

## Strindheimtunnelen

Kunne vaiersaging vært en alternativ metode  
for etablering av forskjæringer på  
Møllenberg?

## Asta Krattebøl

Geofag og petroleumsteknologi

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Anders Beitnes, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk





## MASTEROPPGAVEN

**Kandidatens navn:** Asta Krattebøl

**Oppgavens tittel:** Strindheimtunnelen - Kunne vaiersaging vært en alternativ metode for etablering av forskjæringer på Møllenberg?

**English title:** The Strindheim tunnel – Could the wiresaw method have been an alternative for establishing portal areas?

**Utfyllende tekst:**  
1.

Forskjæringen for Strindheimtunnelen i kvikkleireområdet på Møllenberg er nylig ferdig utsprengt. Som metode for etablering av endelige vegger er i hovedsak benyttet sømboring. Vaiersaging var vurdert som en alternativ metode, men ble ikke valgt. Denne oppgaven representerer en videreføring av fordypningsprosjekt gjennomført av kandidaten høstsemesteret 2011, hvor det på grunnlag av litteraturstudier og anleggsbesøk ble foretatt en sammenstilling og diskusjon av erfaringer fra tidligere prosjekter med vaiersaging. Denne masteroppgaven skal fokusere på forskjæringen på Møllenberg. På grunnlag av kartlegging, vurderinger og analyser av skal det i oppgaven diskuteres om vaiersaging kunne vært en alternativ for dette prosjektet. Av viktige momenter som skal diskuteres fremheves spesielt:

- Ingeniørgeologiske forhold (bergartsegenskaper, sprekkeretninger, oppsprekningsgrad mv.).
- Logistikk, plasshensyn.
- Stabilitetsforhold, fare for utglidninger/utfall.
- Hensyn til omgivelsene.
- Tidsbruk.
- Relative kostnadsforhold.

Ingeniørgeologiske undersøkelser skal gjennomføres som del av oppgaven.

2. Masteroppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen med Byggeleder Anders Beitnes som medveileder.

**Studieretning:** Teknisk geologi

**Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergteknikk

**Tidsrom:** 11.01.-11.06.2012

---

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder  
SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN  
NTNU, 18.1.2012 /revidert 13.2.2012 og 6.6.2012



## Sammendrag

I Trondheim bygger Statens vegvesen ny del av E6 Trondheim – Stjørdal. NCC Construction anlegger en 300 m lang løsmassetunnel med 4 felt. Det er mange utfordringer i denne entreprisen. Grunnen består av kvikkleire der utgravingen er dypest, og et tett befolket nabolag bestående av verneverdige bygninger ligger helt inntil byggegropa. Med bakgrunn i dette er det i kontrakten satt strenge krav til innlekkasje i byggegrop og rystelser. Denne rapporten tar for seg den opprinnelig planlagte og den gjennomførte drivemetoden for forskjæringen og tunnelen. I innledende fase ble wiresaging lansert som metode for berguttaket. Uttaket er imidlertid gjennomført med sømboring.

Med utgangspunkt i funksjonskravene i kontrakten for Dagsone vest ser det ut til at valget av sømboring har vært et fornuftig valg. Dette er fordi kravet om tett byggegrop veier tyngre enn kravet om begrensning av rystelser. Med bruk av sømboring kunne man bruke sømhullene til videre injisering der man opplevde innlekkasje. Og per i dag finnes det ingen direkte metode for å bruke et wiresaget sliss som utgangspunkt for injeksjon.

Dersom kravet til reduserte rystelser hadde blitt vektlagt tyngst ville wiresaging vært en god metode. Men for å oppnå full rystelsesdempende effekt hadde man måttet sage konturen før sprengning ble utført. Dette hadde ført til forsinkelser fordi det hadde tatt lengre tid å skape adkomst til påhugget dersom man ikke kunne sprenge ut midtpartiet av byggegropa før sagingen var gjort. Dessuten måtte spuntfoten vært forankret før man kunne begynt å sage. Altså ville wiresaging skapt større avhengigheter enn man fikk ved bruk av sømboring.

I tillegg til dette underbygges et valg om sømboring med at wiresaging berammes av en stor sikkerhetssone. I den trange byggegropa på Møllenberg hadde man raskt fått problemer med utførelsen av samtidige prosesser med et plasskrevende wiresagingsoppsett.

Ut i fra geologiske forhold hadde wiresaging vært fullt gjennomførbart i Dagsone vest. Men hensyn til omgivelser, logistikk og plasshensyn gjør at sømboring er å foretrekke.



## Abstract

The Norwegian Public Roads Administration is building a new main road northbound from the city of Trondheim. NCC Construction is building a 300 m long 4-lane cut and cover tunnel in the western part of the project-area very close to a densely populated protected township. The soil conditions consist of marine deposits with quick clay in the deepest zone of excavations. Because of these conditions the contract sets strict limitations for allowed amount of leaking water and vibrations from blasting. This report reviews both the planned and conducted method of rock excavation. Initially NCC planned to use wiresaws to define the rock contour, but landed on the use of line drilling.

With regards to the functional requirements for Dagsone vest, line drilling appears to have been a reasonable choice. This is because the demands for an impervious construction-pit are considered more important than to restrain the vibrations. With the use of line drilling, one could use the line holes for additional injection in areas where leaking water was observed. And as of today there is no known direct method of using a cut made by wiresaw for injection.

If the restrain of vibrations was the major concern in the project, use of wiresaw would have been a great method. But to achieve a full cushioning effect, one would have had to cut the contour before any blasting took place. This would have delayed access in regards to the tunnel preface. Also, the supporting walls had to be anchored before any sawing could begin. Alas, the use of wiresaw would have created a more extensive dependence in the project.

The use of line drilling is further backed by the fact that wiresaws have a huge clearance zone. In the narrow constructions-pit this would have given problems in regards to simultaneous work on other processes.

From a geological aspect, use of wiresaw would have been completely achievable, but the consideration of neighbours, logistics and space makes line-drilling the sounder choice.





## Forord

Denne rapporten er resultatet av min masteroppgave som den avsluttende delen av sivilingeniørstudiet med fordypning ingeniørgeologi ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, våren 2012. Oppgaven er gjennomført i samarbeid med prosjektet E6 Trondheim – Stjørdal, Statens vegvesen.

Denne oppgaven oppstod i farvannet av en samtale med prosjektleder Harald Inge Johnsen (E6 Trondheim – Stjørdal) om mulige problemstillinger i samarbeid med prosjektet. Wiresaging var vurdert som alternativ etableringsmetode for konturflatene for Dagsone Vest. Wiresaging for bruk til infrastrukturelle formål er et viktig tema med økende aktualitet fordi stadig flere prosjekter foregår i bynære strøk. Wiresaging er under slike forutsetninger et effektivt tiltak for å begrense støy og rystelser. Det er i bransjen lite kjennskap til metoden, sammenlignet med sømboring og kontursprengning, Derfor ønsket jeg å opparbeide meg kompetanse på området, og bidra til økt forståelse om emnet. Høsten 2011 skrev jeg en prosjektoppgave som tok for seg wiresaging som metode for å gjøre meg kjent med wiresaging. Masteroppgaven er dermed en videreføring av dette prosjektarbeidet.

Jeg vil takke mine veiledere Prof. Bjørn Nilsen og Anders Beitnes, byggeleder for Dagsone vest, for all hjelp, veiledning og korrekturlesning. Takk også for deres støtte og tålmodighet.

Trondheim, 11. juni 2012

Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet

---

Asta Krattebøl



## Innholdsfortegnelse

Sammendrag .....	iii
Abstract .....	v
Forord .....	vii
Innholdsfortegnelse .....	ix
Figurliste.....	xii
1. Innledning .....	1-1
1.1. Bakgrunn og formål.....	1-2
1.2. Oppgavens oppbygging .....	1-3
2. Forsiktige og kontrollerte sprengningsmetoder .....	2-5
2.1. Geologiske faktorer som påvirker rystelser .....	2-5
2.2. Søboring .....	2-6
2.3. Presplitt.....	2-8
3. Wiresaging .....	3-11
3.1. Ulike typer kutt.....	3-11
3.2. Utførelse .....	3-12
3.3. Effektivitet .....	3-14
3.3.1. Betydningen av bergmassens egenskaper .....	3-15
3.3.2. Tidsforbruk og kostnader .....	3-16
3.4. Driftsproblemer .....	3-17
3.4.1. Bergspenninger.....	3-17
3.4.2. Kiler.....	3-17
3.5. Ulemper med wiresaging for anlegg .....	3-18
4. Dagsone vest .....	4-19
4.1. Kontrahering med konkurransepreget dialog .....	4-19
4.2. Funksjonskrav.....	4-20
5. Ingeniørgeologiske forhold i Dagsone Vest .....	5-23

5.1.	Grunnlagsmateriale.....	5-23
5.1.1.	Ingeniørgeologisk rapport .....	5-23
5.1.2.	Fjellkontrollboringer .....	5-25
5.2.	Egne feltundersøkelser .....	5-26
5.2.1.	Bergartsfordeling og bergartstyper.....	5-26
5.2.2.	Oppsprekking .....	5-28
5.2.3.	Svakhetssoner.....	5-32
5.2.4.	Klassifikasjon og Q-verdier.....	5-32
5.2.5.	Bergtrykk.....	5-32
5.2.6.	Bistand til kvalitetssikring av egne undersøkelser .....	5-33
5.3.	Andre undersøkelser .....	5-33
5.3.1.	Løsmasser og overdekningsgrad .....	5-33
5.3.2.	Grunnvann.....	5-34
5.3.3.	Borebarhet og sprengbarhet .....	5-35
5.3.4.	Vannlekkasjer.....	5-36
5.3.5.	Stabilitetsforhold .....	5-37
5.3.6.	Sikringsomfang .....	5-37
6.	Anleggsvirksomhet - Dagsone vest.....	6-39
6.1.	Valgt metode.....	6-39
6.2.	Sprengning i forskjæring til tunnel.....	6-41
6.3.	Utførelse og prosedyre for bergarbeider.....	6-42
7.	Wiresaging som løsning for Dagsone vest.....	7-47
7.1.	Vurderinger – ingeniørgeologiske forhold .....	7-47
7.2.	Vurderinger – logistikk og plasshensyn .....	7-50
7.3.	Vurderinger - stabilitetsforhold og fare for utglidninger/utfall .....	7-52
7.4.	Vurderinger – hensyn til omgivelsene .....	7-52
7.5.	Vurderinger – tidsbruk.....	7-52

7.6. Vurderinger – relative kostnadsforhold.....	7-53
8. Sluttord.....	8-59
9. Bibliografi.....	9-61
Vedlegg .....	I
Vedlegg 1 V-tegninger.....	I
Vedlegg 2 Ingeniørgeologisk lengdeprofil pel 100 – 750 fra (16).....	XIII
Vedlegg 3 Vanntapsmåling Øvre Møllenberg BH 1 fra (16).....	XV
Vedlegg 4 Fjellkotekart for Dagsone vest. Fra (22).....	XVII
Vedlegg 5 Skisser for berguttak. Fra Swecos bergtekniske notat (19) .....	XVIII
Vedlegg 6 Panoramafoto av forskjæringen. Foto: Svein Hove.....	XXXI

## Figurliste

Figur 1-1. Geografisk oversiktsbilde over nytt veinett i Trondheim. E6 Trondheim - Stjørdal angis med rød farge. Hentet fra vegvesen.no (1) .....	1-1
Figur 1-2. Oversiktsskisse parsell Trondheim, Dagsone vest, med den nye veglinjen inntegnet. Fra Multiconsult (2).....	1-2
Figur 2-1. Sømboring og forbolting med stag. Fra foredragsfoiler av Kristiansen (5). .....	2-6
Figur 2-2. Sammenligning av frekvensdistribusjon med og uten sømboring for to eksempler med hhv. 100 mm og 400 mm hullavstand. Fra Park et. al. (6).....	2-7
Figur 2-3. Prinsipp for presplitt; a) Fra Sharma (8); b) Fra Atlas Powder Company (9) .....	2-9
Figur 3-1. Prinsipp for horisontal og vertikal normalkutt. Fra Ozcelik & Yilmazkaya (10) .....	3-11
Figur 3-2. Prinsipp for grovhullsmetoden. Illustrasjon: Asta Krattebøl.....	3-12
Figur 3-3. Relasjon mellom vinkel til lagdeling og skjæringshastighet (CR). Etter Ozcelik, & Yilmazkaya (10) .....	3-15
Figur 5-1. Sprekkerose for grønnstein basert på blotninger nær tunnelen på Møllenberg. Fra rapport for forundersøkelser - Ud450J nr.14 (18) .....	5-24
Figur 5-2. Antatt bergoverdekning over påhugg. Fra notat av Sweco (19).....	5-25
Figur 5-3. Ikke-konkordant overgang mellom grønnsteinen og den intrusive trondhemitten. Foto: Asta Krattebøl .....	5-27
Figur 5-4. To gjennomgående sprekker slik de treffer påhugget. Utarbeidet av Anders Beitnes.....	5-29
Figur 5-5. Tunnelvegg mot vest. Her ser vi tydelig lagdelingen til bergmassen med strøk på omlag 70 ° i forhold til driveretningen, og slakt fall innover (mot sørøst). Foto: Asta Krattebøl .....	5-30
Figur 5-6. Sprekkerose for grønnstein (østre løp) .....	5-31
Figur 5-7. Sprekkeplott for grønnstein (østre løp) .....	5-31
Figur 6-1. Vegg i forskjæringen på den østlige siden av byggegropa. Legg merke til gjenstående borepiper med tydelige boreavvik. Foto: Statens vegvesen .....	6-40
Figur 6-2. Panoramafoto av forskjæringen. For større bilde, se Vedlegg 6. Foto: Svein Hove.....	6-40
Figur 7-1. Grønnsteinens lagdeling - innvirkning på sageparametere som enaksial trykkfasthet, enhetslitasje på segmenter, skjæringshastighetenergiforbruk, og vibrasjon i maskineriet. Etter Ozcelik & Yilmazkaya (10).....	7-49
Figur 7-2. Sammenheng mellom slitasje på diamantsegmenter og kvartsinnhold. Basert på figur av Ozcelik (11).....	7-50
Figur 7-3. Sammenheng mellom sagehastighet og kvartsinnhold. Basert på figur av Ozcelik (11).....	7-50
Figur 7-4. Sikkerhetssone for wiresager. Illustrasjon: Asta Krattebøl .....	7-51
Figur 7-5. Gantt-diagram over bergguttaksprosessen ved bruk av wiresaging. Etter NCCs opprinnelige framdriftsplan.....	7-53

## 1. Innledning

Areal- og transportplanlegging i byområder inneholder ofte komplekse problemstillinger. Det er trangt om plassen og anleggsarbeid pålegges strenge restriksjoner i forhold til nærliggende bebyggelse. Det er i mange kommuner ønskelig å legge mer av bytrafikken under jord for å skape en grønnere by.

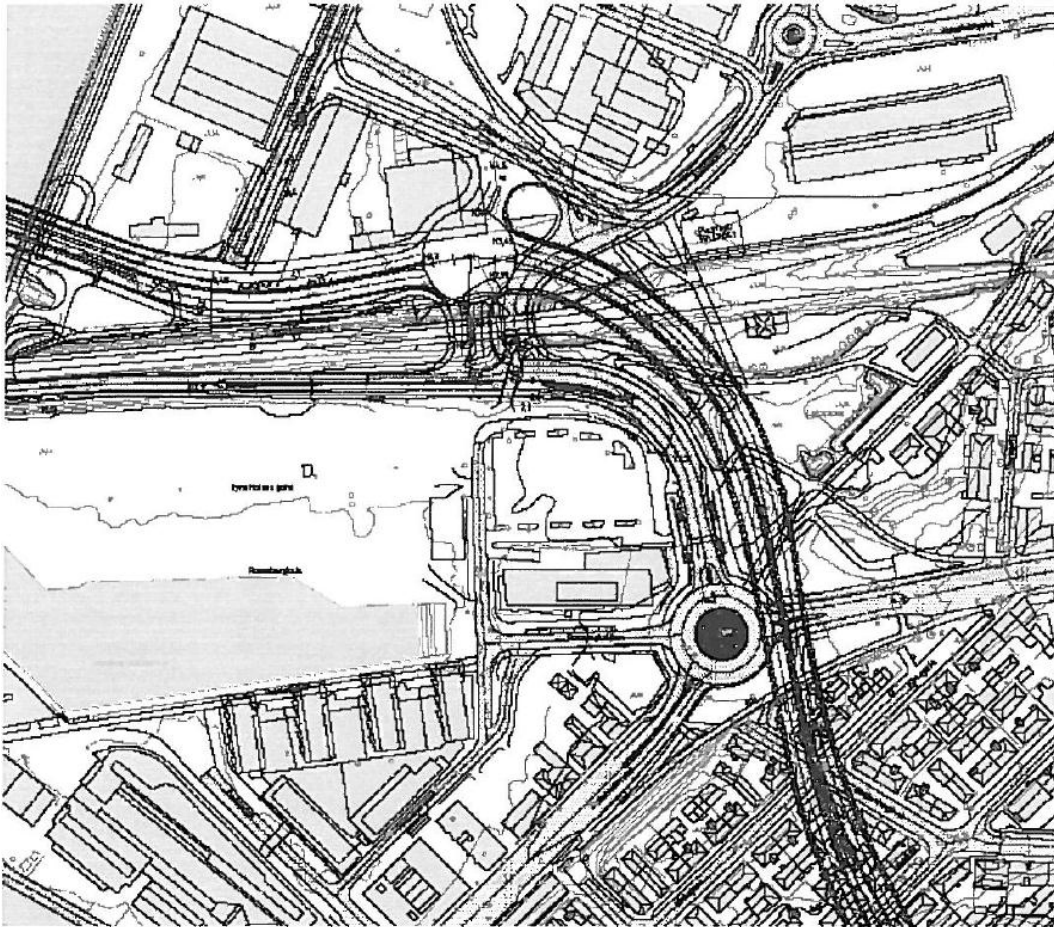
E6 Trondheim – Stjørdal er del av en større vegsatsing i Trondheim. Prosjektet er et stort vei- og anleggsprosjekt med mange ulike og kompliserte entrepriser. Prosjektets totalkostnad løper til 3,50 mrd. kr (2008 kr) hvorav 2750 millioner kroner brukes på Trondheimsparsellen. E6 Trondheim – Stjørdal er omtalt i Nasjonal transportplan 2006 – 2015. Finansieringen skjer dels gjennom statlige bidrag (730 millioner) og resterende sum innhentes gjennom bompengeneinnkreving. Prosjektet er nå midt i byggefasen.



Figur 1-1. Geografisk oversiktsbilde over nytt veinett i Trondheim. E6 Trondheim - Stjørdal angis med rød farge. Hentet fra vegvesen.no (1)

En av de mest interessante og vanskeligste entreprisene er det vestgående påhugget for Strindheimtunnelen. Strindheimtunnelen er et tiltak for å minske biltrafikken i

Innherredsveien i Trondheim, en av de største innfartsårene til byen. I dag har Innherredsveien en årsgjennsnittstrafikk (ÅDT) på 25 000 – 30 000. Når tunnelen er ferdig antas det en reduksjon i ÅDT ned i underkant av 10 000 kjøretøy. Den største komplikasjonen i arbeidet med Strindheimtunnelen er den store kvikkleireavsetningen i vest. Med tanke på setningsproblematikk i det sterkt bebyggede området omkring tunnelen, er det satt strenge krav til rystelser og innlekkasje under anleggsperioden. Permanentsituasjonen skal heller ikke være utsatt for innlekkasjer.



Figur 1-2. Oversiktsskisse parsell Trondheim, Dagsone vest, med den nye veglinjen inntegnet. Fra Multiconsult (2)

### 1.1. Bakgrunn og formål

For denne entreprisen ble det for første gang i Norge brukt såkalt «konkurranspreget dialog» i anbudskonkurransen. Våren 2009 deltok tre entreprenørgrupperinger, etter invitasjon og prekvalifisering, i prosessen med å skape gode løsninger for den vanskelige entreprisen. I løpet av dialogfasen skisserte en av entreprenørene, NCC Constructions, og bekreftet senere i



sitt tilbud, et konsept for påhugget der konturflatene skulle sages ut med wiresaging. Bakgrunnen for wiresaging som metode var å skape et fritt plan med energireflekerende egenskaper som skulle bidra til å minske rystelsene ved utsprenning. NCC Constructions inngikk kontrakt med Statens vegvesen for bygging av Dagsone vest, men har i ettertid valgt å gå for sømboring, som er en mer kjent og tidligere brukt metode i andre prosjekter, for å oppnå tilsvarende resultater. SVV la i tilbudsevalueringen vekt på wiresaging som et positivt bidrag til sikkerhet mot uønskede rystelseskader.

Akkurat idet denne oppgaven skrives, er alle berguttak i byggeprosa gjennomført og ferdige. Det har ikke vært gjennomslag mellom østre og vestre del av Strindheimtunnelen. Dermed gjenstår det å bygge overgangen til Skanskas drenerte bergtunnel som kommer fra øst, med sirkulært tverrsnitt og injeksjon som tettemetode. Overgangen er en 3 meter tykk vanntett plombe fra profil 292 til profil 295. Siden denne pluggen ikke er påbegynt retter det seg noen usikkerheter i forhold til tetting av utsprenget kontur. NCC hadde i utgangspunktet planlagt å wiresage konturen i dette området for å forhindre ekstra oppsprekking som kunne kompromittere kontakttettingen mellom plomben og berget. Konturkvaliteten og nøyaktigheten i dette området er svært kritisk. Løsmassetunnelen i betong er påbegynt med bunnseksjoner og vegger når oppgaven skrives. Betragtningene i denne rapporten skal være uavhengige av byggestatusen.

Det er interesse i prosjektorganisasjonen for å evaluere resultatet av berguttaket etter valgt metode, og vurdere hvordan resultatet hadde blitt med bruk av wiresaging med hensyn på ulike aspekter; ingeniørgeologiske forhold, logistikk/plasshensyn, stabilitetsforhold, hensyn til omgivelsene, tidsbruk, avhengige prosesser og relative kostnadsforhold.

Målet med oppgaven er å skape et bedre grunnlag for vurdering av sømboring og wiresaging som metode, herunder valget av den ene fremfor den andre. Denne oppgaven skal kunne brukes av andre anleggsprosjekter som trenger et grunnlag for tilsvarende avgjørelser.

## 1.2. Oppgavens oppbygging

Oppgaven tar sikte på å gi en grundig gjennomgang av entreprenørens planlegging og prosjektering av berguttaket i Dagsone vest, hvordan arbeidene i praksis ble utført og hvilke resultater og erfaringer man endte opp med. Denne gjennomgangen er basert på entreprenørens arbeidsbeskrivelser, NCCs designmanual for Dagsone vest, tegninger, ulike

notater fra eksterne konsulenter, kontraktsdokumenter og samtaler/intervjuer med nøkkelpersonell både i byggherreorganisasjonen og entreprenørorganisasjonen.

Det er gjort en ingeniørgeologisk kartlegging i forbindelse med oppgaven. Kartleggingen er i tillegg supplert med byggherrens og entreprenørens opplevelser og vurderinger av geologien under driving. Det er ikke gjort noen labtester i forbindelse med oppgaven, men erfaringstall for aktuelle bergarter er innhentet.

Avslutningsvis vurderes det om wiresaging reelt kunne vært en alternativ metode for etablering av konturflater på Møllenberg, og om denne løsningen hadde hatt noen andre og/eller positive effekter enn oppnådd resultat med sømboring. Disse vurderingene er gjort på bakgrunn av Asta Krattebøls fordypningsprosjekt «Wiresaging av berg», datert 2011-12-21. I tillegg har entreprenøren vært behjelpelig med informasjon om sine innledende planer om wiresaging.

Oppgaven er skrevet for fagfolk med ingeniørgeologisk eller anleggsteknisk kompetanse med begrensede kunnskaper om wiresaging.

## 2. Forsiktige og kontrollerte sprengningsmetoder

Som nevnt vil man i bynære strøk bli påført strenge restriksjoner for å ta hensyn til omgivelsene. For å fjerne bergmasser på en forsvarlig måte som overholder kravene i utslippstillatelsen finnes en rekke tiltak. For denne oppgaven er kontursprengning ved bruk av presplitt, sømboring og wiresaging aktuelle tiltak.

