundwater pressures during the digging of the shaft, and in a second step a groundwater flow model was developed to simulate the impact of the water pressures when the shaft was excavated. The hydrogeological field investigations were made after the wall of steel pipe piles was installed and grouting near/below the pipe piles were made according to original plan.

The permeability of the rock and the possible layer of till on the bed rock surface were considered the geological units that demanded supplementary investigations. The hydrogeological investigations close to the shaft showed that the transmissivity (T) for the till on the bedrock surface (The T-estimate possibly also includes superficial fractures in the rock) is in the interval $5 \cdot 10^{-7}$ till $1 \cdot 10^{-8}$ m²/s with a possible effective value of ca. $5 \cdot 10^{-8}$ m²/s.

The pumping of the wells PB1 and PB5 within the shaft caused responses in the infiltration wells outside the shaft indicating that it was a leakage through the piles and/or through the bedrock below the shaft. The hydraulic conductivity (K) of the till on the bedrock surface is fairly low and the K of the superficial rock is probably in the same range as for the till, which indicates the leakage through the rock into the shaft is possible but leakage through the pile-wall cannot be excluded.

The numerical groundwater flow model, which was calibrated versus the natural (undisturbed) conditions and the pumping test (interference test), indicates that the drawdown may be larger than 2m within some radius of ca 200m from the shaft with the initially planned design of the shaft and the grouting. The prognosis of drawdown in the till layer below the clay was several meters within a fairly large distance from the shaft, much larger than the 2m that was considered acceptable to avoid settlements in the clay. The observations of drawdown near the shaft are around 1-5m during autumn 2011, but the infiltration wells were in operation and there have also been several occasions when the bedrock (and possibly also the till) has been grouted during the summer and autumn 2011. The conditions used as basis for the simulations of the groundwater flow are therefore not the same as for the actual conditions at the site.

However, the conclusions from the modeling (2011-07-04) indicated that it was necessary to grout the rock in order to limit the drawdown. The results from the construction work at the shaft during summer and autumn 2011 indicate that the conclusion from the groundwater flow modeling was correct.

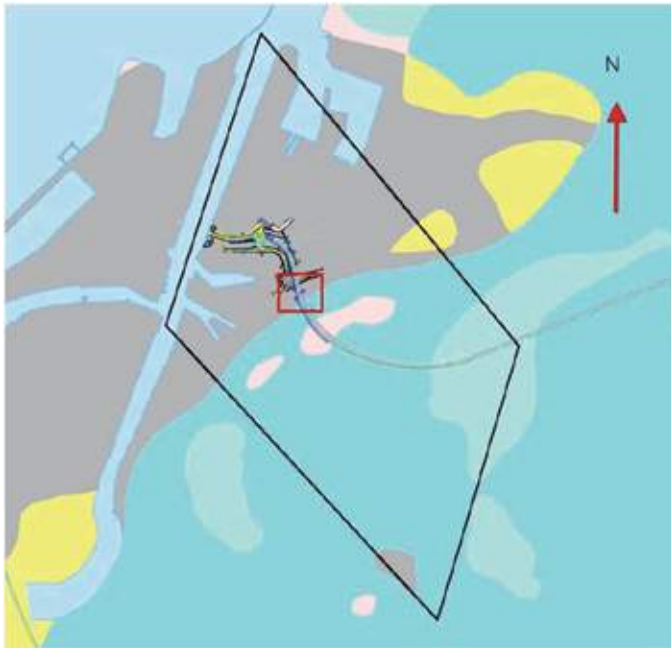
1 INNLEDNING

Statens vegvesen bygger en ny sträckning av E6 mellom Stjørdal og Trondheim. Vägen går delvis i tunnel och delvis i djupa schakt i Trondheim. Eftersom delar av vägsträckningen går i djupa lerschakt med sättningskänslig lera har det varit av vikt att säkerställa att grundvattennivå sänkningarna är begränsade under och efter byggske.

Som ett första steg har ett flertal hydrogeologiska fältundersökningar genomförts för att klarlägga viktiga hydrogeologiska förhållanden som påverkar grundvattennivåerna när en schakt grävs ut. Som ett andra steg skapades en numerisk grundvattenflödesmodell för att simulera inverkan på grundvattennivåerna kring schaktet för en utgrävd schakt, med specificerad grunddesign av schakt och injektering, för att ge indikationer på om ytterligare åtgärder krävdes utöver den grunddesignen av schakten för att bibehålla en minimi grundvattennivå.

2 BAKGRUNDSMATERIAL

Schakten som undersökts ligger öster om Nidälven i Trondheim, se Figur 2-1. Denna figur visar också det modellområdet som ansetts vara av primärt intresse för grundvattenflödesmodelleringen.