I tillegg til å bidra til lavere rystelser er et av målene med bruk av kontursprengning å oppnå en gjenstående bergflate med bedre kvalitet. Dette vil øke stabiliteten og således kan ofte sikringsmengdene reduseres. Behovet for bolter kan bli redusert ettersom bergmassen sannsynligvis er mindre oppsprukket. Sprøytebetongbehovet kan også bli redusert fordi en jevn kontur fører til et lavere forbruk, da det ikke er noen hull eller uregelmessigheter som må fylles. En lite oppsprukket bergmasse vil dessuten gi mindre innlekkasje enn en bergmasse som er sprengt i stykker.

Videre i kapittelet gis en teoretisk gjennomgang av sømboring og presplitt. Fordi wiresaging er en relativt ukjent metode er kapittel 3. dedikert til en grundig gjennomgang av metoden.

### 2.1. Geologiske faktorer som påvirker rystelser

Ulike bergarter har forskjellig evne til overføring av rystelser. Ved overgang fra ett medium til et annet (f.eks. fjell – luft) vil man få høy grad av refleksjon. Det samme vil være tilfelle for sprekker i det geologiske materialet.

Stive, kompetente bergarter med høy trykkfasthet og høy seismisk hastighet har god overføringsevne, spesielt ved lav oppsprekingsgrad.

Vibrasjonene dempes avhengig av vinkelen for bølgenes utbredelsesretning i forhold til oppsprekking i bergarten. Rystelsene dempes raskere ved utbredelsesretning normalt på oppsprekkingen enn parallelt oppsprekkingen.

Når en bølge treffer en grense mellom media med ulike dynamiske egenskaper, vil noe av energien passere, mens resten reflekteres tilbake. Som regel vil det rystelsesnivået en bølge representerer avta med avstanden på grunn av avstandsdemping. Dempingen skyldes i hovedsak to mekanismer (3); geometrisk demping og absorpsjon (hysterese-demping). Geometrisk demping oppstår fordi bølgeenergien må fordele seg på stadig større flater etter hvert som den konsentriske bølgefronten brer seg. Avstandsdemping grunnet absorpsjon

oppstår når fjellet viser hysteresse ved sykliske belastninger. Dette betyr at når en bølge påfører et materiale vekslende trykk- og strekkdeformasjoner, går ikke materialet fullstendig tilbake til sin opprinnelige tilstand. Bølgeenergien fanges opp som en ikke-reverserbar deformasjon.

## 2.2. Sømbling

Hensikten med sømbling er å skape et svakhetsplan ved å bore borehull med liten diameter, svært tett, langs ytterkant av sprengningsområde for å definere konturen på forhånd. Borehullene er som oftest mindre enn 75 mm i diameter (4) og avstanden mellom hullene varierer fra 2 til 4 ganger borehulls diameter. Hulldybden bør ikke overstige 12 meter, da borehulls avvik ved lengre hull kan føre til et ugunstig resultat.

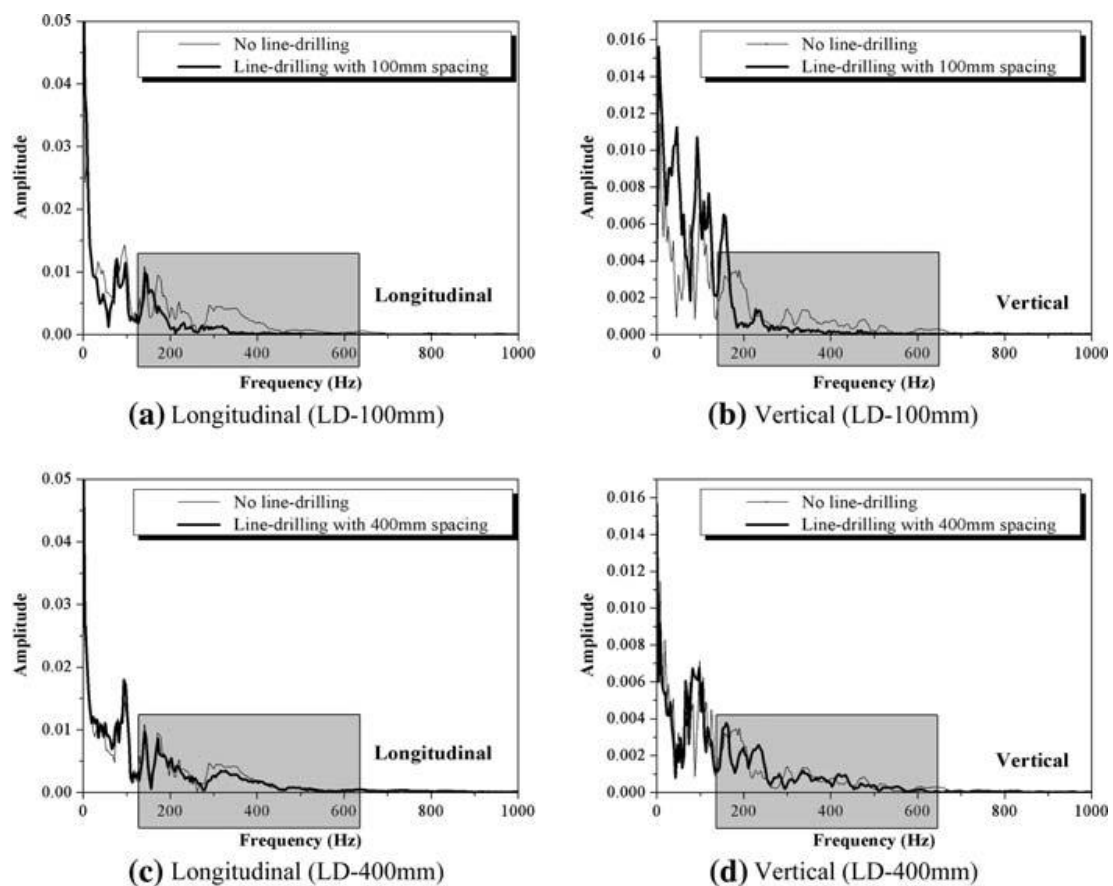


**Figur 2-1. Sømbling og forbolting med stag. Fra foredragsfoiler av Kristiansen (5).**

Sømbling benyttes ofte når en salve skal sprenges svært nært et byggverk. Sømmen vil da bores mellom byggverket og salva. Sømmen vil som en diskontinuitet i berget, med ønsket retning og utbredelse, kunne fungere som et refleksjonsplan, en energidempende barriere, for vibrasjonene fra salva. Borehullene i sømmen lades ikke. Rasten i forkant av sømmen lades, ofte med redusert ladningsmengde, og ønsket resultat er å sprengte vekk all bergmasse slik at sømmen står igjen som kontur. I prosjektrapport 14A-98 (3) sies det at ved sprengning tett inntil sømmen er det registrert demping av rystelser opp mot 80 %. Park et.al. (6) har gjort en numerisk analyse av effektiviteten av sømbling som vibrasjonsreducerende tiltak. De har funnet at sømbling kan være et svært effektivt tiltak, men at effekten er svært avhengig av designet av utsprengningen. Resultatene deres kan oppsummeres som følger:

- Vibrasjonsreducerende effekt øker med minkende hullavstand og økende borehullsdiameter. Denne konklusjonen var gyldig utfra følgende grenser:  $100 \text{ mm} \leq \text{hullavstand} \leq 400 \text{ mm}$ ,  $2.0 \leq \text{forhold mellom hullavstand og borehullsdiameter} \leq 9.0$
- For å oppnå mer enn 10 % reduksjon av vibrasjoner bør hullavstanden være mindre enn 200 mm for et 45 mm drillbit.
- Avstand mellom sprenghull og søm har ingen innvirkning på reduksjonseffekten. Denne konklusjonen var gyldig utfra følgende grense:  $100 \text{ mm} \leq \text{avstand mellom sprenghull og søm} \leq 600 \text{ mm}$ .
- En dobbel rad med borehull er mer effektiv enn en enkel rad (200 mm hullavstand). Det ble også funnet at sikksakk ansett av de to radene var mer effektiv enn parallelt ansett; et sikksakk ansett av dobbel rad med 200 mm hullavstand gir tilnærmet samme reduksjon av vibrasjoner som en enkel rad med hullavstand 100 mm.

Figur 2-2 viser resultatene av en sammenligning av frekvensdistribusjon, med og uten sømboring, for to eksempler med hhv. 100 mm og 400 mm hullavstand.



Figur 2-2. Sammenligning av frekvensdistribusjon med og uten sømboring for to eksempler med hhv. 100 mm og 400 mm hullavstand. Fra Park et. al. (6).

Ut ifra området markert med grå farge i Figur 2-2, ser vi at for tilfellet med 100 mm hullavstand ble amplituden av høy-frekvente komponenter over 150 hertz betydelig redusert ved bruk av sømboring. Til sammenligning så Park et. al. nærmest ingen reduksjon av amplituden for tilfellet med 400 mm hullavstand. Parks et.al. anbefaler avslutningsvis en feltstudie for å verifisere resultatene funnet ved numerisk modellering.

Geologiske faktorer har liten innvirkning på resultatet av selve sømboringen. Det kan grovt sies at bergartens hardhet vil ha innvirkning på borbarheten ved sømboring. Geologiske faktorer vil allikevel ha innvirkning når en i ettertid skal sprengne inn mot sømmen. I dårlig eller sterkt oppsprukket fjell er det vanskelig å få til et godt sprengningsresultat. I noen bergarter er det vanskelig å sprengne bra nok til at sømmen blir stående alene som konturflate. Det fører til store kostnader og tidsbruk til pigging og eventuell etter-sprengning for å fjerne fjellknabber. Dette vil altså si at forutsigbarheten av bergflaten og nøyaktigheten er geologisk avhengig. Ved sømboring og sprengning kan en i gjenstående bergflate lett observere sprekker og sprekkeplan hvilket gjør sikringsarbeid lettere. Dersom en benytter pallsprengning er det mulig å sikre bergflaten etappevis. Ved sømboring og sprengning vil konturflaten bli ru. Dette kan være en fordel dersom en skal sprøyte betong i konturen fordi den ru overflaten vil gi svært god vedheft for betongen.

### 2.3. Presplitt

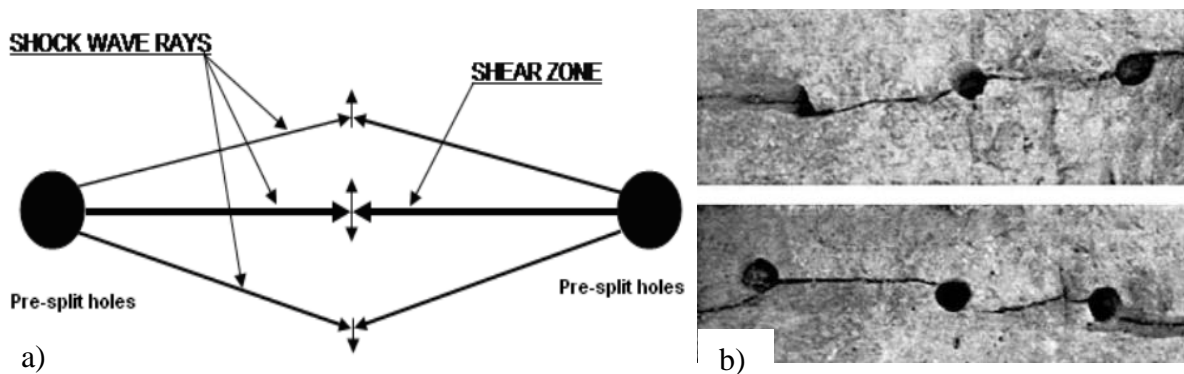
Presplitt er den kanskje mest kjente og hyppigst benyttede sprengningsmetoden når man skal sprengne forsiktig. Borehullene er vanligvis mellom 50 og 100 mm i diameter ved anleggsarbeider. I dagbrudd av stein har man oppnådd suksess med enda større diametere. Avstand mellom hullene kan variere fra ti til tyve ganger diameteren (4).

Ved bruk av presplitt skytes konturrastene før resten av salva. Samvirkeeffekten mellom borehull vil føre til at det dannes en sprekk mellom borehullene (Figur 2-3 a)). Ved skyting av konturhull er det ønskelig å oppnå mest mulig samtidig tenning. Langs senterlinjen mellom to borehull vil det ved sprengning induseres strekkspenninger, mens det normalt på senterlinjen vil det induseres trykkspenninger. Siden strekkfastheten til fjell er mye mindre enn trykkfastheten vil den induserte spenningen danne sprekker langs senterlinjen. Trykkspenningene vil forhindre at det dannes riss eller spenninger normalt på senterlinjen. Sprekken vil bidra til redusert bakbrytning og blokkutfall, og dermed beskytte konturen. Ved

kort salvedybde vil sprekkene gi noe av den effekten som oppnås ved sømboring, dvs. at noe av rystelsesenergien reflekteres ved sprekkene (3).

Et viktig poeng med presplitt er at presplitten i seg selv vil generere store rystelser på grunn av stor innspenning.

Virkingen av presplitt er gunstig for flater som står loddrett på største hovedspenningsakse. Dersom flatene danner en spiss vinkel med største hovedspenningsretning, vil det være vanskelig å etablere en god presplitt. (7). I en slik situasjon kan sprengstoffmengden som må til for å oppnå ønsket resultat, bli svært stor. Dette vil etter all sannsynlighet føre til store skader på gjenstående fjell samt at rystelsene vil bli store. En kan redusere sprengstoffmengden og få til en god presplitt dersom man borer svært tett, men dette vil igjen gjøre metoden ulønnsom.



Figur 2-3. Prinsipp for presplitt; a) Fra Sharma (8); b) Fra Atlas Powder Company (9)





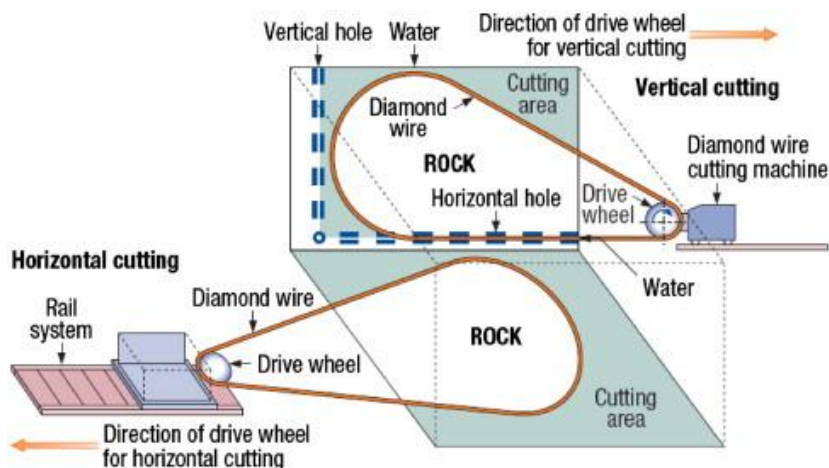
### 3. Wiresaging<sup>1</sup>

Wiresaging er en annen metode som kan brukes for å definere og bevare konturen ved sprengning. I likhet med sømboring er hensikten å skape et svakhetsplan hvor trykkbølger fra sprengning reflekteres og gir et naturlig utfall. Ved wiresaging har man mange ulike muligheter for oppsett av utstyret som muliggjør skjæring i vanskelige områder med dårlig tilgang.

#### 3.1. Ulike typer kutt

Innen wiresaging skiller det i hovedsak mellom normalkutt og blindkutt (også kjent som grovhullsmetoden). For å klargjøre for wiresaging må en først etablere borehull for å tre wiren gjennom. Borehullsdiameter, retning og ansett avhenger av hva slags kutt en skal sage.

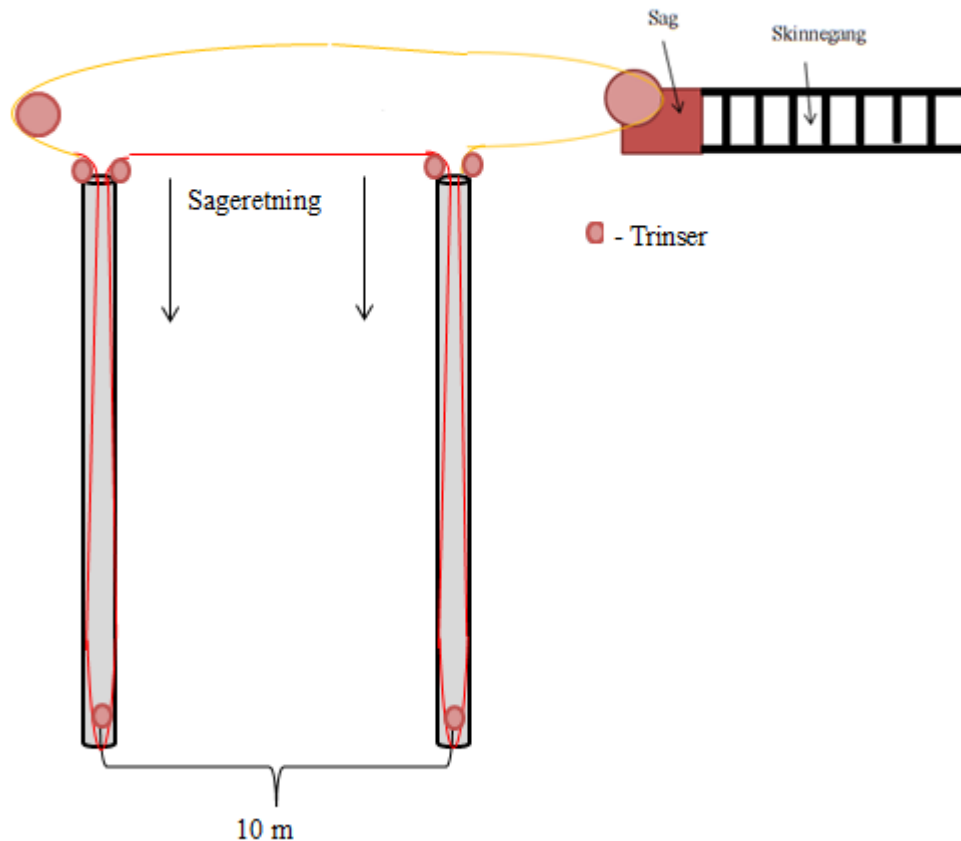
Ved et vertikalt normalkutt bores to kjerneboringshull, et horisontalt- og et vertikalt hull som møtes i en 90° vinkel. For horisontal normalkutt bores to horisontale kjerneboringshull som møtes i en 90° vinkel. Som et enkelt eksempel kan man se på utsaging av en kubbe i et brudd. Tre sider av kubben er eksponert, toppflaten og to sideflater. Det må gjøres to sidekutt og et såkalt svalkutt for å avløse bunnen av kubben, hhv. to vertikale og et horisontalt normalkutt, se Figur 3-1. I et svalkutt brukes aktivt kiler for å hindre at bergmassens tyngde lukker kuttet og fanger wiren.



Figur 3-1. Prinsipp for horisontal og vertikal normalkutt. Fra Ozcelik & Yilmazkaya (10)

<sup>1</sup> Kapittelet er en oppsummering og sammenstilling fra prosjektoppgave av Krattebøl (12), og er redigert, supplert og korrigert der det har fremkommet nye opplysninger.

Ved et blindkutt eller grovhullskutt (Figur 3-2) bores vertikale hull med diameter 250mm i omlag 10 m avstand. Deretter senkes spesialutstyr for wiresaging i grovhull ned i to og to hull. Spesialutstyret har en trinse og en pumpe i bunnen for å hhv. føre wiren opp i dagen igjen og pumpe vekk slammet fra sagingen som ellers ville samlet seg i bunnen av hullet.



**Figur 3-2. Prinsipp for grovhullsmetoden. Illustrasjon: Asta Krattbøl**

Trinser benyttes i ulik grad for oppsett av en sagejobb. Trinsene brukes for å lede wiren i en bestemt retning. En ikke-optimal plassering av sagen kan justeres med trinser. Trinser kan også brukes for å holde wiren unna annet utstyr, som for eksempel sagerammen. For et horisontalt normalkutt er det vanlig å bruke trinser for å klype sammen wiren i nærheten av rotasjonshjulet. Dette gir bedre kontakt mellom hjulet og wiren for å fasilitere god hastighet og for å begrense mulighetene for at wiren hopper av hjulet.

### 3.2. Utførelse

Wiren klargjøres for trekking ved å koble sammen 10 og 20 meter lange wire for å oppnå riktig wirelengde for den planlagte kuttet. Videre borer man hull for wiren som beskrevet

over og deretter tres wiren gjennom. Dette gjøres ved at man knytter et tynt tau i enden av wiren, og fører tauet ned i hullet. For enkelhets skyld vil tauet i en vertikal normalkutt tres ned i det vertikale hullet for å slippe å måtte motvirke både friksjon og tyngdekraft. Deretter føres sagelagets "fiskestang" inn i det horisontale hullet. Dette er et selvlaget verktøy, og kan være en metallstang eller en stiv plastslange, med en krokliggende ende. Utstyret føres helt inn i hullet og roteres rundt i et forsøk på å få fatt i tauet. Når tauet fanges, trekkes utstyret ut, og wiren trekkes etter tauet gjennom hullet.

For å hindre at wiren slites på en side er det ønskelig at wiren roterer, rundt sitt eget senter, mens det sages aktivt. Dette oppnås ved at man roterer den ene enden av wiren for hånd mens den andre enden holdes stille. Wireleverandørene anbefaler rotasjon 1,5 x den totale wirelengden. Når wiren er trukket gjennom hullene og tvinnet, kobles endene sammen i en hylse, festes med dobbelpress og tres på sagen. Sagen er på forhånd flyttet i posisjon, og bør stå mest mulig horisontalt. Sagen er plassert på en trekkskinne som er omlag 10m lang.

Når man begynner et kutt, kjører man sagen med redusert wirehastighet til et spor er etablert i fjellet. Deretter økes hastigheten opp til 25-35 m/s, avhengig av materialegenskapene til fjellet man sager i. Innledningsvis vil sagingen foregå lokalt, punktvis, i hjørnene, og føre til mye slakk i wiren. Sagen beveger seg derfor raskt bakover på skinnegangen. Etter en stund oppnår wiren en jevnere bue, og sagingen vil dermed foregå langs hele wirens lengde. Trekkhastigheten til sagen reduseres kraftig.

Som nevnt trekkes sagen bakover på en skinnegang som er omlag 10m lang. Dette forklarer igjen hvorfor det er vanlig å oppbevare wire i 10m lange bunter. Under saging beveger sagen seg sakte bakover på skinnene for å holde wiren stram. Når sagen når enden av skinnegangen klipper man ut 10m wire, flytter sagen frem til startposisjonen og gjenopptar sagingen.

Etter hvert som man sager vil wirens bue bli mindre og mindre. Jo mindre buens radius blir, jo høyere strekkspenning påføres wiren. Dette vil si at slitasjen er høyere ved redusert radius. Et resultat av dette er at man for siste del av kuttet (ved gjenstående wirelengde på omlag 20-30m) ikke klipper ut en 10-metring, men heller bytter ut hele wiren med en godt slitt wire som er nær endt levetid.

Ved wiresaging tilføres det vann for å lette sagingen. Vannet fungerer som slipemiddel, smører wiren og hjelper også med å transportere vekk steinstøvet som dannes av sagingen. Riktig vannmengde vurderes av operatøren, basert på erfaring. Hverken for mye eller for lite

vann er gunstig. Ved lite eller intet vann er slitasjen på wiren stor, wiren glir dårligere langs berget og det kan oppleves at diamanter rives løs fra segmentene. For mye vann vil føre til at diamantene på wiren poleres og wiren vil skjære dårligere og dårligere.

Wirebrudd skjer ved jevne mellomrom. Disse bruddene skjer vanligvis i hylsene, som er wirens svakest punkt. Ved brudd fyker wiren i høy hastighet ut av snittet, og kan forårsake store skader på mennesker. Det er derfor vanlig praksis med en sikkerhetssone rundt sagen, henholdsvis 5 m vekk på sidene og 10 m bak sagen, hvor mennesker ikke skal oppholde seg mens sagen er i drift. Et av de største problemene ved wirebrudd er å få wiren ut av snittet. Ofte sitter wiren rett og slett fast, og man har ikke annet alternativ enn å kutte wiren og la den bli igjen i fjellet.

En av de store fordelene ved wiresaging er forutsigbarheten ved geometrien til gjenstående bergflate. Man vil på samme måte som ved sømboring begrense rystelser. Tidsbruk og kostnad til ettersprengning er minimal. Wiresaging generer begrensede mengder støy og vibrasjoner, og er derfor svært skånsom for omgivelsene. I flere prosjekter har det vist seg at sagingen kunne pågå også nattetid uten å overskride støykravene som var satt. Gjenstående bergflate har ved saging en estetisk kvalitet som kan være interessant.

### 3.3. Effektivitet

Ozcelik & Yilmazkaya (10) nevner tre parametre som må kontrolleres for å få til en mest mulig kostnadseffektiv wiresaging; enhetsslitasje på diamantsegmentene (UW), energiforbruk under saging (SE) og skjæringshastighet (CR). I norsk sammenheng er det vanlige at entreprenør som wiresager alle måler effektivitet som antall kvadratmeter saget fjelloverflate per time ( $m^2/t$ ), med andre ord følger de utelukkende med på skjæringshastigheten.

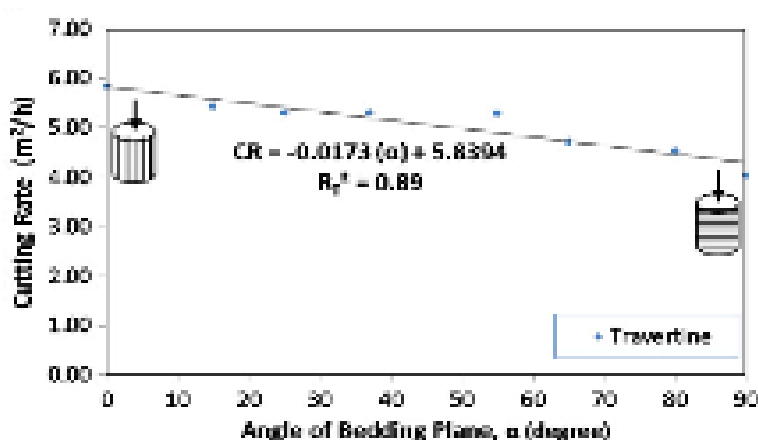
Tabell 3-1. Parametre som påvirker effektiviteten. Etter Ozcelik & Yimazkaya (10).

<i>Ikke-kontrollerbare parametere</i>	<i>Delvis kontrollerbare parametere</i>	
<b>Bergmassens egenskaper</b>	<b>Maskinelt utstyr</b>	<b>Driftsforhold</b>
Hardhet	Maskinkraft	Personell/operatør
Styrke	Wirehastighet	Valg av teknikk/kutt type
Vanninnhold	Segmentenes struktur	
Grad av omvandling	Wiregeometri under drift	
Diskontinuiteter	Maskinvibrasjon	
Mineralogi og tekstur	Vannforbruk	

### 3.3.1. Betydningen av bergmassens egenskaper

De fysiske og mekaniske egenskapene til en bergmasse avhenger av dens mineralogiske og petrografiske egenskaper. Ozcelik (11) fant i sin forskning at økende prosentandel matriks og kvarts gav økt enhetsslitasje og lavere skjæringshastighet ved wiresaging av andesitt. Andesitt er en dagbergart, med tilsvarende dypbergarter dioritt og monzonitt (larvikitt). Han fant også at parametrene påvirkes tilsvarende av minkende kornstørrelse av kvarts og plagioklas.

Styrken til en intakt bergmasse kan variere avhengig av bergmassens anisotropi. Sterk anisotropi finnes hovedsaklig i metamorfe og sedimentære bergarter på grunn av kløv, foliasjon, skifrihet, sprekker, lagdeling og riss. Dette gir bergmassen retningsavhengige egenskaper og atferd.



Figur 3-3. Relasjon mellom vinkel til lagdeling og skjæringshastighet (CR). Etter Ozcelik, & Yilmazkaya (10)

Ozcelik & Yilmazkaya (10) har blant annet forsket på hva slags innvirkning bergmassens anisotropi har på effektiviteten av wiresaging. De fant en tydelig lineær sammenheng for UW og vinkel mellom lagdeling/kuttretning. Ved økende vinkel øker enhetsslitasjen på diamantsegmentene. Den lineære

sammenhengen mellom skjæringshastigheten og vinkelen til lagdelingen tilsier at økende vinkel gir senket hastighet (Figur 3-3). Mht. energiforbruk vil en økende vinkel til lagdelingen gi økt energiforbruk. Det ble også forsket på effekten av en-aksial trykkstyrke. Forskerne fant en korrelasjon mellom trykkstyrken og lagdelingens innvirkning på effektiviteten.

Krattebøl (12) fant i sin prosjektoppgave at vinkelen mellom sageretning og kløvretningen påvirker sagehastigheten. Vedlegg 1 i prosjektrapporten viser sageresultatene fra 3 wire brukt i bruddet. Det er tydelig at sagehastigheten er lavere for kløvkutter og bustkutter, hvor sageretningen er ortogonal til kløvretningen. Dette er i samsvar med resultatene til Ozcelik & Yilmazkaya (Figur 3-3), selv om deres resultater er beregnet ut fra vinkelen til lagdelingen. Det er naturlig å anta, og også gjennom forskningen bevist, at saging er lettere langs svakere plan i bergmassen.

### 3.3.2. Tidsforbruk og kostnader

Skjæringshastigheten (CR) tar ikke hensyn til driftsstopp på sagen. I løpet av et kutt stoppes sagen for å kappe ut 10-metringer, ved lunsjpauser for operatøren osv. Rapportert sagetid leses av timetelleren på sagen, og viser kun tiden sagen har vært i drift. Operasjoner som flytting av utstyret, boring av hull, trekking av wire, ladning og sprengning er andre tilfeller hvor sagen står stille. Ved et wirebrudd løper timene med stillstand raskt. All denne tiden er vanskelig å måle, og varierer fra jobb til jobb og fra operatør til operatør. Et grovt estimat vil være at man i løpet av en 8-timers arbeidsdag oppnår 4 timers effektiv sagetid. Tendensen i observerte sagerapporter er at når man først har satt i gang sagingen vil et kutt ta omlag 2 dager, nesten uavhengig av størrelse. Dette er fordi noe av det som tar mest tid er oppsett av utstyret. Eksempelvis har to sammenlignede kløvkutt i Krattebøls prosjektoppave (12) begge blitt utført i løpet av to dager med tilsvarende skjæringshastighet lik  $27\text{m}^2/\text{t}$ . Størrelsen til disse kuttene derimot er svært forskjellige, med et areal på hhv.  $54\text{m}^2$  og  $295\text{m}^2$ . Dette viser to ting; i samme geologiske materiale varierer effektiv sagetid lite, samt at tidsbruken styres av mange andre faktorer. Det er viktig at wiresagingsentreprenørene har en god dialog med hovedentreprenøren da de ofte utfører operasjoner som kan gi direkte forsinkelser for wiresagerne. Hovedentreprenøren hjelper ofte til med flytting av utstyr, borer hull for sagingen, sprenger og transporterer vekk massene etter endt saging. Wiresaging på et anlegg

er mer låst enn saging i et brudd fordi man har mange færre tilgangspunkt. Ofte må en sprengning til før et nytt kutt kan påbegynnes. Ved god kommunikasjon mellom entreprenøren begrenses ventetid for begge parter. For wiresagerne er det viktig å kunne tilkalle ressurser raskt for å beholde fremdriften. Med andre ord er det viktig å gjennomføre god anleggsteknisk planlegging før oppstarten av en jobb med wiresaging.

### 3.4. Driftsproblemer

#### 3.4.1. Bergspenninger

Bergspenninger i en bergmasse er dyrt å kartlegge. Det gjøres derfor i liten eller ingen grad i forkant av wiresaging. Det vil ikke si at spenninger i berget ikke virker inn på resultatet av sagingen.

Et observert og kjent fenomen innen wiresaging er ferdig sagede flater med "mage". Mage er et begrep som brukes blant wiresagerene og referer til gjenstående flater med konveks fasong. Ingen litteratur er funnet om hvordan og hvorfor mager oppstår ved wiresaging, men den allmenne oppfatningen blant fagfolkene er at spenninger i fjellet tvinger wiren ut av sitt opprinnelige vertikale spor. I de observerte tilfellene er det ingen tydelige svakheter i fjellet som skulle tilsi at wiren ville fulgt en annen bane enn den vertikale. For bryting av berg i et brudd vil disse irregulære flatene skape en større andel skrotet masse. Ved wiresaging for infrastruktur kan mager være en utfordring ved krav til høy presisjon for konturen.

Saging i områder med høye spenninger kan ha konsekvenser. Et fenomen som oppstår ved saging er ny oppsprekking på grunn av avlastning eller spenningsomlagring. I et steinbrudd er det kritisk at blokker sprekker opp når de blir avspent ved fjerning fra omkringliggende fjell. For anleggsvirksomhet er det ugunstig dersom sagingen av et sliss gir en spenningsomlagring i gjenstående berg som fører til ny oppsprekking.

#### 3.4.2. Kiler

I forkant av wiresaging er det viktig å kartlegge sprekker og sprekkesett i best mulig grad. Ofte er dette vanskelig, med mindre man har mange avdekkede sider. I verste fall kan sprekker skape driftsproblemer. En ugunstig vinkel mellom et sagesliss og et sprekkeplan kan

føre til at kiler løsner. En kile kan lukke et kutt og wiren kan bli klemt fast i det lukkede kuttet. Ofte får en ikke wiren løs, må la den bli igjen i fjellet, og sprengne den løs sammen med bergmassen. Det fører altså til at et kutt man kan ha brukt lang tid på å etablere blir ubrukelig, og fører til at man må etablere et nytt kutt. Dette vil forsinke arbeidene og føre til økte kostnader, altså bør kileavløsning forsøkes å unngås.

Det er ikke bare sprekkeplan som utgjør en risiko. Ved skjæring i nærheten av etablerte kutt kan tilsvarende problemer oppstå. En menneskeskapt diskontinuitet kan skape de samme problemene som en naturlig diskontinuitet.

### 3.5. Ulemper med wiresaging for anlegg

Med en glatt gjenstående bergflate er det vanskelig å legge merke til sprekkeplan som må sikres. Uten god geologisk kunnskap kan det være nødvendig å sikre flatene systematisk for å være trygg på at utglidninger ikke vil finne sted. Selv om lite forskning er gjort på området ser det ut til at wiresaging er svært avhengig av bergmassens egenskaper.



## 4. Dagsone vest

Som nevnt innledningsvis er en av de mest interessante og vanskeligste entreprisene i prosjektet E6 Trondheim - Stjørdal det vestgående påhugget for Strindheimtunnelen, Dagsone vest. Videre i masteroppgaven redegjøres det for ulike forhold relatert til denne entreprisen.

### 4.1. Kontrahering med konkurransepreget dialog

EU har et strengt regelverk for hva man kan gjøre i samråd med tilbydersiden i en kontraheringsprosess, og Norge underlegges dette regelverket gjennom EØS-samarbeidet. Derfor var det svært viktig for denne entreprisen at EU nettopp hadde åpnet for å kunne benytte såkalt «konkurransepreget dialog» som anskaffelsesform. Vegdirektoratet engasjerte seg for å prøve dette for Dagsone Vest. Etter invitasjon og prekvalifisering deltok tre entreprenørgrupper våren 2009 i en prosess med gradvis løsningsutvikling basert på egne og innleide rådgiveres ideer og analyser. Johnsen & Beitnes (13) delte sine erfaringer om kontraheringsprosessen på Fjellsprenningsdagen 2011. De fortalte at byggherren hadde et team på tre personer som deltok i utarbeidelsen av konkurransegrunnlaget og senere i alle møter, men det ble holdt streng fortrolighet om løsningene ovenfor de øvrige deltakerne og omverdenen. Det var forutsatt å komme ut med en totalentreprise, men en stor del av entreprisen ble gjort regulerbar, da hensikten primært var å oppnå et totalentreprenøransvar for selve byggeprosa og løsmassetunnel-delen.

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

Johnsen & Beitnes trekker frem at tilbyderne la ned en imponerende innsats i sitt eget utviklingsarbeid og gjennomførte et bredt metodesøk, bl.a. med fullskala forsøk og geotekniske undersøkelser. Prosessen ga i følge prosjektledelsen flere viktige bidrag til sikrere løsninger, og for det vinnende anbudet kom også kostnadene ned i forhold til tidligere anslag. Den ene av tilbyderne valgte imidlertid å trekke seg før innleveringen, hvilket Johnsen & Beitnes antar skyldes «manglende risikoforståelse innen den tyske konsernledelsen» (13).

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

Det er verdt å nevne at anskaffelsesmetoden tok minst et halvt år ekstra, og kostet en del, ikke minst for tilbyderne, men resultatet mer enn oppveier dette sett fra Statens vegvesens side (13). De tre største fordelene ligger i: 1) at det fremkom tekniske forbedringer og besparelser, 2) at det gjennom prosessen ble etablert et aktivt samarbeid innen verdikjeden av underentreprenører og leverandører og 3) at entreprenørgruppen opparbeidet eierskap og stolthet for den valgte metoden, noe som bidrar vesentlig til holdninger og løsningsvilje for å få dette til.

#### 4.2. Funksjonskrav

Kontrakten for løsmassetunnelen er i hovedsak basert på funksjonskrav. Det kanskje viktigste av disse var å oppfylle de strenge kravene til tett byggegrop. Det heter seg i funksjonskravene (14) at «det prosjekteres og utføres en byggegrop/utgraving slik at det ikke på noe tidspunkt oppstår inntrengning av vann eller drenering av poretrykk som bringer poretrykket i løsmassene under det som tilsvarer hydrostatisk fordeling fra et nivå 1,5 under terreng målt rett opp fra angjeldende sted». For tunnellopene i berg er det i funksjonskravene angitt krav om tetthet på 3 l/min pr 100 m for begge løp til sammen. Dette er et strengere krav enn antydnet i den ingeniørgeologiske rapporten, se kapittel 5.1.1.

For å oppnå en tett tunnel og byggegrop er det selvsagt viktig å planlegge og gjennomføre en god injiseringsjobb, men forsiktig sprengning vil også bidra i positiv forstand. Dersom man oppnår en lite påvirket gjenstående bergflate vil det ikke bare bedre stabiliteten, men forsiktig sprengning bidrar til mindre ny oppsprekking i bergmassen. Mindre oppsprekking forhindrer eller begrenser dannelsen av nye lekkasjeruter i berget. Som nevnt i kapittel 1.1 er dette aspektet av spesiell viktighet fra profil 292 til profil 295, hvor den 3 meter tykke, vanntette plomben skal etableres. NCC hadde i utgangspunktet planlagt å wiresage denne konturen for å forhindre ekstra oppsprekking som kunne kompromittere kontakttettingen mellom betong og berg. Her er det særdeles viktig at man oppnår en god tetting av rissonen i berget.

Konturkvaliteten og nøyaktigheten i dette området er spesielt viktig, for dersom dette berget er sprengt i stykker vil det bli vanskelig å tette.

I tillegg finnes det i sammenheng med utsprengningen av forskjæring og tunnel, i følge notat av byggeleder Anders Beitnes (15) , to viktige funksjonskrav:

- Maksimalt tillatte rystelser målt på grunnmurer i bebyggelse som er fundamentert på kvikkleire (typisk omkring 6mm/s for de nærmeste husene) og
- Tilstrekkelig skånsom behandling av gjenstående bergflate slik at spuntfoten ikke undergraves og bergkonturen i påhuggsflaten og tunnelen ikke får unødige utfall.



## 5. Ingeniørgeologiske forhold i Dagsone Vest

### 5.1. Grunnlagsmateriale

I forkant av eget feltarbeid ble tilgjengelig grunnlagsmaterialet gjennomgått. Videre gis en oppsummering av relevant materiell.

#### 5.1.1. Ingeniørgeologisk rapport

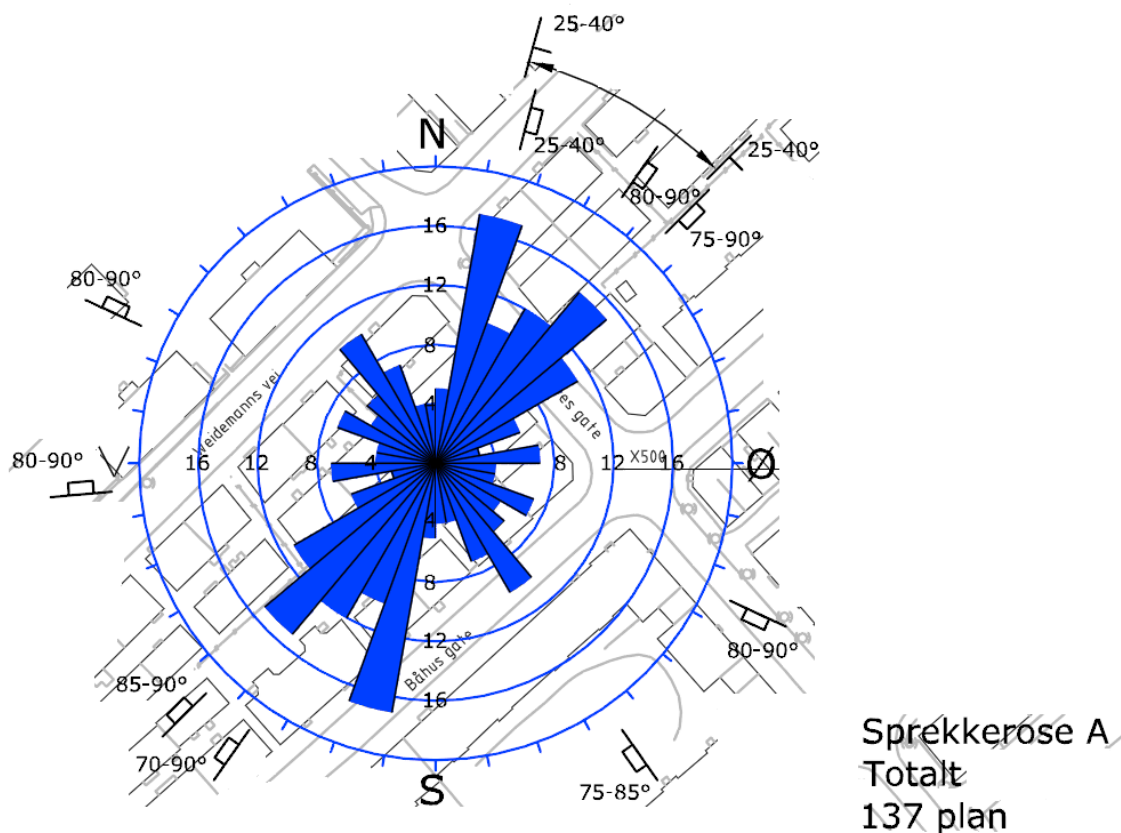
Ingeniørgeologisk rapport (16) lå vedlagt som en del av anbudsgrunnlaget for Dagsone vest. Rapporten omhandler bergforholdene i forskjæring og tunnel i berg. Det er ikke spesifisert hvem forfatteren er. Rapporten benytter data fra ett kjerneborhull og utdrag fra Geologisk rapport som er utarbeidet av NGI for Strindheimtunnelen. Vurderingene i rapporten bygger også på relevante erfaringer fra samme geologiske region og viser til «Sammendrag grunnforhold Dagsone vest», der geotekniske boringer er gjengitt og det er vist et konstruert fjellkotekart i området for forskjæring og tunnelpåhugg.

Data for kjerneborehullet er å finne i rapport Ud450J nr. 15 (17). Borehullet går i en 200 meter lang grunntliggende, avbøyd borehullsbane langs fjelltunneldelen og forskjæringen til løsmassetunnelen. Relevant del av dette borehullet er ca. hulldybde 100 – 200, tilsvarende ca. profil 320 – 220 for veglinja til E6. Det er registrert to markerte svakhetssoner i borehullet ved dybde på hhv. 165 og 100. Dette tilsvarer ca. profil 255 og 320, dvs. i forskjæringene og et stykke inn i tunnelen, omtrent ved tidligere entreprisegrense. Det er ifølge den ingeniørgeologiske rapporten ikke tilstrekkelig grunnlag for å beregne form og forløp i form av mektighet, strøk og fall på sonene. Oppsprekking i området utenom svakhetssonene er registrert med RQD mellom 50 og 90. En RQD på 50 tilsier at bergmassen er moderat oppsprukket, mens 90 tilsier at den er meget lite oppsprukket. Det er 2 sprekkesett med mer oppsprukne soner. De observerte sprekkeplanene i grønnsteinen domineres av strøk N10 – 40Ø med slakt fall mot øst. Tunnelretningen anses som gunstig i forhold til fremherskende sprekkplan. Strøkretningen for bergartens foliasjon er tilnærmet vinkelrett på tunnelaksen, og har fall 20 – 40° mot SØ, altså inn i påhuggsflaten.

Analyser av kjernen av borhullet viser at den dominerende bergarten i området ved fjelltunnelen er grønnstein. Bergarten i forskjæringen er karakterisert som pegmatitt med innslag av kvartskeratofyr. Dette kan også være breksje med innslag av grovkornet,

epidotoholdig gabbro og intrusjon av lys granodioritt. Det er i følge lengdeprofilen i Vedlegg 2 en bergartsgrense ved profil 260 – 280 mellom grønnsteinen og breksjen.

Det er også gjennomført vanntapsmålinger i borehullet. I indre del (grønnsteinsdelen) er det, med unntak av noen få soner, registrert lite vanntap. Dette tyder på gjennomgående relativt tett berg omkring fjelltunnelen, med sannsynlighet for begrenset lekkasjepotensial i sprekkesoner. For ytre sone (forskjæringen) er det registrert et gjennomgående vanntap på omkring 5 Lugeon. Antakelig er de jevnt fordelte innlekkasjene knyttet til generell og overflatenær oppsprekking. Det ventes ikke å treffe på soner/sprekkesett med særlig stort lekkasjepotensial i dybden. Ut fra bergtopografien kan det imidlertid ventes at det opptrer partier som er avløst av åpne sprekker mot overflaten. Det anbefales at det i den vestre delen settes en grense for innlekkasje på 6 l/min/100m (samlet for begge løp). Dette kravet er satt på grunn av den store konsekvensen en poretrykksreduksjon i leiren vil ha for området omkring tunnelen. Dermed må det til tross for relativt lite lekkasjepotensial ventes at det er behov for forinjeksjon med tett hullmønster (1 – 1,5 m) for å oppnå tilstrekkelig tetthet. Vanntapsmålingene fra dette borehullet (BH 1) ligger vedlagt i Vedlegg 3.



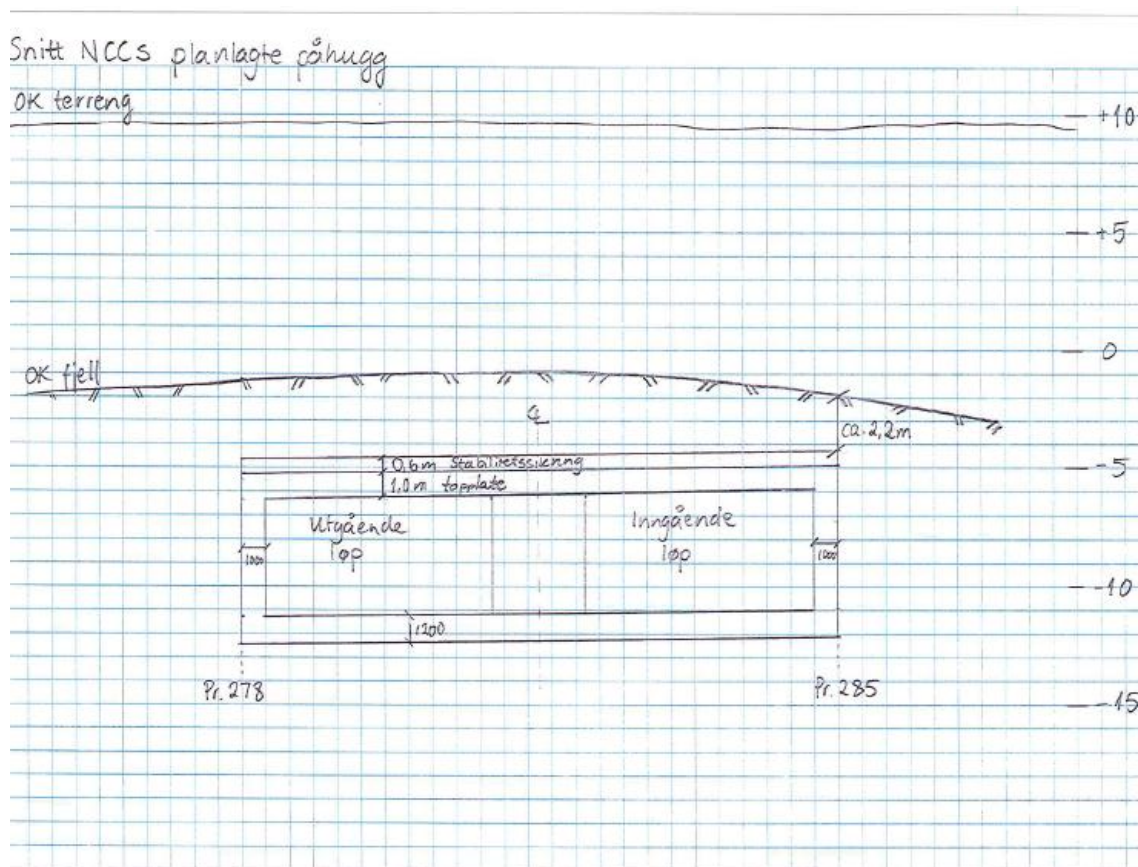
Figur 5-1. Sprekkerose for grønnstein basert på blotninger nær tunnelen på Møllenberg. Fra rapport for forundersøkelser - Ud450J nr.14 (18)

Det er i forbindelse med rapporten gjennomført en kartlegging av nærliggende fjellblotninger og i eksisterende tunnel gjennom åsen. Figur 5-1 viser sprekkekartlegging fra en fjellblotning sør for anlegget, som antas å representere forholdene for grønnsteinsformasjonen i ytre del av tunnelen i berg.