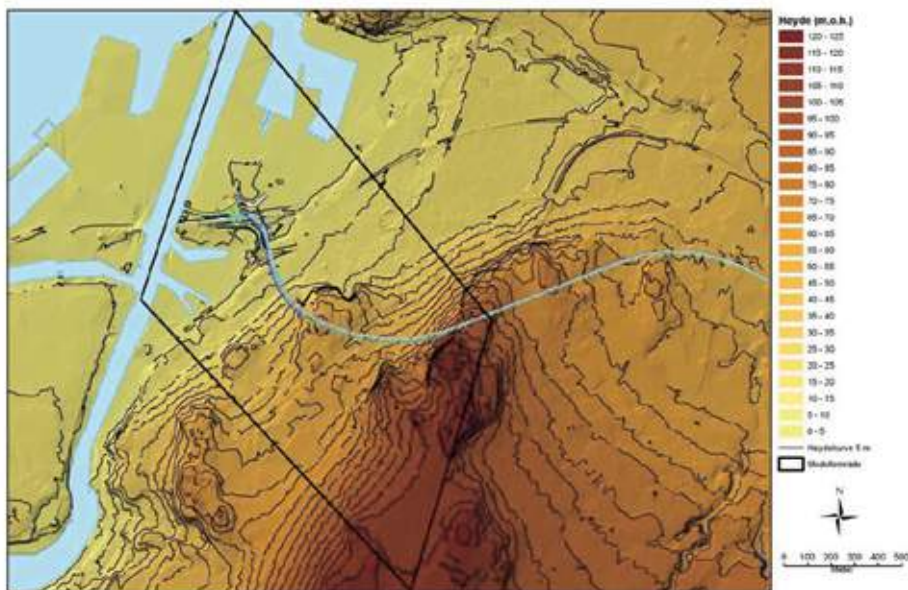
Figur 2-1. Sträckning av E6 i östra Trondheim. Röd rektangel markerar området för schakt samt där Lugeon tester genomförts och var pump- och infiltrationsbrunnar finns. Svart parallelepiped markerar området som är av primärt intresse för grundvattenflödesmodelleringen. Färgerna visar på kvartärgeologi. Rosa: >50% berg i dagen, Blå: Havs och fjordavlagringar >0.5m mäktighet, Ljusblå: Havs och fjordavlagringar <0.5m mäktighet, Gul: fluviala avsättningar, Grå: Fyllnadsmassor. www.ngu.no/kart/losmasse/

2.1 Topografi och geologi

E6 byggs, inom Trondheims stad, i ett område med kristallin berggrund som täcks av tunt moräntäcke i vissa områden och av havs och fjordavlagringar samt fluviala avsättningar avlagringar i lågområdena. Topografin varierar inom det modellerade området från ca +120m ner till havsnivå (+0.78m, medelhavsnivå), se Figur 2-2. Jorddjupet varierar mycket över området, se Figur 2-3. Denna skattning av jorddjupet har subtraherats från topografin för att beräkna bergytans nivåer. Dock har också en detaljerad bergnivåkarta över schaktläget funnits tillgänglig som styrt bergtopografin vid schaktläget.

Kvartärgeologin längs E6:ans sträckning redovisas i Figur 2-4 . Det har gjorts geologiska tolkningar av hur långt vissa kvartärgeologiska formationer sträcker sig upp mot höjdområdena: Var Kvikklara avslutas mot berg och överlagras av fyllemassor, var Sand avslutas mot siltig lera och med fylle massor över, var Siltig lera avslutas mot kvicklera och överlagras av fyllemassor. Figur 2-4 och de tolkade horisontella utsträckningarna av lagren är centrala i hur den geologiska modellen implementerats i den numeriska modellen, se Figur 4-2.

Figur 2-2 och Figur 2-3 visar området för grundvattenflödesmodellen.



Figur 2-2. Topografi med modellområde. Svart romb visar modellområdet för grundvattenflödesmodell.