Den ingeniørgeologiske rapporten avslutter med å påpeke en usikkerhet i forhold til svakhetssoner og sprekkesett som kan opptre uten å være registrert i borehullet. Denne usikkerheten har bakgrunn i at deler av borehullet er boret i kurve og dermed fikk stort kjernetap. I tillegg krysser borehullet den dominerende foliasjonsplanretningen med stor vinkel, slik at eventuelle sub-parallelle sprekkesett kan være underrepresentert. Forventninger omkring lekkasjeforholdene er også omfattet av stor usikkerhet.

### 5.1.2. Fjellkontrollboringer

Det er med bakgrunn i fjellkontrollboringer utarbeidet et fjellkotekart for Dagsone vest, se Vedlegg 4. I entreprenørens designmanual (19) finner vi en skisse av antatt bergoverdekning over påhugg (Figur 5-2).



Figur 5-2. Antatt bergoverdekning over påhugg. Fra notat av Sweco (19)

## 5.2. Egne feltundersøkelser

Med basis i grunnlagsmaterialet har forfatteren i løpet av våren 2012 vært på befaringer i byggegropa, og har i løpet av denne tiden kartlagt de geologiske forholdene under driving. Eksempelvis omfatter arbeidet kartlegging av bergarter, overdekning, og oppsprekking.

### 5.2.1. Bergartsfordeling og bergartstyper

I all hovedsak observeres tre ulike bergartstyper i byggegropa på Møllenberg.

*Bergart 1:* En meget finkornet bergart med tydelige planstrukturer som foliasjon og skifrihet. Skifriheten forteller oss at dette er en metamorf bergart, kornstørrelsen angir at metamorfosegraden er lav. Den gjengse oppfatningen er at dette er en grønskifer. Grønskifer dannes ved lav metamorfosegrad når basiske askebergarter omdannes under regionalmetamorfose. Denne bergarten kan karakteriseres som relativt plastisk. Grønskiferen har en lav stivhet på grunn av høy andel flakige mineraler som kloritt.

*Bergart 2:* En massiv, basisk epidotoid bergart som oppleves som relativt homogen med liten oppsprekking. Denne bergarten er antatt å være en grønnstein som opptrer som putelava, klumper eller linser. Den massive grønnsteinen er svært hard, hovedsakelig på grunn av sitt høye epidot-innhold. Grønnstein dannes ved lav metamorfose av basalt eller andesitt. Disse bergartene inneholder mye plagioklas og pyroksen, som er ustabile i nærvær av vann ved temperaturer som tilsvarer lav metamorfose grad. De omdannes da til grønne mineraler som epidot, kloritt og aktinolitt. I den delen av Strindheimstunnelen som drives av Skanska er det funnet grønnsteiner med tydelige granatmineraler. Granatmineraler forekommer ikke i grønnsteinsvarianten avdekket i Dagsone vest.

*Bergart 3:* En rødlig, sur, sprø og svak bergart som sprekker lett ved sprengning og har et høyt innhold av kvarts og k-feltpat. I ingeniørgeologisk rapport er denne bergarten referert til som kvartskeratofyr, basert på erfaringer i området, berggrunns kart og overflatekartlegging. Ved kartlegging etter at berget er blitt blottlagt i byggegropa, vurderes denne bergarten til å være en trondhemitt. Bergarten opptrer som linser og klumper med ikke-konkordante grenser til grønnsteinen og grønskifere, altså en intrusiv bergart (Figur 5-3). Trondhemitten ser ut til å ha utviklet gneiss-lignende struktur og tendenser til foliasjon, hvilket tilsier at den har gjennomgått metamorfose.





**Figur 5-3. Ikke-konkordant overgang mellom grønnsteinen og den intrusive trondhjemitten. Foto: Asta Krattebøl**

I tillegg har man tidvis truffet på rene kvartsganger som brekker opp i en typisk sukkerbitstruktur ved driving. Generelt har topografien vært undulerende, men tydelig svabergstruktur. Man ser tydelig erosjon etter innlandsisen. Av avvik fra forventede forhold kan nevnes at berget øst for byggegropen ser ut til å falle av raskere enn antatt etter innledende grunnundersøkelser. Dette oppdaget man da man boret stag for å spenne opp spuntveggen. I noen tilfeller har stagene blitt boret ut i løsmasse. På vestsiden av byggegropa flater berget ut et stykke vekk fra byggegropa.

Ifølge Anders Beitnes (20) kan bergforholdene oppsummeres slik: «Tunnelen går gjennom en grønnsteinsformasjon innenfor Horg-synklinalen, som har vært tektonisk påkjent i den Kaledonske fjellkjededannelsen. Hovedbergartene er klorittholdig grønnskifer, putelava og metagabbro, med konkordante, tynne lag av kvartskeratofyr og ett innslag av kleberstein. Strukturen karakteriseres av foliasjonsplan med slakt fall mot øst. I tillegg opptrer det innslag av dioritt (Trondhemitt) som ganger og diskordante impregnasjoner.»

De observerte bergartene stemmer noenlunde overens med antatte bergarter i den ingeniørgeologiske rapporten. Av ulikheter mellom antatte og observerte forhold bør det nevnes at kvartskeratofyr finnes i betraktelig mer beskjedne mengder enn antatt, og har som nevnt blitt forvekslet med trondhemitt flere steder. I tillegg snakker man i ingeniørgeologisk rapport om tilstedeværelse av breksje. Det er ikke funnet breksje under driving. Fordelingen er også mye mer komplisert enn den ingeniørgeologiske rapporten antyder i sitt lengdeprofil, se Vedlegg 2.

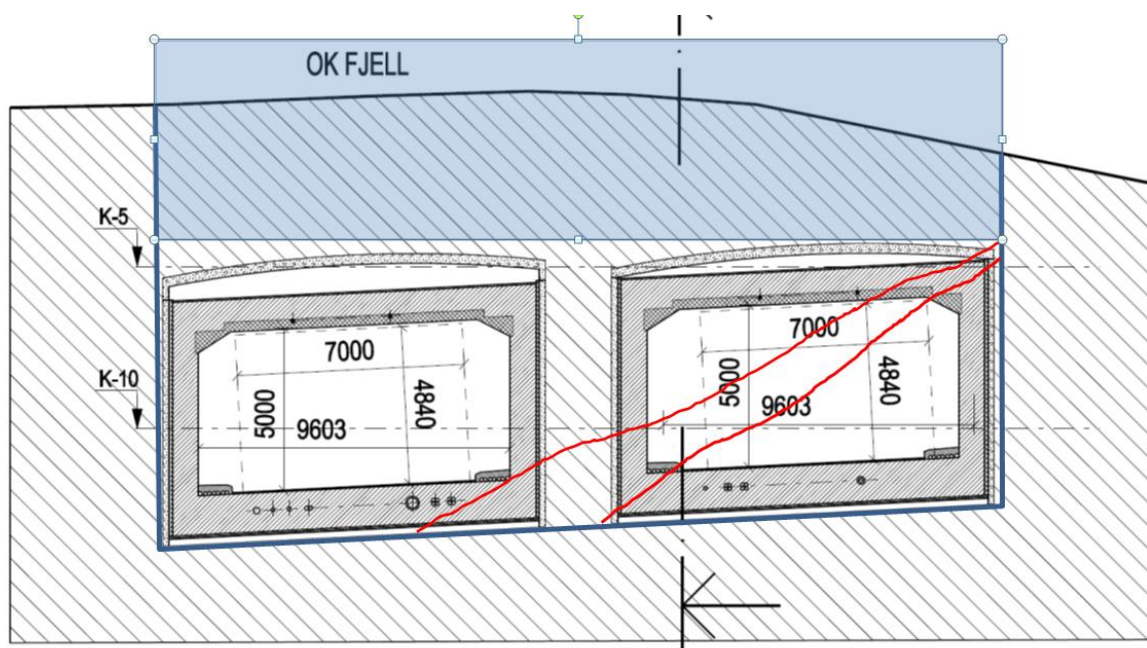
**Tabell 5-1. Typisk kvartsinnhold i volum % for bergartene i påhuggsområdet. Hentet fra Katalog over borebarhetsindekser (21)**

<i>Mineral-innhold</i>	<i>Bergart</i>		
	<i>Grønnstein</i>	<i>Grønnskifer</i>	<i>Dioritt</i>
<b>Kvarts</b>	2 – 12	1 – 20	22 – 26

### 5.2.2. Oppsprekking

Ved driving har en funnet to gjennomgående sprekker med et sleppemateriale som tilsier at det på et tidligere tidspunkt har foregått skjærbevegelser.

Figur 5-4 viser disse sprekkenes orientering i forhold til påhugget



Figur 5-4. To gjennomgående sprekker slik de treffer påhugget. Illustrasjon: Anders Beitnes.

Disse sprekkene faller ut av tunnelrommet etter kort tid. Sprekken lengst til høyre i figuren skjærer ut av tunnelen under foten på midtpilaren. Disse sprekkene kunne ved en annen tunnelgeometri eller orientering skapt problemer, men en gunstig orientering har gjort problemet neglisjerbart.

Forfatteren har gjort strøk/fall-målinger av grønnsteinen fremme på stuff (profil 292) i det østgående løpet (Tabell 5-2).

Tabell 5-2. Strøk/fall-målinger for grønnsteinen på stuff (østre løp)

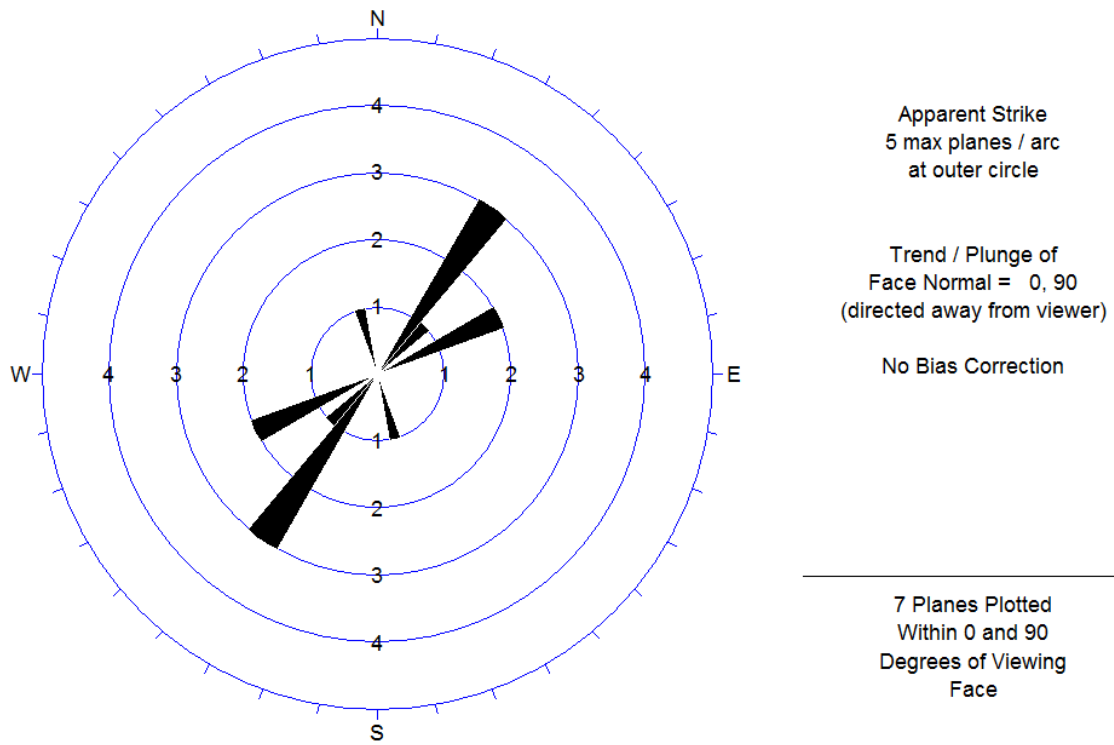
<i>Strøk</i>	<i>Fall</i>
N215Ø	25 SØ
N214Ø	75 SØ
N240Ø	45 SØ
N218Ø	40 SØ
N340Ø	75 SV
N227Ø	70 SØ
N242Ø	40SØ

Figur 5-6 og Figur 5-7 viser en sprekkerose og et sprekkeplott som representerer forholdene i grønnsteinsformasjonen i tunnelen. Sammenligner man

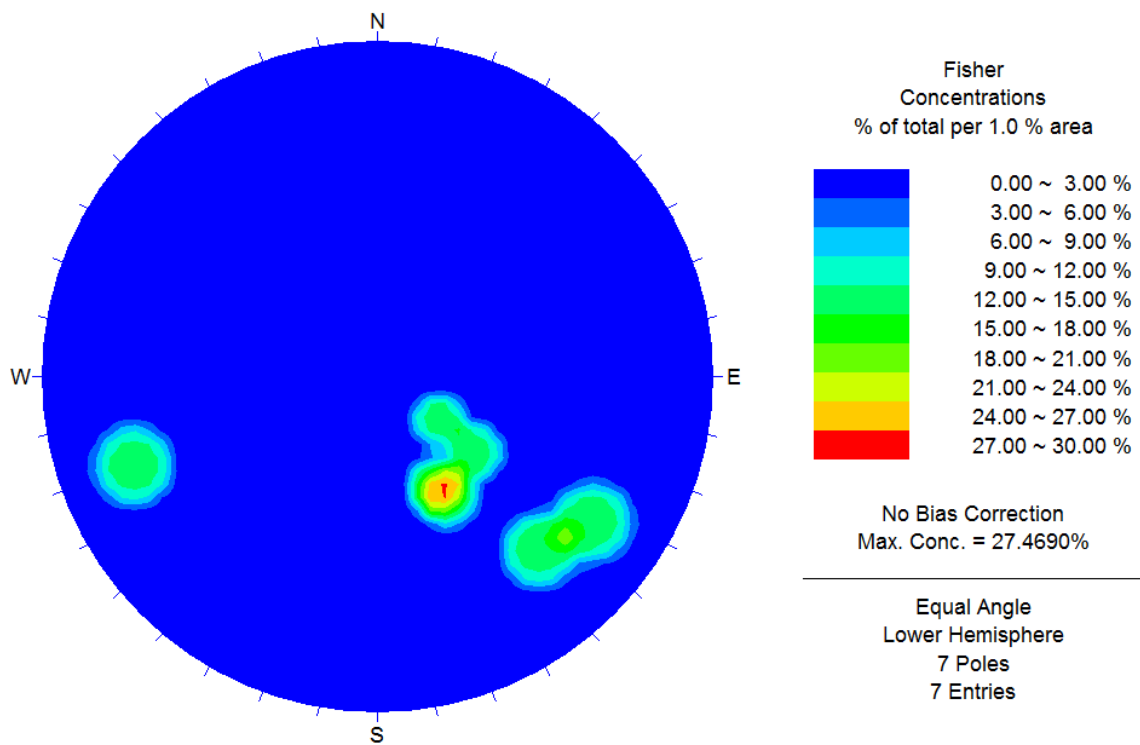
Figur 5-1 og Figur 5-6 ses mange likheter. Hovedsprekkeretningen, som tilsvare lagdelingen i grønnsteinen, har strøk N214 – 240Ø med fall 25 – 40 ° SØ etter egne undersøkelser, hvilket stemmer godt med resultatene funnet i forundersøkelsene; forundersøkelsene anslår lagdelingen i grønnsteinen til å ligge mellom strøk N190 – 230E, med fall 25 - 40° SØ (Figur 5-5). I tillegg er to andre sprekkese sett indikert etter egen kartlegging. Sprekkesett 1 har to målinger med strøk N214Ø, fall 75 ° SØ og N227Ø, fall 70 ° SØ, mens sprekkese sett 2 indikeres med en måling med strøk N340Ø, fall 75 ° SV. I forundersøkelsene ble disse to sprekkese sett kartlagt med strøk N210 - 230Ø, fall 75 - 90 ° SØ og N320-330Ø, fall 75 - 85 ° SV. Det er med andre ord god korrelasjon mellom resultatene fra forundersøkelsene og egne resultater.



**Figur 5-5. Tunnelvegg mot vest. Her ser vi tydelig lagdelingen til bergmassen med strøk på omlag 70 ° i forhold til driveretningen, og slakt fall innover (mot sørøst). Foto: Asta Krattbøl**



Figur 5-6. Sprekkerose for grønnstein (østre løp)



Figur 5-7. Sprekkeplott for grønnstein (østre løp)

### 5.2.3. Svakhetssoner

Ved profil 240 faller berget så dypt at det ikke påtreffes ved utgraving. Med andre ord begynner berguttaket i profil 240. Det ser ut som arbeidene tangerer en svakhetsone på vestre side av byggegropa. Denne sonen har skapt problemer med stagforankring av spunten. Omtrent ved profil 250 har man påtruffet denne svakhetssonen i form av en fordypning som vandrer skrått ut av byggegropa mot øst. Flanken av denne fordypningen er observert med krystalin kvarts, noe som sannsynligvis er en kvartsgang i en gammel forkastning. Når entreprenøren boret stag for forankring av spunten i dette området boret de ut i luft. Dette var de første indikasjonene på svakhetssonen. Et stykke lengre øst for byggegropa har grunnboringer truffet berg på en kote som gjorde at man i forundersøkelsene tolket en jevn avtrapping av berget. Dette viste seg altså å ikke være tilfelle ved driving.

Svakhetssonen har også hatt betydning for innboring av spunt i berg, påfølgende injeksjon og tetting av omkringliggende berg i profil 250. Rett innenfor byggegropa har man funnet en forhøyning. Altså er bergoverflaten mer kupert i begge retninger enn man tidligere antok. Svakhetssonen forsvinner under leirsålen.

### 5.2.4. Klassifikasjon og Q-verdier

Fordi hengen er flat har korreksjonsverdiene for Q-metoden vært kompliserte å forholde seg til. Derfor har man ikke jobbet etter prinsippet om sikringsklasser. Isteden har entreprenøren og byggherren i samarbeid gjort kontinuerlige og konkrete sikringsvurderinger for å etablere god og rett sikring. Den flate hengen gjorde at entreprenøren uansett var på den sikre siden ifht nødvendig sikringsmengde, med forbolting og armerte ribber.

Forfatteren har ikke kartlagt Q-verdier i området, med bakgrunn i byggherrens valg.

### 5.2.5. Bergtrykk

Det er ikke utført bergspenningsmålinger langs traseen. Det forventes ikke store vertikale gravitasjonsspenninger da fjelloverdekningen er svært liten. Tunnelen ligger imidlertid i et område som har vært sterkt tektonisk påkjent ved dannelse av den kaledonske fjellkjeden. Flere av bergartene er relativt stive, og det antas tilstedeværelse av tektonisk betingende spenninger.

I byggefasen var det særlig to tilfeller som underbygger antagelsen om økte horisontalspenninger. Ved injeksjon i byggegropa kom økt innspenning til syne gjennom et mottrykk som tilsier at vi ikke har en litostatisk spenningstilstand. Mottrykket tyder derimot på at det er økte horisontalspenninger i byggegropa, anslagsvis i størrelsesordenen 1 - 3MPa.

En annen indikasjon på økte horisontale spenninger finner vi i hengen på tunnelen. Entreprenøren installerte veldig ømfintlige setningsstenger over hvert av tunnellopene. Når bergmassene ble tatt ut av tunnelen viste disse setningsstagene at hengen hevet seg. Etter hvert som det ble sprengt lengre inn ser det ut til at det etableres en ny spenningsomlagring som bidrar til at situasjonen normaliserer seg, og hengen synker ned igjen. Dette kan også tolkes som en delvis bekreftelse på god innspenning på tvers av tunnelretningen, hvilket samsvarer godt med de antakelser som ble gjort i prosjekteringsfasen.

#### 5.2.6. Bistand til kvalitetssikring av egne undersøkelser

I etterkant og i løpet av de egne feltundersøkelser er resultatene kvalitetssikret og supplert etter diskusjoner med personell fra både byggherren og entreprenøren. Her bør byggeleder Anders Beitnes, kontrollingeniører Sigbjørn Rønning og Svein Hove fra Statens vegvesen nevnes, i tillegg til anleggsleder for tunnelen Simen Thoresen og driftsleder Kurt Myrabakk fra NCC Construction.

### 5.3. Andre undersøkelser

Videre følger resultater og informasjon om de ingeniørgeologiske forholdene som ikke har latt seg dedusere fra egen ingeniørgeologisk kartlegging. Disse resultatene er basert på ulike rapporter og notater om Dagsone vest, samt diskusjoner og samtaler med personene som er nevnt i kapittel 5.2.6.

#### 5.3.1. Løsmasser og overdekningsgrad

Løsmasseseksjonen av tunnelen går gjennom en marin leiravsetning. Denne ligger mer eller mindre rett på berget opp til et nivå omkring 15 meter over havet på Møllenberg (20). Grunnforholdene i anleggsområdet består i hovedsak av et topplag med fyllmasser over silt og leirmasser (2).

Grovt sett fordeler løsmassene i området seg slik; nord for Innherredsvegen finner en fyllmasse over sand og silt med middels fast leire i dybden. Sør for Innherredsveien finner en fyllmasse over leire og kvikkleire. Leiravsetningen har typisk udrenert skjærstyrke  $S_u = 0,25 - 0,30 \times P_o'$ , dvs. noe overkonsolidert leire (22). Normalkonsolidert leire har en skjærstyrke som tilsvarer ca.  $0,20 \times P_o'$ . Syd for Innherredsvegen er leira for største delen meget sensitiv og kvikk med omrørt skjærstyrke ned mot 0,1 kPa. Denne kvikkleirestrukturen har betydelig sideveis utbredelse mot øst og mot syd-vest, men man har funnet at den er adskilt fra en tilsvarende sone under Nedre Bakklandet.

Kvikkleirestrukturen er typisk 10 – 20 m dyp og følger fjelltopografien mot syd slik at den forekommer også over og bak den planlagte overgangen mellom løsmasse- og fjelltunnel. På det tynneste, omkring profil 210 og 260 – 290, er det ned mot 2 m fyllmasse (og tørrskorpe) over kvikkleire. Overgangslag på dybde 2 – 4 m kan stedvis være meget fast. Kvikkleiren har vanninnhold opptil 10 % over flytegrense og sensitivitet i området 50 - 200.

For å hankses med leirmassene har byggegropa blitt kalksementstabilisert i forkant av utgraving. Dette arbeidet har vært omfattende og godt planlagt, men er ikke vektlagt i oppgaven.

Bergdybden varierer i området, med hellende berg fra sør mot nord langs den planlagte traseen. Løsmassene rett mot berget er rester av både relativt tett, leirrik støtsidemorene og et mer grovkorning og permeabelt materiale. Det er bekreftet ved utgraving at disse typene avsetning har en samlet mektighet som varierer mellom 0 og 2 meter, men det er vanskelig å angi den nøyaktige mektigheten når den overliggende leiren er blitt kalksementbehandlet.

### 5.3.2. Grunnvann

Grunnvannet står typisk 2 – 4 m under terreng. Per juni 2009 (22) var grunnvannstand målt, ved kotehøyde på vannstand i vannstandsør, til +3,85 (ca. profil 150, venstre side), +4,8 (ca. profil 200, høyre side og midt i traseen) og +6,9 (ca. profil 240, venstre side ved G. Kongeveg 5)

I rapport Ud450J nr. 20 (23) er det dokumentert 2,5 – 3,5 poreovertrykk ved fjell som avtar gradvis oppover mot grunnvannsnivået. Det er sannsynlig at dette er matet av grunnvann gjennom sprekker i berget fra høyere bakenforliggende berg og opprettholdt av at leiren i urørt tilstand er tett (20). Gjennom hele anleggsperioden har det vært tett oppfølging av



byggegropa med poretrykksmålinger og jevnlig rapporteringer. Som et resultat av sprengningen i området har man sett en reaksjon i poretrykket opptil 20 - 30 meter unna byggegropa.

Når bergarter mangler primærporøsitet, er all porøsitet i sprekkene. Det er da snakk om en porøsitet på 1 til 2 %, og det skal små endringer til i tilførsel eller drenering av grunnvannet før det gir utslag i grunnvannsnivået (24).

Som nevnt er det kritisk å holde byggegropa tett. Dette er fordi en reduksjon poretrykket kan føre til at effektivspenningene overstiger konsolideringstrykket i leiren. Da vil en ny konsolideringsprosess igangsettes, og en plastisk leire som man har på Møllenberg vil beholde deformasjonen over lang tid. Med andre ord kan en reduksjon i poretrykket føre til store setninger i leiren. Leire med 20 m mektighet kan sette seg med så mye som 1 – 2 meter, hvilket vil være dramatisk i det bebygde området på Møllenberg.

### 5.3.3. Borebarhet og sprengbarhet

En bergarts sprengbarhet er hovedsakelig avhengig av bergmassens oppsprekkingsgrad. En bergart med høy oppsprekking er vanskeligere å spreng enn en bergart med lav oppsprekkingsgrad. Geologien er svært variert, hvilket er også opplevelsen en har av sprengbarheten. De ulike bergartene opptrer altså ulikt med tanke på borebarhet og sprengbarhet.

**Tabell 5-3. Typiske parameterverdier for bergartene i påhugget. Hentet fra Katalog over borebarhetsindekser (21)**

<i>Bergart</i>	$S_{20}^2$	$SJ^3$	$AV^4$	$Q^5$	<i>DRI</i>	<i>BWI</i>
<b>Grønnstein</b>	35 – 50	5 – 15	0,9 – 5	2 – 12	45 - 65	15 – 30
<b>Grønnskifer</b>	47 – 72	2,4 – 91	0,6 – 20	1 – 20	40 – 68	12 – 26
<b>Dioritt/trondhemitt</b>	51 – 63	5 – 17	18 – 29	22 – 26	55 – 60	29 – 31

<sup>2</sup> Sprøhetstall

<sup>3</sup> Sievers J-verdi – påvirkes i stor grad av forvittringsgrad – derfor; stor variasjon

<sup>4</sup> Slitasjeverdi hardmetall

<sup>5</sup> Kvartsinnhold %

Tabell 5-3 viser typiske bergartsparameterne for rådene bergartene i påhuggsområdet. Sammenlignes disse resultatene med Tabell 5-4 ser en at grønnstein og grønnskifer har en middels til høy borebarhet, mens dioritten eller trondhemitten har høy borebarhet. Boreslitasjeindeksen varierer for grønnstein og grønnskifer fra meget lav til lav, mens dioritten eller trondhemitten har en boreslitasjeindeks i grenseland mellom lav og middels.

Grønnsteinen på Møllenberg inneholder mye epidot (hardhet 6,5) og det er grunn til å anta at epidotinnholdet gjør at grønnsteinen har høy boreslitasje. Det er ikke gjort spesifikke verifikasjoner på dette i anlegget.

**Tabell 5-4. Klassifisering skjema for borebarhet og boreslitasje**

<i>Kategori</i>	<i>DRI</i>	<i>BWI</i>
Ekstremt lav	– 25	– 10
Meget lav	26 – 32	11 – 20
<b>Lav</b>	<b>33 – 42</b>	<b>21 – 30</b>
<b>Middels</b>	<b>43 – 57</b>	<b>31 – 44</b>
<b>Høy</b>	<b>58 – 69</b>	<b>45 – 55</b>
Meget høy	70 – 82	56 – 69
Ekstremt høy	82 –	70 –

#### 5.3.4. Vannlekkasjer

Med tanke på vannlekkasjer og tetting kan følgende forhold være av stor betydning (20):

- Klorittrike skifre og putelava (med klorittskifer som matriks mellom gabbrolignende puter) gir som regel meget små vannlekkasjer, mest på grunn av at tektonisk oppsprekking i stor grad har blitt tettet ved plastisk deformasjon og leripartikkelfylling.
- Stive bergarter som metagabbro, dioritt og kvartskeratofyr har potensiale for å føre mye vann, siden tektonisk oppsprekking ikke så effektivt tettes igjen. Imidlertid opptrer det i omfattende grad sprekkefylling av mineralisert kalkspat og epidot i grønnsteinsgabbroen
- I de rådende geologiske forholdene er det typisk at vannlekkasjer fordeles i et irregulært mønster med stor variasjon i konduktivitet

For hele den vestre delen av påhugget og for den ca. 300 m lange løsmassetunnelen gjelder den grunnleggende forutsetningen at byggegropa skal være tett. Anlegget ikke får drenere ut grunnvann eller senke sprekkevannstrykk i berg/poretrykket i løsmassene i en slik grad at det oppstår setninger til skade for byens bebyggelse og infrastruktur. Derfor har byggherren valgt å sette en rekke krav som nevnt i kapittel 4.2.

Som sett av vanntapmålingene i forbindelse med den ingeniørgeologiske rapporten karakteriseres bergmassen av beskjedne lekkasjemengder, men lekkasjestrukturer opptrer og da ofte i uregelmessig mønster langs diffuse sprekkesoner. Når lekkasjene er større enn tillatt, hvilket den i stor grad er med slike strenge lekkasjekriterier, er tetting krevende. Diffust sprekkemønster gjør at en må bore tett for å treffe alle aktuelle sprekker, og belegg av klorittleire på stikk og sprekker vanskeliggjør masseinntrengningen. Det er derfor forutsatt at all tunneldriving går med kontinuerlig forinjeksjon med skjerm som overlapper 100 % med tett hullmønster. Det er sannsynlig at seksjonslengde for forinjeksjon må settes så kort som 9 – 10 m (2 salver) for å klare kravene til kontroll med hullmønster, og det må gjennomføres hyppig avviksmåling i injeksjonshull. Injeksjonsmateriale har vært både industrisement (når det er lett inngang) og med injeksjonsmasse laget på basis av spesialsement og evt. i siste trinn med kolloidal silika. Ved vanskelige utganger benyttes gjerne en-komponent polyuretan til «plugging» slik at det kan bygges opp mottrykk for fortsatt injeksjon.

Hovedgrepet er å injisere med så høyt trykk som det tåles, uten at det oppstår splitting. På partier med lav overdekning og manglende innspenning vil en ha behov for spesielt tett hullmønster som kompensasjon for at det eventuelt ikke kan brukes høyt trykk.

#### 5.3.5. Stabilitetsforhold

Som nevnt har man opplevd en god innspenning av berget. Fordi tunnelaksen treffer i en gunstig retning på sprekkesett og lagdeling har stabilitetsproblemene vært få. Se kapittel 7.1 og 7.3 for vurdering av stabilitetsforhold i forhold til en eventuell wiresaging.

#### 5.3.6. Sikringsomfang

Det har vært bra bergkvalitet, god lokalstabilitet i overflatene, og et pent sprengningsresultat, men det er allikevel sikret veldig tungt på grunn av den utfordrende geometrien til tunnelversnittet. I hengen er det lagt innsprøytede sikringsribber langs tverrsnittet med

kamstål med 25 mm senteravstand koblet til radielle bolter. Sikringsribbene har en bredde i tunnelens lengderetning på 1,5 m. Det er brukt overlappende forbolter. Se Tabell 6-2 for beskrivelse av planlagt og gjennomført sikring.

## 6. Anleggsvirksomhet - Dagsone vest

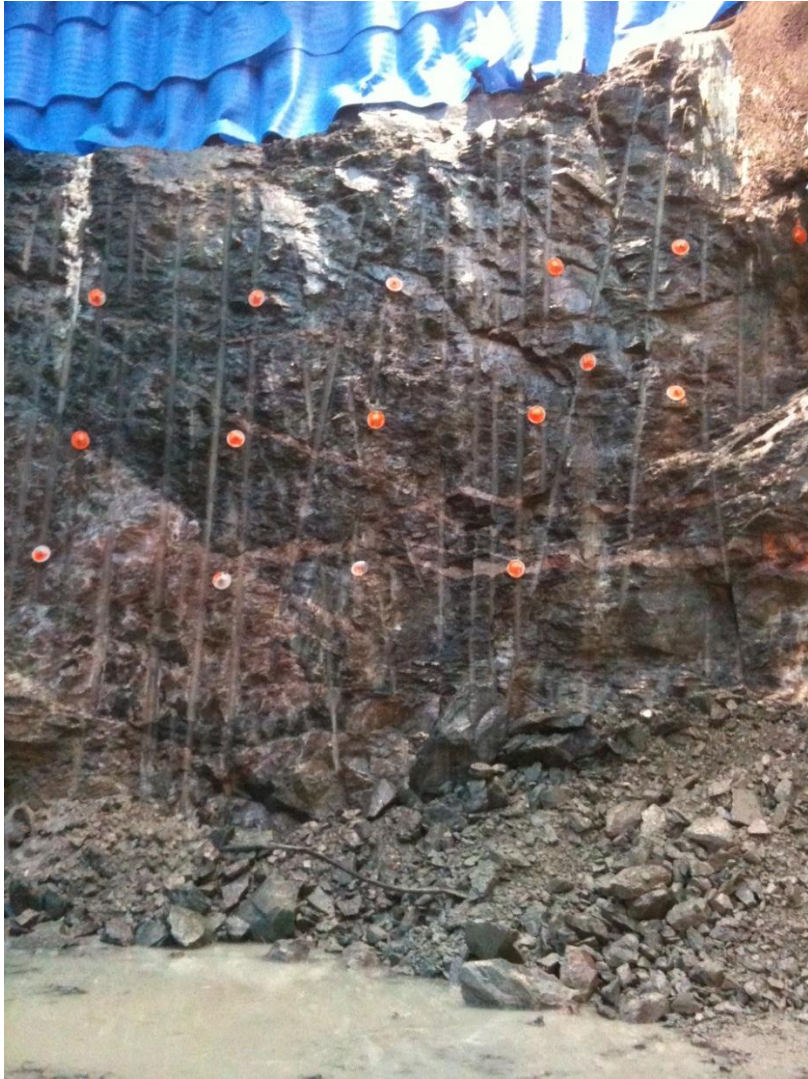
### 6.1. Valgt metode

I Dagsone vest har det blitt sprengt ut ca. 6000 m<sup>3</sup> berg i forskjæring og nær tilsvarende mengde i to korte tunneler innerst i byggegropa. Etter lenge å ha vurdert å wiresage bergkonturene i byggegropa, besluttet entreprenøren, NCC Constructions, å bruke sømboring som uttaksmetode av forskjæring og tunnel.

Bergmassene i byggegropa har blitt sprengt ut med pallsprengning og sømboring i konturen. Sømboringen har hatt en relativt høy utbøringsgrad: 89 mm borehull med 300 mm senteravstand. Sømmens nøyaktighet har vært varierende, men jevnt over god. Dette skyldes at høyden ikke er større enn 10 m. Med bruk av litt bedre høypresisjons boreutstyr kunne man begrenset boreavvik ytterligere. Underentreprenøren for bergsprengningen hadde grove borkroner for konturhull med retract-krone. Disse kronene kan bore seg tilbake og trekke seg ut hvis man får småstein ned i borehullet. Den største ulempen med utstyret var manglende styringssystem lengre oppe på stengene. Dermed opplevde at ved høy mating bøyd borstengene seg (Figur 6-1). Fra byggherrens side fikk man i følge byggeleder Anders Beitnes mye større avbøyning enn forventet.

Bergmassen i forskjæringen har blitt sprengt ut i tre pallhøyder. Det har blitt brukt patronert sprengstoff, og tennere med 15 µs sprang. Utsprengningen har generelt vært av god kvalitet

Under driving opplevdes bra bergmassekvalitet. Dette gjorde entreprenør og byggherre optimistisk til at man ville klare seg med smal midtvegg. Forholdene var også en forutsetning for at det ble mulig å avslutte den vanntette betongtunnelen ved profil 295, og ikke ved profil 320 som tidligere planlagt. Lite innlekkasje og bra berg førte til at entreprenør og byggherre ikke så noen problemer med å bygge en drenert bergtunnel som oppfyller tetthetskravene helt frem til profil 295. Dersom disse forutsetningene ikke hadde vært tilstede, måtte man ha drevet betongtunnelen ytterligere 25 meter, som opprinnelig planlagt, og utført tung sikring. Entreprisen var på dette stadiet allerede rammet av forsinkelser, og disse 25 meterne ville ført til ytterligere forsinkelser.



**Figur 6-1. Veggen i forskjæringen på den østlige siden av byggegropa. Legg merke til gjenstående borepipere med tydelige boreavvik. Foto: Byggherre, Statens vegvesen**



**Figur 6-2. Panoramafoto av tunnelpåhugget. For større bilde, se Vedlegg 6. Foto: Svein Hove**

## 6.2. Sprengning i forskjæring til tunnel

I april 2011 gjennomførte Nitro Consult AS en prøvesprengning med 4 forsøksladninger for NCC. Med bakgrunn i dette ble rapporten «Forslag til salveopplegg oppstartssalver samt første slave full dybde» utarbeidet. Rapporten ligger vedlagt og refereres til i NCCs Arbeidsbeskrivelse 36 (25) som beskrivelse av sprengningsopplegget.

**Tabell 6-1. NCC deler arbeidene med forskjæringen opp i fire faser. Fra Arbeidsbeskrivelse 36 (25).**

<b>Fase 1</b>	Utsprengning av arbeidsnivå for konstruksjon av betongdrager over tunnelpåhugg, ned til ca. kt. -5. Dette tilsvarer et pallnivå. Nivået etableres mens det fortsatt er leirmasser lengre ut i byggegropa, og adkomst er til tider sperret. Dette innebærer at det er begrenset med plass for borerigg, lastemaskin og arbeidsrom for personell. Dette setter krav til nøye planlegging av plassering av sprengte masser som må mellomlagres, samt oppstilling av sprengningscontainere, maskiner og dekningsmatter. Dette må planlegges slik at det ikke medfører ekstra risiko for de videre arbeidene Sprengningsarbeidet legges opp slik at man tidligst mulig kan sprengne langs kontur i byggegrop. Dette prioriteres slik for å kunne vurdere konturkvalitet og evt. gjøre sprengningstekniske endringer for å oppnå ønsket kvalitet. De første sømhullene i full dybde vil også avviksmåles for å vite hvordan sømmen er i bunn av byggegropa (kt. -15).
<b>Fase 2</b>	Sprengningsområdet har nå tilkomst ut gjennom veglinja, og det er lettere å få plassert dekningsmateriell, maskiner og container. Masser transporteres ut etter sprengning. Det må påregnes to til tre sprengningsnivå i de innerste delene av byggegropa.
<b>Fase 3</b>	Sprengning av tunnel.
<b>Fase 4</b>	Gjenstående masser i sidene vil mangle adkomst. Det må etableres rampe for borerigg. Berghyller står igjen i sidene fordi det har blitt pallsprengt ned i midten for å gi anledning til en hurtig oppstart av tunnelsprengningen. Hyllene er satt igjen som spuntavstivning fordi tverrstivere i området ville ført til for lav frihøyde for maskinene som skal lengre inn i byggegropa. Før disse hyllene kunne fjernes måtte spunten stagforankres. På grunn av steile vegger etter nedsprengning må det fylles til med stein for å skape rampe. Ikke særlig viktig for valget mellom søm eller saging.

Sprengningen i forskjæringen er lokalt tilpasset gjort av sprengningsbasen til Anton Letnes. Basen brukte «fingerspitzengefühl» og tilpasset salvestørrelse og antall hullrekker som ble tent i hver salve avhengig av hvor mye utkast man fikk i bunn og hvor lett det var å laste ut massene. Dette var igjen avhengig av hvor gravemaskinen kunne stå fordi gravemaskinarmen måtte komme opp mellom avstiverne når det skulle renskes. Det var mange hensyn, og mye pirkejobb. Fagmannskapet til basen underentreprenør for bergsprengning var en veldig viktig ressurs for å tilpasse uttaket av forskjæringen.

### 6.3. Utførelse og prosedyre for bergarbeider

Tabell 6-2 viser en sammenstilling av det trinnvise berguttaket og tilknyttede arbeider slik de var planlagt og slik de forskjellige prosessene ble gjennomført i anleggsfasen.

**Tabell 6-2. Planlagt (etter notat av Sweco (19)) og gjennomført berguttak**

Planlagt prosedyre	Gjennomførte arbeider og resultater
Byggegroppa skal fra profil 180 – 280 skal etableres med støttevegger som føres ned i berg. Dette gjelder også over tunnelpåhugget. Det er valgt å bruke rørspunt som skal bores min. 1 m ned i berg. Spuntveggen består av stålrør i dimensjonen Ø610/10 mm med innbyrdes låsmekanisme.	Under utføringen av spuntarbeidene møtte entreprenøren enkelte boretekniske problemer som førte til at enkelte spuntrør ikke er boret inn i berg som tenkt. Her ble det gjort spesielle tettetiltak, så som jet-grouting og ekstra kontakthinjeksjon.
Injeksjon gjennom spunt. Kontakthinjeksjon etterfulgt av dypinjeksjon til nivå 10 m under bergoverflate eller 10 m under såle veg/tunnel, se Vedlegg 5.1	Injeksjon er utført som planlagt
Uttak av løsmasser over påhugg	Uttak av løsmasser har fungert som planlagt etter kalksementstabilisering
Forankring/staging av rørspunten, lengde stag ca. 6 m, se Vedlegg 5.2. Der det finnes rørspunt som ikke er ført ned i berg eller som bare så vidt har kommet ned i berget: Det settes ned gyste ståldybler i hver av disse for å ta skjærkraft. Bolter kan settes i rør benyttet til injeksjon under spunt. Lengde på bolt må være slik at bolten kommer ned til planlagt nivå for underkant rørspunt.	Forankring av rørspunten har som nevnt tidligere fungert godt, med unntak av de problemene man fikk på østre side omkring profil 250 hvor det ble boret ut i løsmasse. I det samme området er det noe rørspunt som ikke er ført tilstrekkelig ned i berg. I disse ble som beskrevet satt inn gyste dybler.
Boring og forsiktig sprengning tvers over påhugg ned til ca. 1 m under tunnelheng.	Hullavstanden ble satt til c/c 300 mm. Valgt løsning ble sømboring med delvis ladede



Planlagt prosedyre	Gjennomførte arbeider og resultater
<p>Boring for forsiktig sprengning bør utføres med liten hullavstand, for eksempel c/c 200 mm. Det kan bores kontur innenfor disse hullene, og lade og sprengning i disse (sømboring). Alternativt kan det lades for hvert 2. hull (presplitt), se Vedlegg 5.3. For boring vertikalt nedover må man regne med at man kan få et boreavvik. For å unngå å måtte ta hensyn til dette, kan det angis en helning utover på hullene, for eksempel 40:1, se Vedlegg 5.4.</p>	<p>konturhull. Se kapittel 6.1, for nærmere detaljering.</p>
<p>Uttak av berg ved forsiktig sprengning ned til saget/boret nivå (uttak 1). Hvordan det er mest praktisk å gjøre uttaket fra forskjæringen og inn mot påhugget, planlegges ut fra hva som er mest hensiktsmessig anleggsteknisk. Sprengning og uttak av berg må koordineres med etablering av tverrstivere i de lavere nivå i gropa. Det må ikke sprenges dypere enn anngitt inn mot påhugg- Forslag skissert i Vedlegg 5.5. Detaljtegninger for berguttaket vil bli utarbeidet. Ved påhugget bør man starte uttaket i det sørvestre hjørnet (høyre side) der bergoverdekningen er lavest, se Vedlegg 5.2. Da har man mest mulig stabile forhold i området.</p>	<p>Detaljtegninger for berguttak finnes i Vedlegg.</p>
<p>Evt. bolting/sprøyting av berget før støp, avhengig av fjellets beskaffenhet</p>	<p>Gjennomført som planlagt</p>
<p>Støping av armert betongdrager inntil spuntfot og ned til topp bergtunnel. Betongplaten støpes også i sidevegg («rundt hjørnet»), ca. 1,5 m, for å kompensere for muligheter for forankring over påhugg, se Vedlegg 5.6, Vedlegg 5.7 og Vedlegg 5.8.</p>	<p>Gjennomført som planlagt</p>
<p>Forankring av betongdrageren i fjell med forspente 6 m lange bolter/stag, (Dywidag eller lignende), se Vedlegg 5.6. Dersom betongoverdekningen over tunneltak er liten, kan det bli problemer med å få festet betongplaten til fjell. Boltene kan eventuelt bores/brennes gjennom mellomrommene</p>	<p>Betongdrageren ble forankret med 6 og 8 meter lange Mai-stag i underkant av rørsput. 2 stag kolliderte med stålsput og måtte bore på nytt, samt at det ble brukt innstøpt kam 32 til ekstra forankring i hjørnene. Mai-stagene lot seg forspenne som forutsatt.</p>

Planlagt prosedyre	Gjennomførte arbeider og resultater
mellom spuntene.	
Forinjeksjon rundt tunnelen med boring gjennom nederste del av betongveggen. Lengde på hull ca. 20 m, se Vedlegg 5.9, Vedlegg 5.10 og Vedlegg 5.11.	Kun den «grunneste» delen av skjermen gjennomført som planlagt i denne posisjonen, resten utsatt til atter at stuff var etablert og tunnelrigg tilgjengelig.
Forbolting rundt påhuggsflatene ved bruk av stag/bolter som kan spennes opp.	Gjennomført som planlagt forankring av tverrbjelke (se over).
Uttak av berg ved forsiktig sprengning helt ned til tunnelsåle (uttak 2), se Vedlegg 5.12. Dette utføres i første omgang midt i byggegropa, i en bredde på 6 m, helt fram mot påhugget.	Gjennomført som planlagt
Arbeidssikring av påhuggsflater hvis nødvendig.	Gjennomført som planlagt
<p>Etablering av bergstabbe evt. betongpilar mellom tunnellopene. På den ytterste delen ut mot byggegropa (profil nr. 281,5, senterlinje påhugg) har bergstabben en teoretisk bredde på ca. 2 m (forutsatt en bredde på betongvegger i tunnelen på 1,0 m). Det anses ikke som realistisk å beholde en bergstabbe (stabilitetssikret fra begge sider) før bredde på stabbe inkl. sikring er min. 2,5 m. Første del av partiet mellom tunnellopene forutsettes derfor etablert med betongpilar.</p> <p>Det mest hensiktsmessige synes å være uttak av en pilottunnel ca. 10 m med fortløpende sikring, se Vedlegg 5.13. Etter driving støpes en vertikal pilar i hele lengden. Pilaren støpes i kontakt med berget i enden av pilottunnelen og det utføres bolting inn i pilaren videre. I påhuggsflaten støpes pilaren opp til underkant betongdrager.</p>	<p>Etter å ha vurdert mulige tids- besparende løsninger, ble løsningen som formulert av byggeleder Anders Beitnes benyttet.</p> <p>Da berget ble åpnet viste det seg at mellom tunnellopene var det nesten utelukkende epidotholdig grønnstein. Dette berget har høy stivhet og styrke. I tillegg viste berget som nevnt i kapittel 5.2.5 tegn til god innspenning, som bidro til å gi tro på den videre beskrevne løsningen; Ved å beholde en kjerne av grønnstein oppnådde man en lavere risiko for deformasjoner i tunnelen. Med en bergkjerne som bærer in-situ som før, vil man unngå lav bæreevne i betongens herdefase. Det er viktig at denne pilaren tåler både skjær- og knekklast. For å oppnå tilstrekkelig trykk-kapasitet ble bergkjernen omhyllt av armering og sprøytebetong. Siden inn mot østgående løp ble avdekket først ved sømboring, kam 32 stål ble støpt inn i sømhullene, og deretter frisprenget man skrittvis innover. Etter avdekket flate la man vertikale jern i veggghøyden. Armeringen ligger i et rutenett på 4 stenger per meter, (senteravstand 25 cm), i begge retninger, støpt inn i 10-15 cm sprøytebetong. Tilsvarende ble gjort på siden inn mot vestgående løp. I tillegg ble glassfiberbolter</p>

Planlagt prosedyre	Gjennomførte arbeider og resultater
	innsatt gjennom stabben. Dermed oppnådde man en løsning som nært tilsvarte en betongpilar med armeringsbøyler, med samme funksjon, høyere sikkerhet, kortere byggetid og mindre deformasjon.
Uttak av berg i resterende del av forskjæringen, helt ned til tunnelsåle	Uttaket ble gjort etter kjente metoder med korte salver og minst mulig sprengstoffmengde for å begrense rystelser.
Bergvegg (fjellskjæring) for øvrig sikres med systematisk bolting. Det antas 4 m lange bolter med boltemønster på 1,75 x 2 m og sprøytebetong. Lengre bolter kan være aktuelt ved store potensielle glideflater (6 – 8 m).	Med bakgrunn i god stabilitet i forskjæringen ble det benyttet spredt bolting etter anvisning fra byggherrens ingeniørgeologer.
Deretter tas de to løpene ut hver for seg og det etableres en midlertidig sikring av tunnelene. Deling av profilet kan bli nødvendig i første del av tunnelene, i to eller tre seksjoner. Injeksjon videre 20 m gjennomføres. Dersom pilottunnelen må drives lengre enn ca 10 m, vil det måtte gjennomføres en separat injeksjonsomgang rundt midtpilaren. Det er derfor fordelaktig å kunne avslutte støpt midtpilar etter ca. 10 m.	Siden det ble valgt en ny løsning for midtstabben, falt aspektet med pilottunnel bort, og etter etablering av betongstabben ble berguttaket gjort etter kjente metoder med lavtliggende kutt i hvert løp. Forinjeksjon kunne gjennomføres med høyt trykk (15 bar i hengen, 30 bar nede i profilet) og resultat bra vurdert ut fra kontrollhull.
Uttak av berg videre til kontraktspunkt i profil 320 gjøres med driving og sikring av ett løp av gangen og inntil 10 m før neste injeksjonsomgang gjennomføres for begge løpene samlet. Salvelengde og størrelse på uttaket bestemmes ut fra bergmassens beskaffenhet.	NCC og Skanska gikk etter initiativ fra byggherren med på avtaler om å flytte grensesnittet mellom kontraktene fra profil 320 til profil 295. Dette innebar en besparelse på om lag 10 millioner for prosjektet E6 Trondheim – Stjørdal. Basis for denne beslutningen var erfaringene med forinjeksjon i samme bergvolum. Dvs. man kunne gå over til å planlegge med forinjisert, drenert tunnel på denne seksjonen.
Stabilitetssikring av berget med stag/bolter og sprøytebetong for bæring av laster også for permanentsituasjonen	Tunnelen er sikret med bolter og sprøytebetong-ribber. Kontaktstøp i 3 m lengde med tetteskjerm (profil 292 – 295) bidrar til permanent bergsikring.