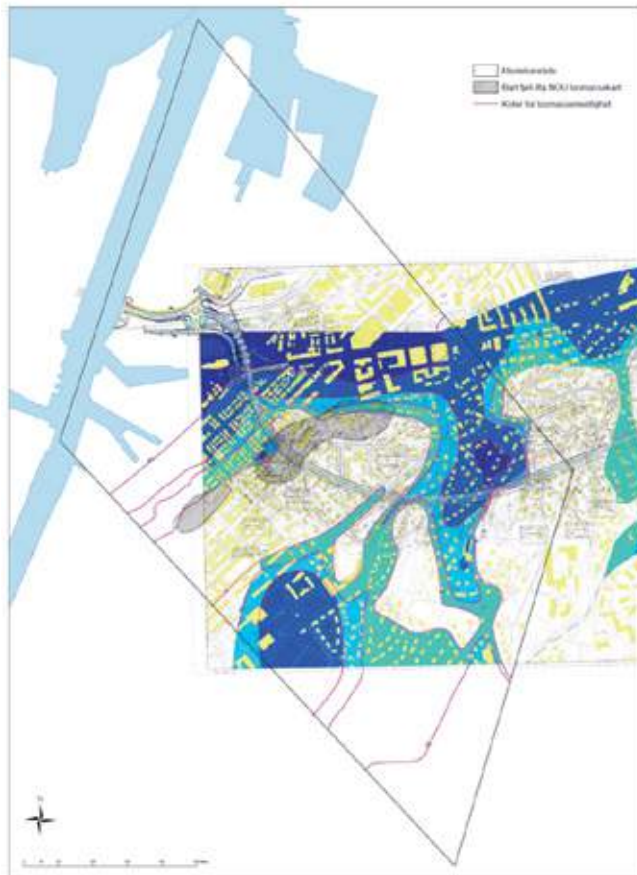
2.2 Hydrologi

Medel årsnederbörden i Trondheim (Voll mätstation) är 855 mm/år och beräknad evapotranspiration 408 mm/år, vilket ger en specifik avrinning på 447 mm/år, se Tabell 2-1. Enligt diskussion med Statens vegvesen är möjligen 30% av den specifika avrinningen är

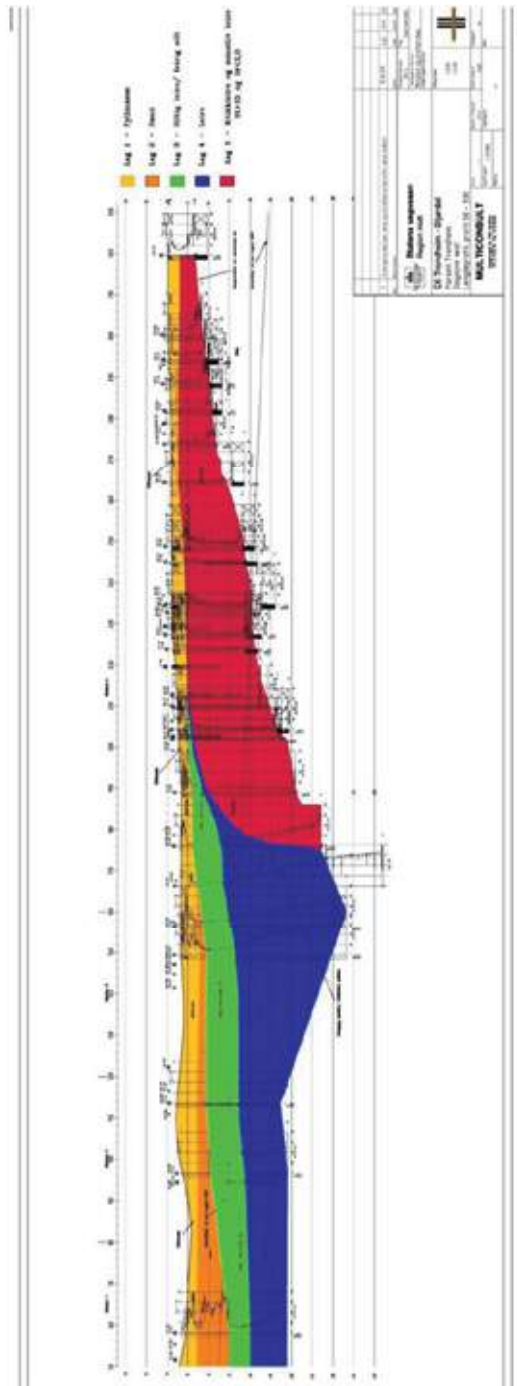
grundvattenbildande i högområden och 60% av nederbörd är grundvattenbildande i lågområden och resten är ytlig avrinning. Utifrån detta har grundvattenbildningen skattats till 268 och 134 mm/år, se Tabell 2-1 och Figur 2-5.

Tabell 2-1. Nederbörd, specifik avrinning samt grundvattenbildning.

Årsavrinning	Årsmedel-nederbörd	Evopotranspiration	Årsavrinning	Grundvattenbildning	Grundvattenbildning
				Område 1	Område 2
				Reduktionsfaktor=0.6	Reduktionsfaktor=0.3
L/(s*km ²)	mm/år	mm/år	mm/år	mm/år	mm/år
14.16	855	408	447	268	134



Figur 2-3. Jorddjup och modellområde för grundvattenflödesmodell. Ekvidistanser: 5, 10, 20 och 40m djup i figur (från vitt (0-5m) till mörkblått)



Figur 2-4. Vertikal sektion längs vägsträckning. Horisontella linjer markerar 5m djupintervall. Översta nivå linje i figur: +20m. Centrumlinje för väg går från berg till lera på nivå ca. -10m.