## 7. Wiresaging som løsning for Dagsone vest

### 7.1. Vurderinger – ingeniørgeologiske forhold

Ved uttak av berg for forskjæringen har et av de store spørsmålene vært undergraving av spuntfoten. Generelt er det blitt lagt stor vekt på spuntdimensjonering i designet av byggegropa fordi det som kjent er stor mektighet av kvikkleire i området. Et utfall av spunten kan ha katastrofale følger for omgivelsene.

For å forhindre at spuntfoten undergraves kreves det at spunten forankres før arbeidet med å avlaste konturen påbegynnes. I byggeperioden har sømboring blitt tillatt utført parallelt med forankringsjobben. Det kan diskuteres hvordan denne problemstillingen hadde stilt seg om man valgte å utføre wiresaging i stedet for sømboring. Kunne man ha saget konturflatene uten å undergrave spuntfoten? Wiresaging ville medført at spuntfoten ble undergrav, og derfor måtte spunten forandres først.

I oppstart av arbeidene med eventuell wiresaging av konturen ville det vært viktig å jobbe med god sikkerhetsmargin, fordi man ikke kunne vært sikre på lagdeling og eventuelle svakhetsplan. Det ville derfor vært viktig å hele tiden forsikre seg om at spuntfoten var forankret. For å slippe unna et avhengighetsforhold mellom disse to prosessene kunne en alternativ drivemetode vært å la 1 - 1,5 meter av konturen stå igjen, sikret med komposittbolter som en kunne saget over etter at spunten var forankret. Dette ville ha vært nødvendig for å parallelt kunne jobbet med wiresaging og forankring, men etter all sannsynlighet hadde forankringen etter hvert hatt en bedre fremdrift enn wiresagingen, og da den tidskritiske og avhengige fasen var over kunne en begynt arbeid med å sage planlagt kontur.

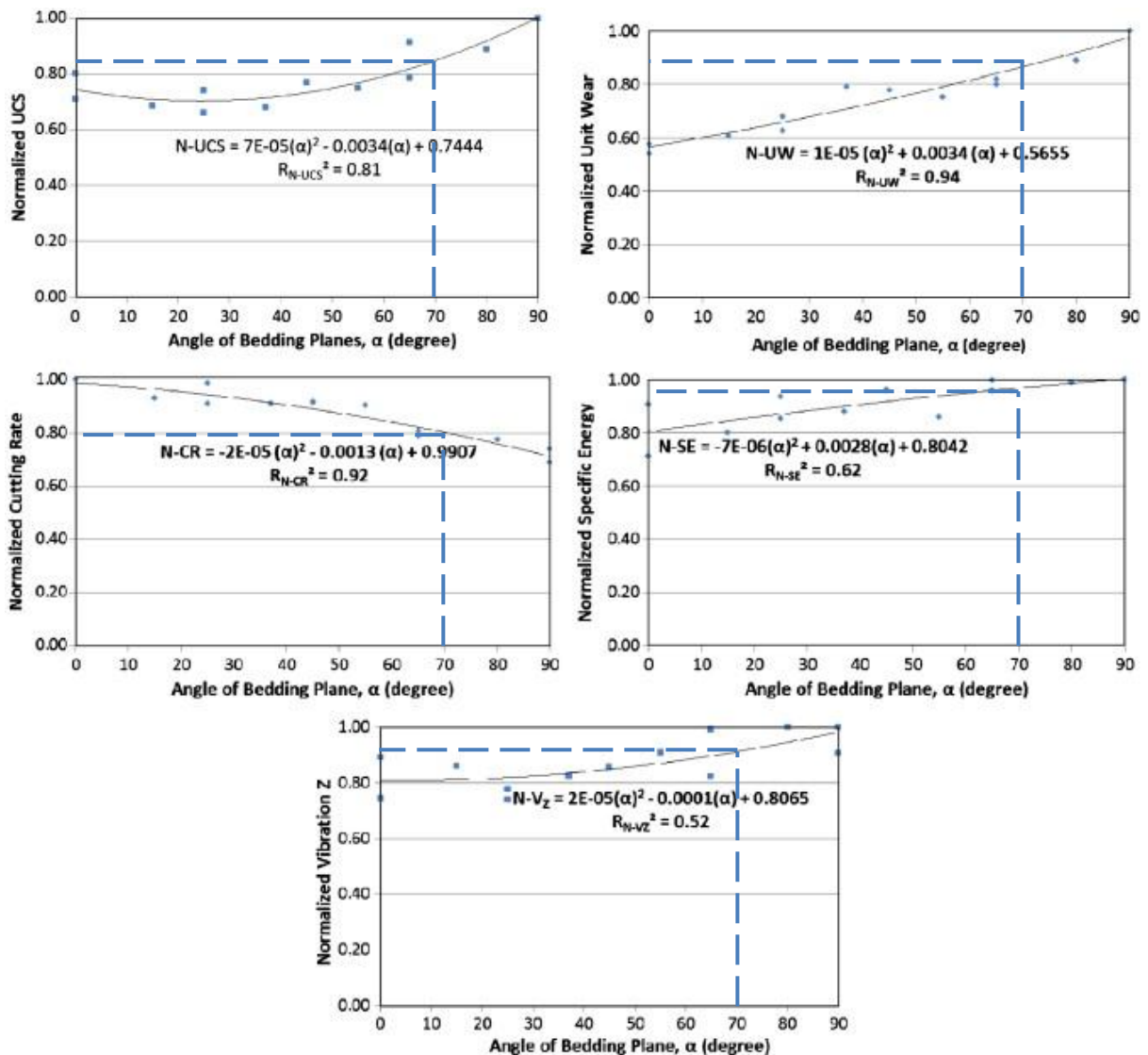
Et av de aller viktigste funksjonskravene er at byggegropa skal være tett for vanninntrenging. Når NCC boret søm hadde de mulighet til å berge situasjonen der de hadde innlekkasje ved å bruke sømhullene til å fortsette injiseringen. Denne muligheten hadde de mistet ved bruk av wiresaging. Da måtte det blitt boret egne injeksjonshull, og entreprenøren hadde ikke kunnet utført så umiddelbar tetting som de fikk til med sømboring. Per i dag finnes det ingen metode for å bruke et wiresaget sliss som utgangspunkt for injeksjon.

Tidligere i oppgaven nevnes viktigheten av en god kontur i tunnelhengen fra profil 292 til profil 295. En mulig negativ konsekvens av valget om å sprengte fremfor å sage, vil være om

denne bergflaten viser seg å være sterkt påvirket av sprengningen. Men det bør nevnes at en eventuell anvendelse av wiresaging kunne fått andre negative konsekvenser som en ikke har fullstendig oversikt over. Dersom NCC hadde prøvd å sage den flate hengen uten å komme til for å sikre underveis, kunne man risikert å frigjøre store blokker selv med den lille deformasjonsmuligheten et wiresagings-sliss gir. Kunne man sikret hengen underveis eller i forkant av saging for å unngå en slik deformasjon? En mulighet hadde vært å bore skrått inn fra fri flate og monterer komposittbolter (innstøpte karbonfiberbolter) som sikrer i overkant av sagslisset. For-sikring ved bruk av wiresaging er ingen innarbeidet metode, og må designes for hver enkelt jobb. Kanskje må også sprengningsopplegget tilpasses slik at man ikke har alt for langt å bore for å få på plass nødvendig sikring. En kan spørre seg hva som da er hensikten med å sage hengen fremfor å sprengne veldig forsiktig, når en uansett kan risikere å måtte sprengne seg ganske nært prosjektet heng?

Konturen av byggegropa er kurvet, hvilket vil si at tunneltraseen varierer i retning mellom N175E til N140E. For å kunne si noe generelt om hovedsprekkeretningens orientering i forhold til tunneltraseens orientering, brukes videre N160E som tunnelens orientering. Videre sees det hovedsakelig på grønnstein/grønnskiferens hovedsprekkeretning da disse bergartene står for hoveddelen berg i byggegropa. Som nevnt er hovedsprekkeretningen lik lagdelingen. Hovedsprekkeretningen har strøk som varierer fra N215E-N242E. Som et gjennomsnitt settes strøket til N230E. Dette vil si at det ved wiresaging vil være en vinkel mellom lagdeling og sageretning på 70°.

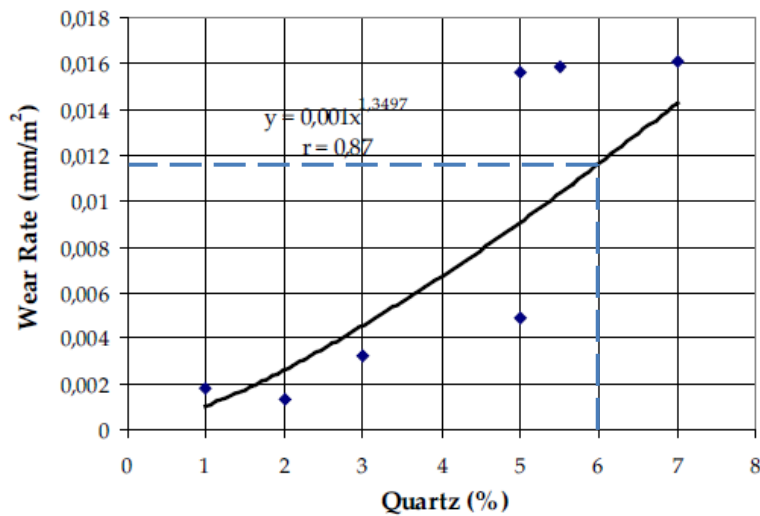
Av forskningen til Ozelik & Yilmazkaya (10) vet vi at en stor vinkel mellom lagdeling og kuttretning har en negativ innvirkning på effektivitetsparameterne ved wiresaging. Økt vinkel gir økt slitasje på wiren, lavere sagehastighet og et høyere energiforbruk. Figur 7-1 viser hvordan disse relasjonene forholder seg for saging av konturen til Dagsone vest.



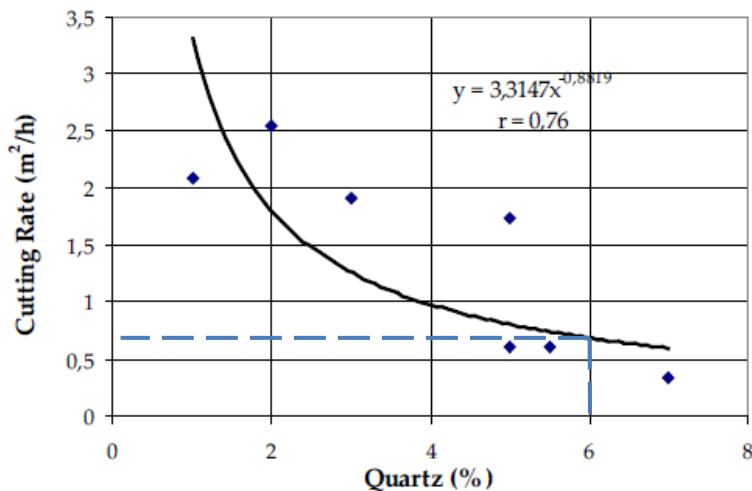
Figur 7-1. Grønnsteinens lagdeling - innvirkning på sageparametere som enaksial trykkfasthet, enhetsslitasje på segmenter, skjæringshastighetenergiforbruk, og vibrasjon i maskineriet. Etter Ozcelik & Yilmazkaya (10).

Enhetsslitasje av wiren påvirkes av tilstedeværelsen av harde mineraler som kvarts og epidot. For illustrasjon er det valgt et gjennomsnittlig kvartsinnhold for grønnsteinen på henholdsvis 6 % (j.fr. Tabell 5-1). Sagehastigheten påvirkes også av harde mineraler som kvarts og epidot. Figur 7-2 og Figur 7-3 illustrerer at økende kvartsinnhold gir økende slitasje på diamantsegmentene og redusert sagehastighet. Figurene er basert på figurer av Ozcelik (11). Disse figurene angir resultater fra wiresaging av andesitt. Fordi andesitt er en dagbergart i likhet med basalt, som er morbergarten til den metamorfiserte grønnsteinen, antas resultatene å ha en relativ sammenheng. Det er naturlig å anta at andel epidot vil gi tilsvarende utslag av

slitasje da epidot og kvarts begge ligger høyt på Mohs hardhetsskala. Epidot har hardhet 6.5, mens kvarts har hardhet 7.



Figur 7-2. Sammenheng mellom slitasje på diamantsegmenter og kvartsinnhold. Basert på figur av Ozcelik (11).



Figur 7-3. Sammenheng mellom sagehastighet og kvartsinnhold. Basert på figur av Ozcelik (11).

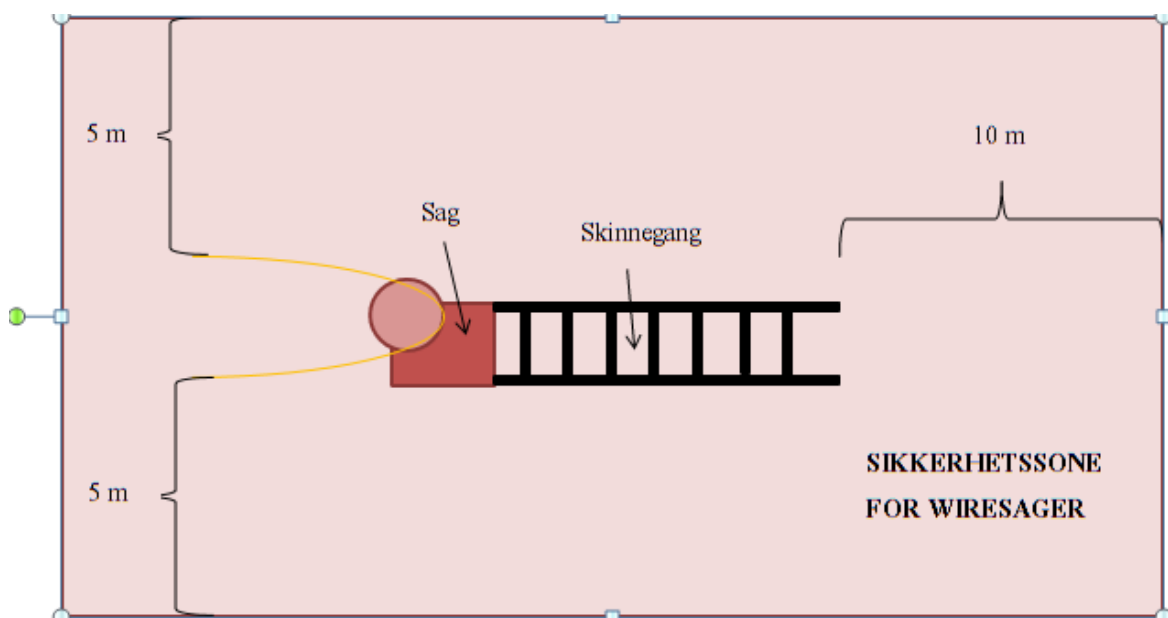
## 7.2. Vurderinger – logistikk og plasshensyn

I notat av Anders Beitnes (15) nevnes det at NCC har argumentert for sømboring gjennom påstand om økt fleksibilitet mht. plass for maskinoppstilling. Som svar til dette har byggherren, Statens vegvesen, påpekt at man i moderne wiresaging kan bruke trinser for å muliggjøre en felles oppstilling for flere ulike kutt. I den sammenheng er det verdt å merke



seg at bruk av trinser etter all sannsynlighet både vil redusere effektiviteten av sagingen og øke slitasjen på wiren. Dette skjer fordi wiren vil få en kurvatur med svært liten radius i det den ruller over trinsene, som medfører økte strekkrefter i wiren. Tiltaket for å minske strekkreftene vil være å redusere trekkhastigheten til sagen. For å forhindre stor slitasje vil et sagelag på et kutt med trinser skifte wire oftere enn ellers, for å fordele slitasjen over flere wire. Konsekvensen av dette er økt tidsbruk per kutt, altså redusert effektivitet.

I kapittel 6.2 er det beskrevet hvordan entreprenøren har delt arbeidene opp i fire faser for uttaket av forskjæringen. Fase 1 beskrives som en fase med begrenset plass, fordi det fortsatt er leirmasser lengre ut i byggegropa. I tillegg nevnes det at adkomsten til tider er sperret hvilket vil gi et behov for mellomlagring av sprengte masser fremme i forskjæringen som igjen vil begrense plassen ytterligere. Opplegg for maskinoppstilling er som sagt relativt fleksibelt, men det er viktig å huske at wiresagingsutstyret berammes av den tidligere nevnte sikkerhetssonen. Sikkerhetssonen strekker seg 5 m vekk til side for wiren, og 10 m bak sagen. Her skal det ikke under noen omstendigheter oppholde seg mennesker mens sagen er i drift. I en situasjon med plassmangel bør en tenke på at en borerigg opptar mindre plass enn et system med wiresaging. I tillegg er systemet med en borerigg mer mobilt og flyttbart enn et oppsett med wiresag.



Figur 7-4. Sikkerhetszone for wiresager. Illustrasjon: Asta Krattebøl

### 7.3. Vurderinger - stabilitetsforhold og fare for utglidninger/utfall

I kapittel 7.1 diskuteres geologiens påvirkning av stabilitetsforhold under driving og sprengning av forskjæringen. For permanentsituasjonen gjelder mange av de samme konklusjonene. Noe av det vanskeligste med å sikre den gjenstående bergflaten etter wiresaging, er at sprekker og sprekkeflater kan være avløst, men ikke synlige på bergflaten. I kapittel 7.1 ble det påpekt at den store vinkelen mellom sageretning og hovedsprekkeretningen hadde flere negative konsekvenser for effektiv saging. Derimot er det vil stor vinkel reduserer faren for parallellutfall. Ved wiresaging kunne man risikert, og vært forberedt på mulige kileutfall fordi lagdelingen (hovedsprekkesettet) avløser sprekkesettet som er referert til som sprekkesett i kapittel 5.2.2. Dette kan også sees av de svært nærliggende pol konsentrasjonene i Figur 5-7.

### 7.4. Vurderinger – hensyn til omgivelsene

I entreprisen Dagsone vest var de viktigste hensyn til omgivelsene å begrense rystelser og hindre setninger som følge av vanninntrenging i byggegropa.

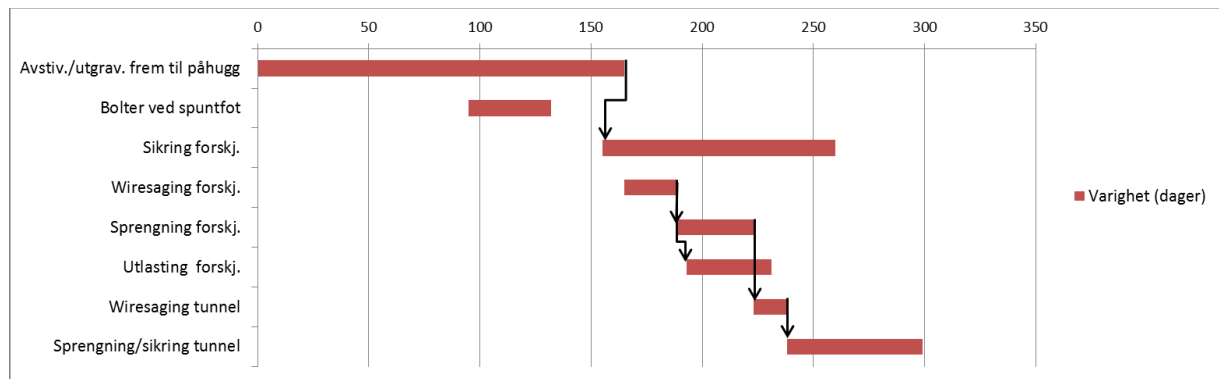
Forhold omkring wiresaging og mulig innlekkasje av vann er omtalt i kapittel 7.1.

Med tanke på rystelsesproblematikk gir et wiresaget sliss bedre forutsigbarhet enn ved sømboring. Dersom man hadde etablert et trygg sagsliss fremfor å sømbore konturen, kunne entreprenøren sannsynligvis sprengt med større salver og større effektivitet i selve berguttaket uten å bekymre seg for rystelsene. Men dersom man fullt ut skulle nytt godt av sageslissenes rystelsesdempende effekt måtte man ha saget konturen før man sprengte første salve. Da kommer andre forhold inn, som undergraving av spuntfoten omtalt i kapittel 7.1. Løsningen lansert i dette kapittelet ville sannsynligvis måttet blitt tatt i bruk for å gjennomføre berguttaket, av årsaker omtalt under fase 4 i Tabell 6-1.

### 7.5. Vurderinger – tidsbruk

Kontrakten har i sin helhet blitt rammet av ulike tidsforsinkelser. I entreprenørens opprinnelige fremdriftsplan ser en at prosessene i berguttaket er særdeles avhengig av hverandre. I den opprinnelige fremdriftsplanen til entreprenøren (Figur 7-5) står forankring/bolting av spuntfoten som en selvstendig prosess. Ut fra skjønn må dette sies å være fordi entreprenøren har lagt opp til at forankringen skal være ferdig i god tid før

wiresaging påbegynnes. Stagforankringen har tatt betraktelig lengre tid en antatt, og har således vært tidsbestemmende for hele jobben. I løpet av anleggsfasen førte forsinkelser med forankringen til at arbeidet med sømboring foregikk parallelt for å spare inn tid. Hvorvidt dette arbeidet kunne blitt gjort parallelt med wiresaging, er omtalt i kapittel 7.1. For Dagsone vest har stagforankringen heftet fremdriften mye gjennom anleggsperioden.



**Figur 7-5. Gantt-diagram over berguttaksprosessen ved bruk av wiresaging. Etter NCCs opprinnelige framdriftsplan.**

Som nevnt i kapittel 7.1 er konturen av byggegropa kurvet, på grunn av vegbanens kurvatur. For å få til en slik kurve på konturen ville entreprenøren måttet bryte opp sageflaten i flere fasetter for å følge kurven. Dette fører til en ekstra tidsfaktor som måttet blitt tatt høyde for i planleggingen.

## 7.6. Vurderinger – relative kostnadsforhold

NCC har i sitt valg av metode lagt vekt på å overholde kontraktens funksjonskrav. I argumentasjonen for sømboring fremfor wiresaging har det ikke på noe tidspunkt vært snakk om hvilken metode som er billigst. Dette inntrykket har forfatteren også av andre prosjekter etter sitt arbeid med prosjektoppgaven. I dette arbeidet er det vanskelig å finne direkte kostnadstall. Ved spørsmål om kostnader viser wiresagingsentreprenørene til at hver jobb er ulik; geologien, plasshensyn og muligheter for oppstilling av utstyr varierer. I tillegg trekker de frem at de som entreprenører ofte blir bragt inn i prosjekter hvor andre metoder er prøvd og feilet. Med andre ord kommer wiresagerne på banen svært sent, og får liten påvirkning og mulighet for planlegging av de anleggstekniske aspektene av en sagejobb. De må løse oppgaven best mulig ut i fra gitte, definerte forhold på plassen. En slik «siste liten» løsning

med wiresaging blir selvsagt mye dyrere enn om entreprenørene har fått delta tidlig i planleggingen. For Dagsone vest ville wiresagerne derimot hatt muligheten til å være med på å forme planene, dersom NCC i tidlig fase hadde valgt utelukkende å satse på wiresaging av konturen. Det hadde dermed vært mer forutsigbare kostnader for wiresagerne, og den totale kostnaden av jobben ville kunne reduseres, sammenlignet med enkelte andre prosjekter.

For kostnadene for sømboring kontra wiresaging har forfatteren videre gjort noen grove estimater for de direkte kostnadene for å opprette kontur. Det er viktig å merke seg at det er et tynt grunnlag for disse erfaringstallene. Utsagn fra larvikittbrudd i Larvik angir en wiresagingskostnad på 250 – 300 kr/m<sup>2</sup> saget flate. Det er noen generelle oppfatninger i markedet om at wiresaging til anleggsformål har en direkte produksjonskostnad på omtrent 1000 kr/m<sup>2</sup> saget flate. Uten å ha kunnskap om ulikheter mellom saging i brudd og for infrastruktur ser denne kostnaden svært høy ut, men det er viktig å merke seg at wiresaging i brudd er en industrialisert og optimalisert prosess. Selv om en bruker samme utstyr er det mange faktorer som bidrar til økt kostnad for saging innen anleggsvirksomhet. Ved wiresaging for infrastrukturelle formål er informasjonen om geologien og bergmassens egenskaper betraktelig dårligere enn ved saging i et brudd. I tillegg er bergmassen ofte mer homogen i et brudd. Et sagelag vil i et brudd dessuten opparbeide seg en annen erfaring ifht. berget som er mer overførbar dag til dag, jobb til jobb. Et sagelag som sager til infrastrukturelle formål flytter seg fra en geologi til en annen, og opparbeider seg en annen erfaringsbasis. En direkte konsekvens av disse faktorene er at usikkerheter omkring tidsbruk og risiko for wirebrudd er større ved wiresagingen for infrastruktur. Derfor er operatørene av sagene forsiktige og kjører sagene med en større sikkerhetsfaktor, fremfor å for å tøye grensene og presse kapasiteten til maskinene slik man til stadighet gjør i et brudd. Dette fører igjen til at man bruker lengre tid på et kutt, og effektiviteten går ned. En annen konsekvens er at operatørene kjører færre sager samtidig ved saging for infrastruktur. Denne avgjørelsen har bakgrunn i at justering av maskinene må skje hyppigere, fordi geologien varierer stadig. I et brudd kan et sagelag ha 4-5 maskiner gående parallelt, mens et sagelag for infrastruktur vil typisk ha 1 sag, kanskje 2, i drift. Dette vil påvirke den totale effektiviteten per dag, og dermed kostnaden av saget flate. I tillegg kommer ekstra kostnader på bakgrunn av stadige tidsavbrudd fordi man er i nærkontakt med annen virksomhet og mindre kuttflater. Kostnadene til wiresaging for anleggsformål kan variere mellom 800 kr/m<sup>2</sup> og 1500 - 2000 kr/m<sup>2</sup> avhengig av forholdene.

Etter prosjektrapport 11-90 (26) kan beregningseksempel 3.6.2 (Tabell 7-2) og 4.9.2 (Tabell 7-3 og Tabell 7-4. Kostnader for boreutstyr. Etter beregningseksempel 4.9.2 Tabell 7-4) brukes for å si noe om de direkte produksjonskostnadene med sømboring. Maskinkostnader hentes fra prosjektrapporten som er skrevet i 1990, og reguleres etter NTNUs kostnadsindeks for anleggsmaskiner, datert juli 2009 (27). Lønn til operatører er beregnet ut i fra lønnsstatistikk for 2010 fra statistisk sentralbyrå (28).

**Tabell 7-1. Parametere for sømboring**

<b>Bergart</b>	Grønnskifer
<b>Borehullsdiameter</b>	89 mm
<b>Terrengforhold</b>	Kupert terrengpall
<b>Hulldybde</b>	13,2 m
<b>Boremetode</b>	Topphammerboring
<b>Indeksverdi for år 1990-01-15 (27)</b>	239,3
<b>Indeksverdi for år 2009-07-15 (27)</b>	446,1

**Tabell 7-2. Tidsberegninger for etablering av ett sømhull. Figurer og tabeller refererer til prosjektrapport 11-90 etter beregningseksempel 3.6.2 (26).**

Netto borsynk 2.stag (Figur 3.4 fra (26))	100 cm/min
Midlere netto borsynk 96 % (Figur 3.5 fra (26))	96 cm/min
<b>Netto boretid</b>	<b>15,6 min</b>
Flytting, innretting, påskråning (Tabell 3.1 fra (26))	2,5 min
Stanginnsett, 4 stenger (Tabell 3.1 fra (26))	1,6 min
Stangopptrekk, 4 stenger (Tabell 3.1 fra (26))	2,4 min
Stangopptrekk 1. stang (Tabell 3.1 fra (26))	0,3 min
<b>Sum faste tider</b>	<b>6,8 min</b>
<b>Brutto boretid (15,6 min + 6,8 min)</b>	<b>22,4 min</b>
<b>Brutto borekapasitet</b> $\frac{13,2 \text{ m} * 60 \text{ min/h}}{22,4 \text{ min}}$	<b>35,4 bm/h</b>

Tabell 7-3. Kostnader for ett sømboring per bormeter. Etter prosjektrapport 11-90, beregningseksempel 4.9.2 (26)

Innkjøpspris av borerigg	$\frac{1,85 \text{ mill.kr}}{239,1} * 446,1$	3,45 mill. kr
Avskrivningsgrunnlag	$\frac{2,0 \text{ mill.kr}}{239,1} * 446,1$	3,73 mill. kr
Driftstoppfaktor		k = 0,4
Økonomisk brukstid		265 000 bm
Bruto borekapasitet (Tabell 7-2)		35,4 bm/h
Tid for rentebelastning		2,80 år
Avskrivning	$\frac{3,73 \text{ mill.kr}}{265 \text{ 000 bm}}$	14,08 kr/bm
Renter	$1,3 * \frac{3,73 \text{ mill.kr}}{265000 \text{ bm}} * 0,07 * 2,8$	3,59 kr/bm
Reparasjon	$3,03 + \frac{3,73 \text{ mill.kr}}{1,4 * 265000 \text{ bm}}$	13,08 kr/bm
Driftsstopp	$0,4 * rep$	5,23 kr/bm
Borutstyr (se Tabell 7-4)		23,31 kr/bm
Lønn	$\frac{211kr}{h} * \frac{7,5h}{5,5 \text{ eff.h}} * \frac{1}{35,4bm}$	8,13 kr/bm
Smøremidler	$\left( \frac{53 \frac{kr}{h}}{239,1} * 446,1 \right) / 35,4 \text{ bm/h}$	2,79 kr/bm
Drivstoff	$\left( \frac{53 \frac{kr}{h}}{239,1} * 446,1 \right) / 35,4 \text{ bm/h}$	2,79 kr/bm
<b>Kostnader boring</b>		<b>73,00 kr/bm</b>

Tabell 7-4. Kostnader for boreutstyr. Etter beregningseksempel 4.9.2 (26)

<i>Utstyr</i>	<i>Kostnader (regulert)</i>
Krone	10,21 kr/bm
Stang	10,08 kr/bm
Nakke	1,40 kr/bm
Annet	1,62 kr/bm
<b>Total kostnad</b>	<b>23,31 kr/bm</b>

For å sammenligne kostnaden av sømboring og kostnaden av wiresaging velger forfatteren å se på kostnaden i kr pr. m<sup>2</sup> kontur. Kostnad for etablering av et sømhull er 73 kr/bm. Med en senteravstand mellom sømhullene på 300 mm vil det være 3,33 hull per meter kontur i lengderetningen. Kostnad for etablering av 1 kvadratmeter søm vil dermed være  $3,33 \frac{1}{m} * 73 \frac{kr}{bm} = 243,33 \text{ kr}/m^2$ .

Forskjellene i direkte produksjonskostnader er som man ser relativt stor. Dersom man tar andre forhold med i betraktningen trenger ikke forskjellen å bli like stor. Spørsmålet man bør stille seg er; bidrar wiresaging til fleksibilitet i form av muligheter for å arbeide samtidig med andre ressurser eller andre prosesser? I det store bildet må man vurdere om valgt metode skaper større grad av avhengigheter i prosjektet. Dersom wiresaging fører til en belastning i prosjektet hvor andre ressurser ikke kan brukes, leder dette sterkt mot å velge en annen metode. Dersom wiresaging skaper mindre grad av avhengigheter kan metoden være å foretrekke selv om den direkte produksjonskostnaden er dyrere.

Forfatteren, og andre med henne, er generelt av den oppfatning av at i de prosjektene der wiresaging er benyttet har andre forhold, som f.eks. estetikk eller hensyn til omgivelser, veid tyngre enn kostnadene. De fleste vil komme til den skjønnsmessige konklusjonen at wiresaging ikke er billigere enn andre metoder, men er en interessant metode av andre årsaker, blant disse er mange allerede diskutert tidligere i oppgaven.





## 8. Sluttord

I oppgaven har forfatteren reist spørsmålet: «Kunne wiresaging vært en alternativ metode for etablering av forskjæringer på Møllenberg?» Med bakgrunn i de vurderingene som er gjort i kapittel 7, har forfatteren kommet frem til følgende konklusjon:

Med utgangspunkt i funksjonskravene i kontrakten for Dagsone vest ser det ut til at valget av sømboring har vært et fornuftig valg. Dette er fordi kravet om tett byggegrop veier tyngre enn kravet om begrensnig av rystelser. Som nevnt kunne man med sømboring bruke sømhullene til å fortsette å injisere der man fikk innlekkasje. Og per i dag finnes det ingen direkte metode for å bruke et wiresaget sliss som utgangspunkt for injeksjon.

Dersom kravet til reduserte rystelser hadde blitt vektlagt tyngst ville wiresaging vært en god metode. Men for å oppnå full rystelsesdempende effekt hadde man måttet sage konturen før sprengning ble utført. Dette hadde ført til forsinkelser fordi det hadde tatt lengre tid å skape adkomst til påhugget dersom man ikke kunne sprengt ut midtpartiet av byggegropa før sagingen var gjort. Dessuten måtte spuntfoten vært forankret før man kunne begynt å sage. Altså ville wiresaging skapt større avhengigheter enn man fikk ved bruk av sømboring.

I tillegg til dette underbygges et valg om sømboring med at wiresaging berammes av en stor sikkerhetssone. I den trange byggegropa på Møllenberg hadde man raskt fått problemer med utførelsen av samtidige prosesser med et plasskrevende wiresagingsoppsett.

Ut i fra geologiske forhold hadde wiresaging vært fullt gjennomførbart i Dagsone vest. Men hensyn til omgivelser, logistikk og plasshensyn gjør at sømboring er å foretrekke.



## 9. Bibliografi

1. Rv. 706 Sluppen - Stavne. *vegvesen.no*. [Internett] [Sisert: 5 Juni 2012.] <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/rv706sluppenstavne>.
2. **Hovem, Signe Gurid og Tørum, Erik.** *Datarapport - Grunnundersøkelser*. s.l. : Multiconsult, 2007 (rev. 2009).
3. **NTNU - Anleggsdrift.** *Prosjektrapport 14A-98 Fjellsprenningsteknikk - Sprengning med restriksjoner*. 1998.
4. **Mohd, Ir. Dr Mior Termizi bin.** School of Materials & Mineral Resources Engineering. [Internett] [Sisert: 26 April 2012.] [http://material.eng.usm.my/stafhome/termizi/EBS419E%20Blasting%20Tech/K\\_CONTROL\\_LED%20BLASTING.pdf](http://material.eng.usm.my/stafhome/termizi/EBS419E%20Blasting%20Tech/K_CONTROL_LED%20BLASTING.pdf).
5. *Kontursprengning - geologi.* **Kristiansen, Jan.** [red.] Multiconsult. s.l. : Maskinentreprenørenes Forbund MEF, 2012. Anleggsdagene.
6. *A Numerical Study on the Screening of Blast-Induced Waves for Reducing Ground Vibration.* **Park, Dohyun, Jeon, Byungkyu og Jeon, Seokwon.** 3, s.l. : Rock Mechanics and Rock Engineering, 2009, Vol. 42, ss. 449-473.
7. **Olsen, Vegard.** Kontursprengning. *Kompendium i anleggsteknikk I*. s.l. : NTNU, Institutt for bygg, anlegg og transport, 2009, II.4 I.
8. **Sharma, Partha Das.** Techniques of controlled blasting. *Slideshare.net*. [Internett] [Sisert: 19 Mai 2012.] <http://www.slideshare.net/sharmapd1/techniques-of-controlled-blasting>.
9. **Atlas Powder Company, Field Technical Operations.** *Explosives and rock blating*. s.l. : Field Technical Operations, Atlas Powder Company , 1987.
10. *The Effect of Rock Anisotropy on the Efficiency of Diamon Wire Cutting MAchines.* **Ozcelik, Y. og Yilmazkaya, E.** s.l. : International Journal og Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011.
11. *Effect of Mineralogical and Petrographical Properties of Marble on Cutting by Diamond Wire.* **Ozcelik, Y.** 1085, s.l. : CIM Bulletin, 2005.

12. **Krattebøl, Asta.** *Wiresaging i berg.* s.l. : NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk, 2011.
13. *E6 Trondheim - Stjørdal, parsell Trondheim, Dagsone vest. Spesielle utfordringer krever spesielle løsninger.* **Johnsen, Harald Inge og Beitnes, Anders.** s.l. : Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund, 2011. Fjellsprengnings-, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen. ss. 22.1 - 22.10.
14. **Statens vegvesen.** *Konkurransgrunnlag, Dagsone vest T-V-E-5.* s.l. : Statens vegvesen, E6 Trondheim - Stjørdal, 2009. s. D3.2.
15. **Beitnes, Anders.** *Forsiktig sprengning i byggegropa på Møllenberg.* s.l. : Statens vegvesen, E6 Trondheim - Stjørdal, 2011. Internt notat .
16. **Statens vegvesen.** *Dagsone vest - Ingeniørgeologisk rapport.* s.l. : Statens vegvesen, E6 Trondheim - Stjørdal, 2009. Dok. 27A til konkurransegrunnlag for entrepris Dagsone vest T-V-E-5.
17. —. *Rapport Ud450J nr. 15.* s.l. : Statens vegvesen, 2006.
18. —. *Ud450J nr. 14.* s.l. : Statens vegvesen, 2006.
19. **Aagaard, Bent og Jakobsen, Kine Wenberg.** Bergtekniske arbeider i forbindelse med påhugg Dagsone vest. [bokforf.] Sweco Norge AS. *Designmanual for Dagsone vest.* s.l. : NCC Construction AS, 2011.
20. **Beitnes, Anders.** *Notat om grunnvannskontroll Møllenberg - Bakkaunet.* s.l. : Statens vegvesen, E6 Trondheim - Stjørdal, 2009. Dok. 27B til konkurransegrunnlag for entrepris Dagsone vest T-V-E-5.
21. **Bruland, Amund.** *BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser.* s.l. : NTNU, Institutt for bygg- og anleggsteknikk, 1998. 13B-98.
22. **Statens vegvesen.** *Dagsone vest - Sammendrag grunnforhold løsmassetunnel.* s.l. : Statens vegvesen, E6 Trondheim - Stjørdal, 2009. Dok. 27 til konkurransegrunnlag for entrepris Dagsone vest T-V-E-5.
23. —. *Rapport Ud450J nr. 20 Poretrykksmåling Dagsone vest.* s.l. : Statens vegvesen, 2009.

24. **Moseid, Torleiv.** Hydrogeologi. [bokforf.] Tore Prestvik, et al., et al. *Videregående geologi*. s.l. : Vett & Viten A/S, 1995.
25. **NCC Construction AS.** *Arbeidsbeskrivelse 36*. s.l. : NCC Construction AS, 2011. rev. 02.
26. **NTNU - Anleggsdrift.** *Prosjektrapport 11-90 Pallboring - Ytelse og kostnad*. 1990.
27. **NTNU.** *Kompendium i anleggsteknikk - Kostnadsregning Kap. IV.1*. s.l. : NTNU, Institutt for bygg, anlegg og transport, 2009.
28. **Statistisk sentralbyrå.** Tabell 2 - Heltidsansatte i olje- og gassutvinning og bergverksdrift. *Statistisk sentralbyrå*. [Internett] [Sisert: 09 Juni 2012.] <http://www.ssb.no/lonnolje/tab-2011-12-14-02.html>.
29. **NCC Construction AS.** *Designmanual for Dagsone vest*. s.l. : NCC Constructions AS, 2011.

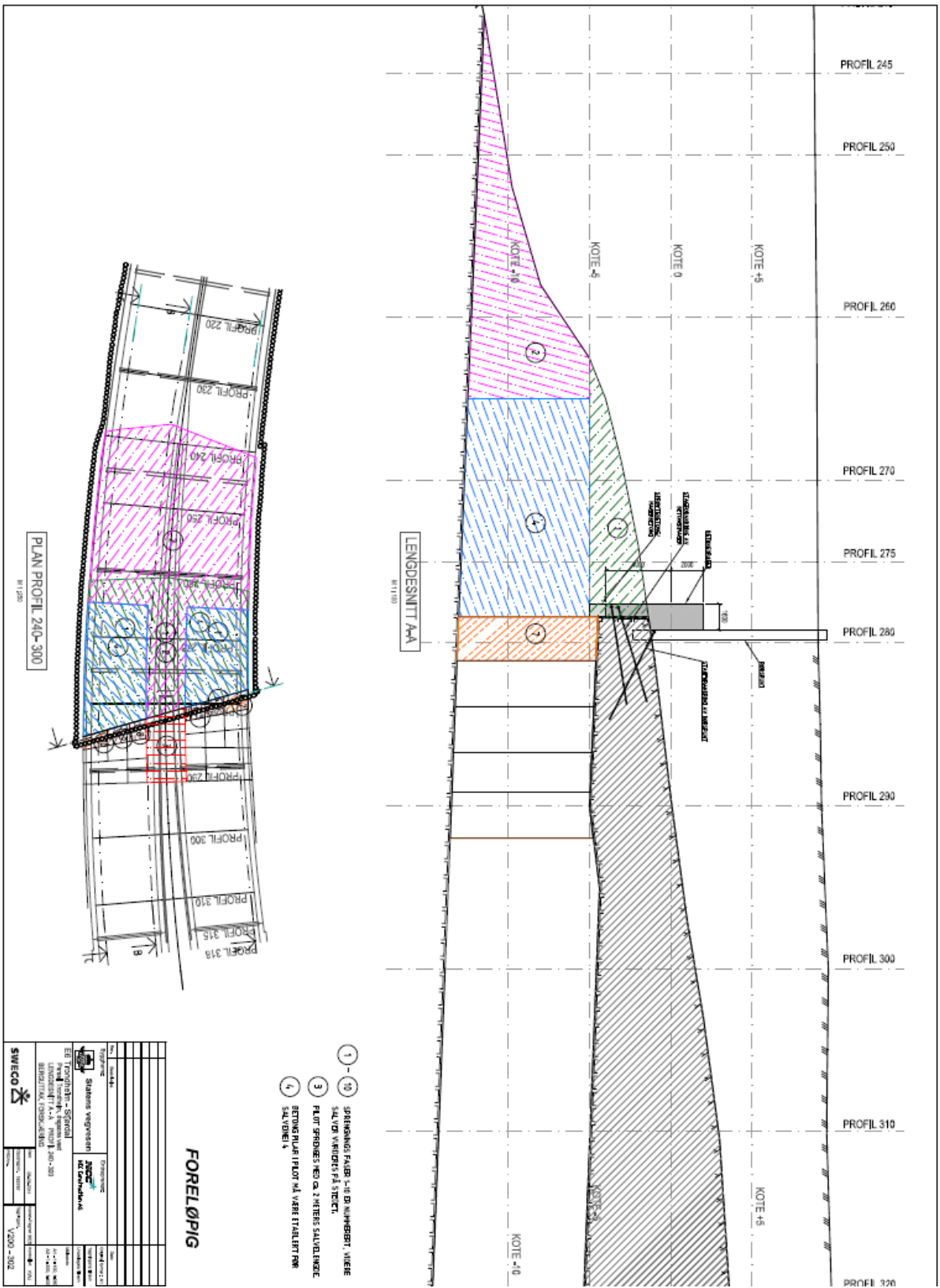




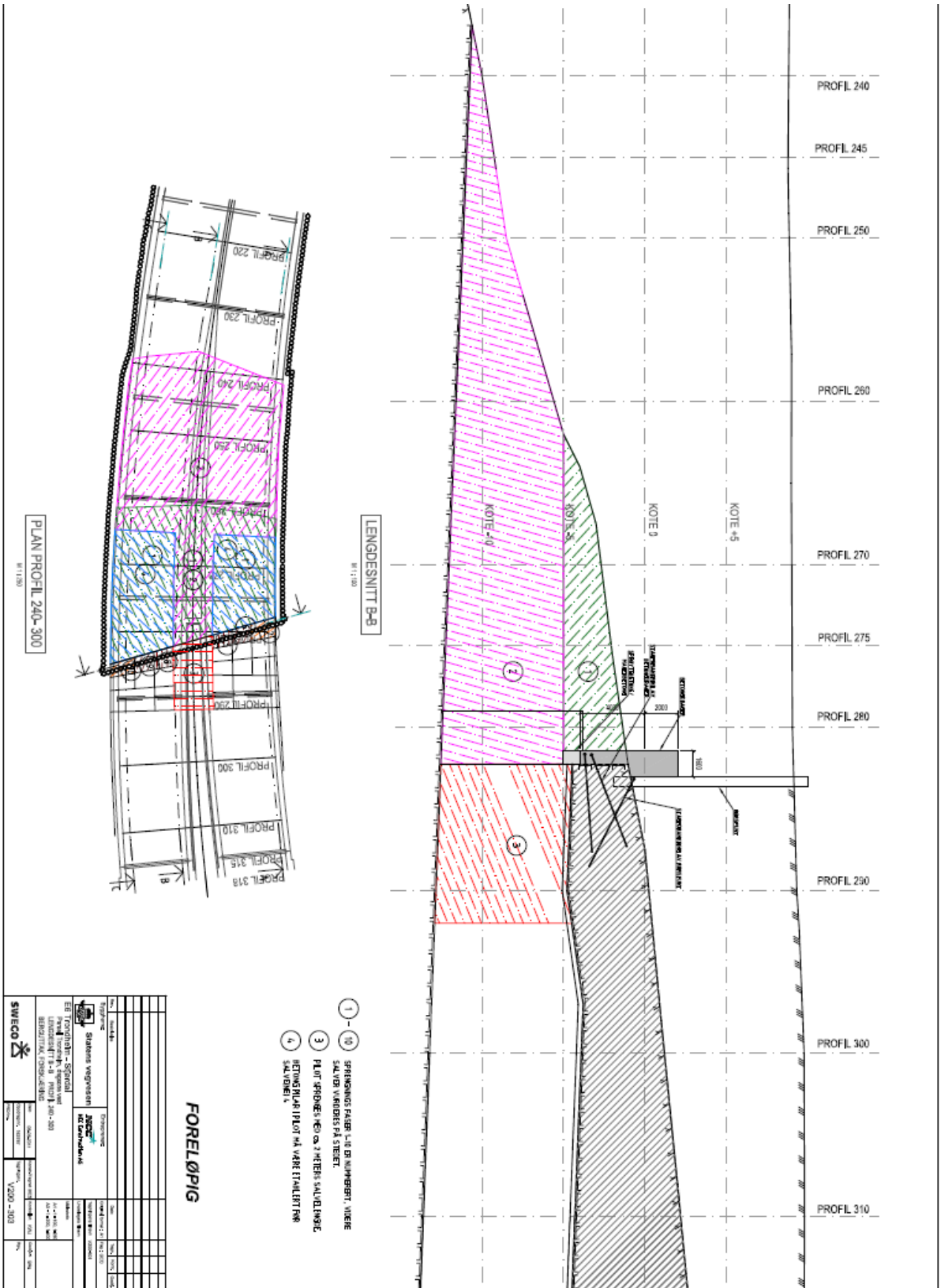




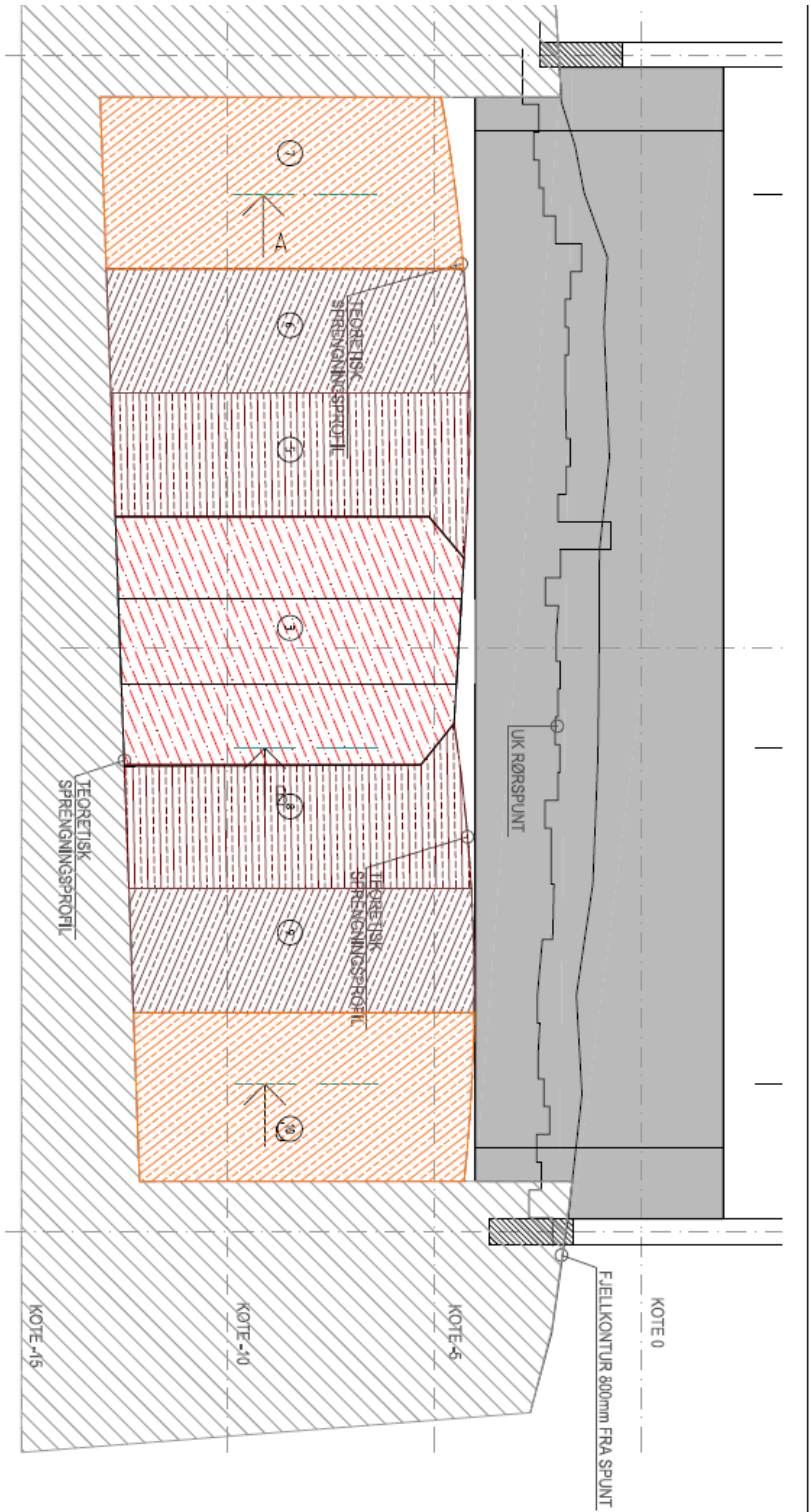
# Vedlegg 1.3



# Vedlegg 1.4



# Vedlegg 1.5



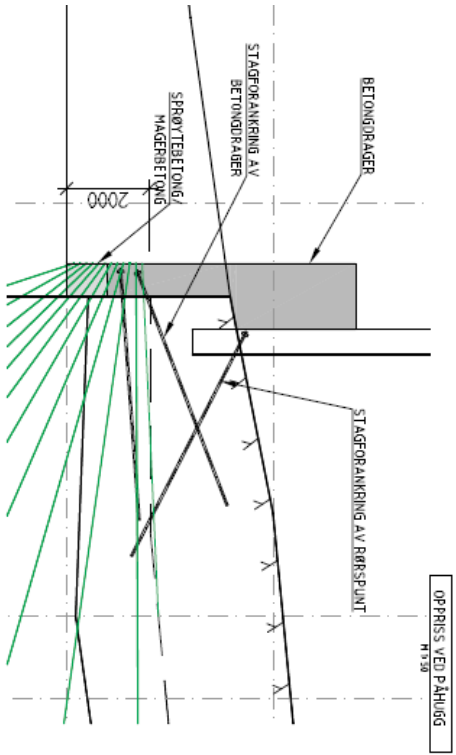
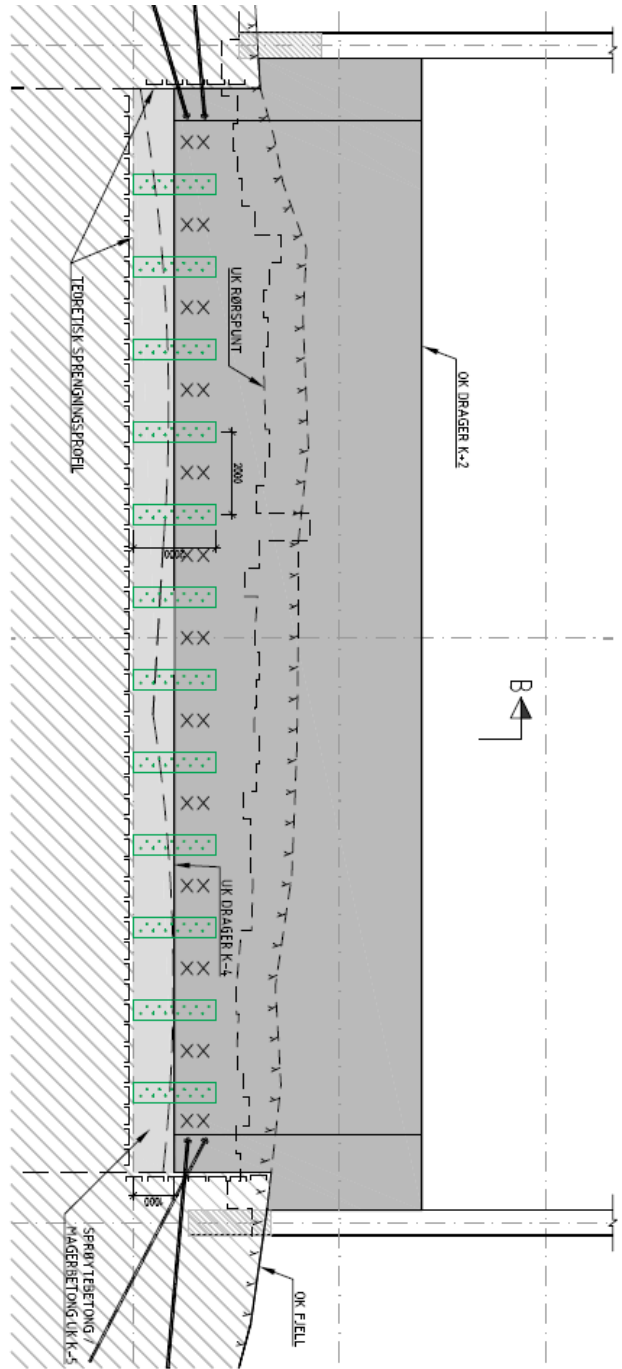
**FORELØPIG**

		SVECO SVECO AS SVECOVEIEN 1 0456 DRAMMEN TEL: +47 62 50 00 00 WWW.SVECO.NO	
PROJEKT:		OPPDRAGSNUMMER:	
BESKRIVELSE:		DOKUMENT:	
KONTAKTPERSON:		DATUM:	
SIGNATUR:		TITTEL:	
FORBEREDET AV:		TILGITT AV:	
KONTROLLERT AV:		GODKJENT AV:	
DOKUMENTNR.:		PROJEKTNR.:	
SVECO		V200 - 305	





# Vedlegg 1.8



OPPRIS VED PÅLUGG M 7.9

LENGDESNIITT 9-9 M 1.9

- ANSETT FOR MÅLINGSHULL
- FORANKRINGSSTÅG
- BETONG DRAGER
- SPRØYTEBETONG/MAGERBETONG, LK K-5

## FORELØPIG

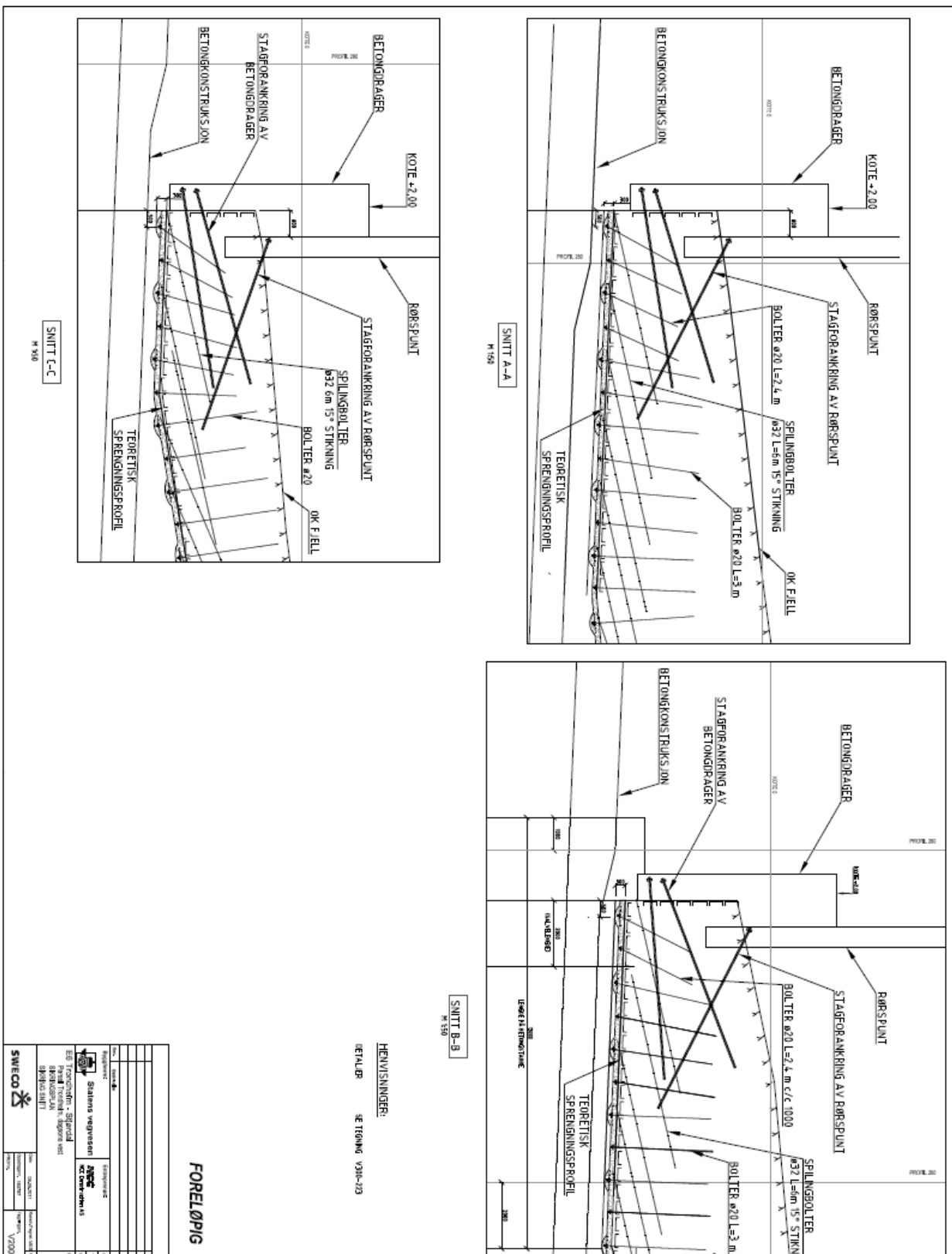
SWECO		SINTEFORS	
Sivilingeniør EBBE TORGERSEN - Sjefingeniør Oppriss og tegning MÅLINGSHULL		Sivilingeniør Kjetil GARNHOLM	
Prosjekt:	Oppdrager:	Prosjektleder:	Tegningens tittel:
Dato:	Prosjekt nr.:	Tegningsnr.:	Prosjekt nr.:
Prosjekt:	Oppdrager:	Prosjektleder:	Tegningens tittel:
Dato:	Prosjekt nr.:	Tegningsnr.:	Prosjekt nr.:



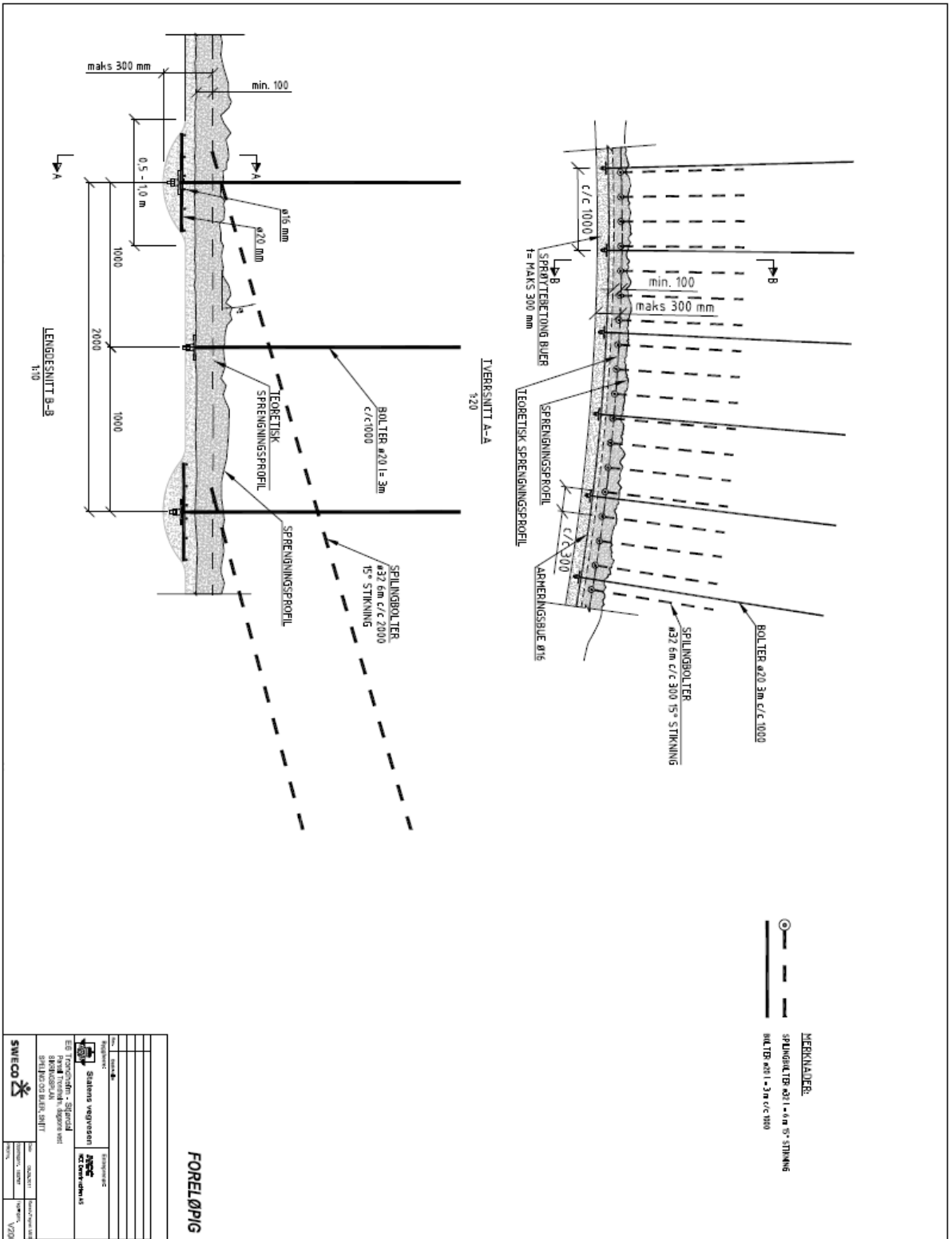


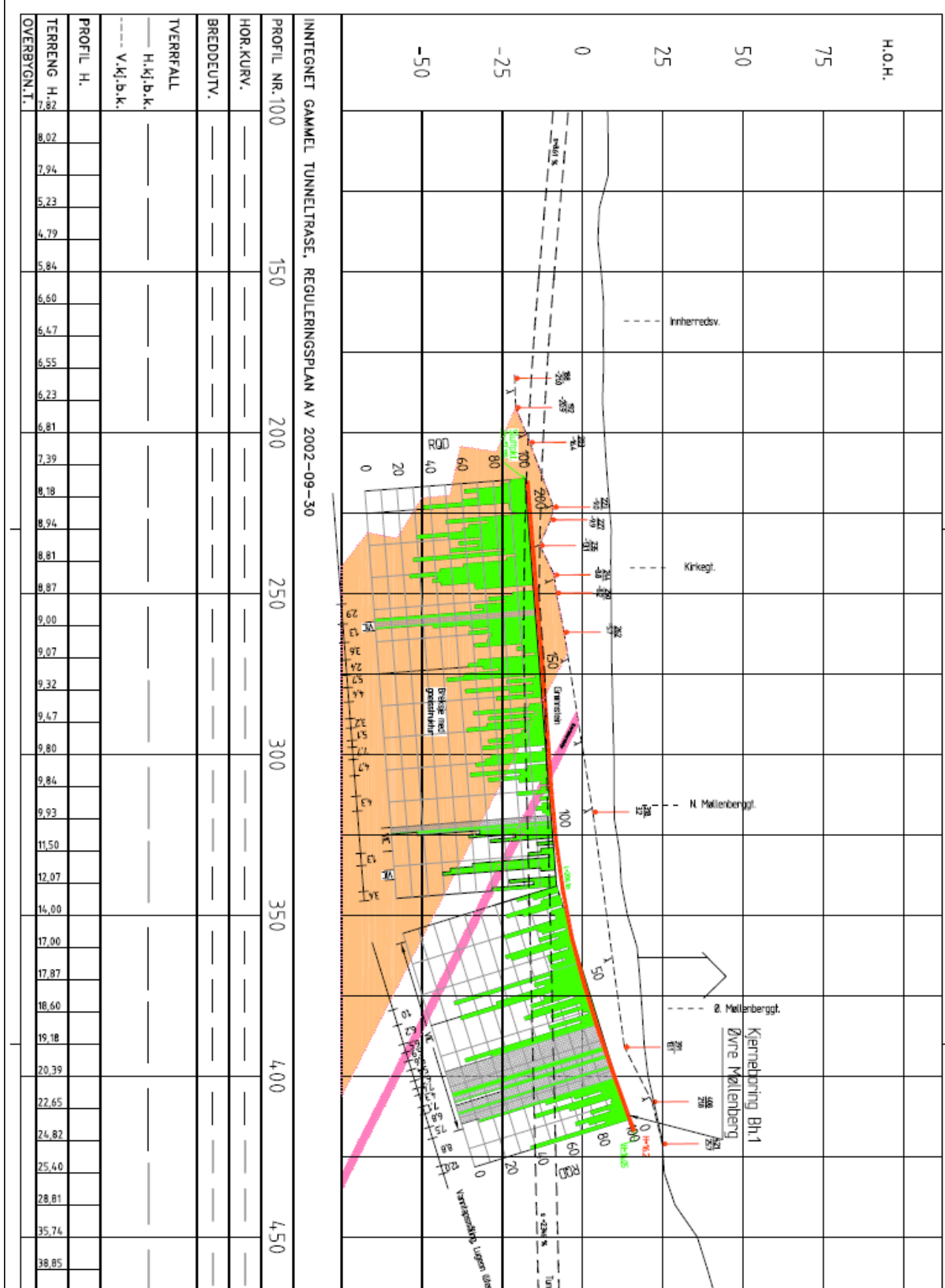


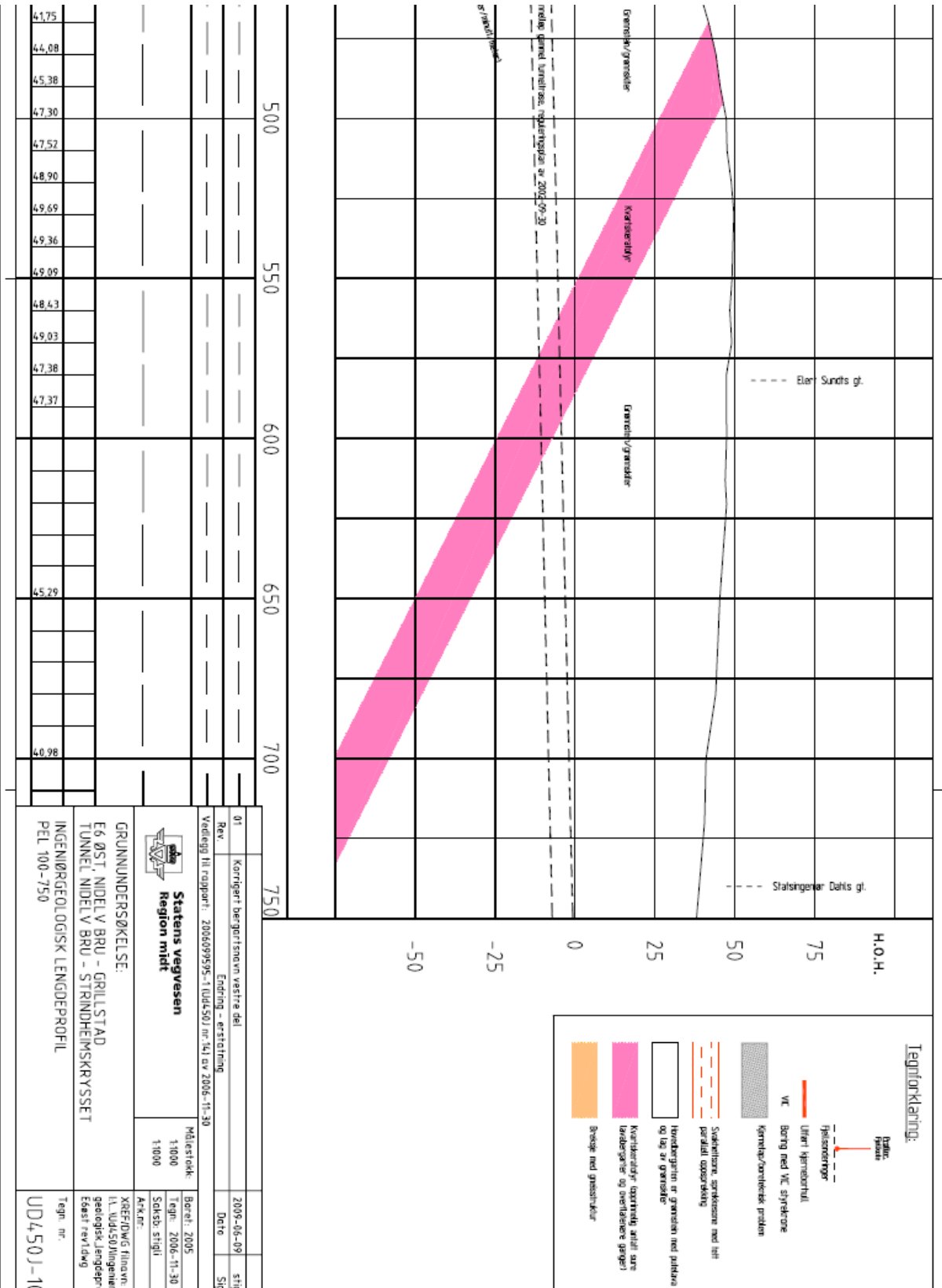
Vedlegg 1.11



# Vedlegg 1.12





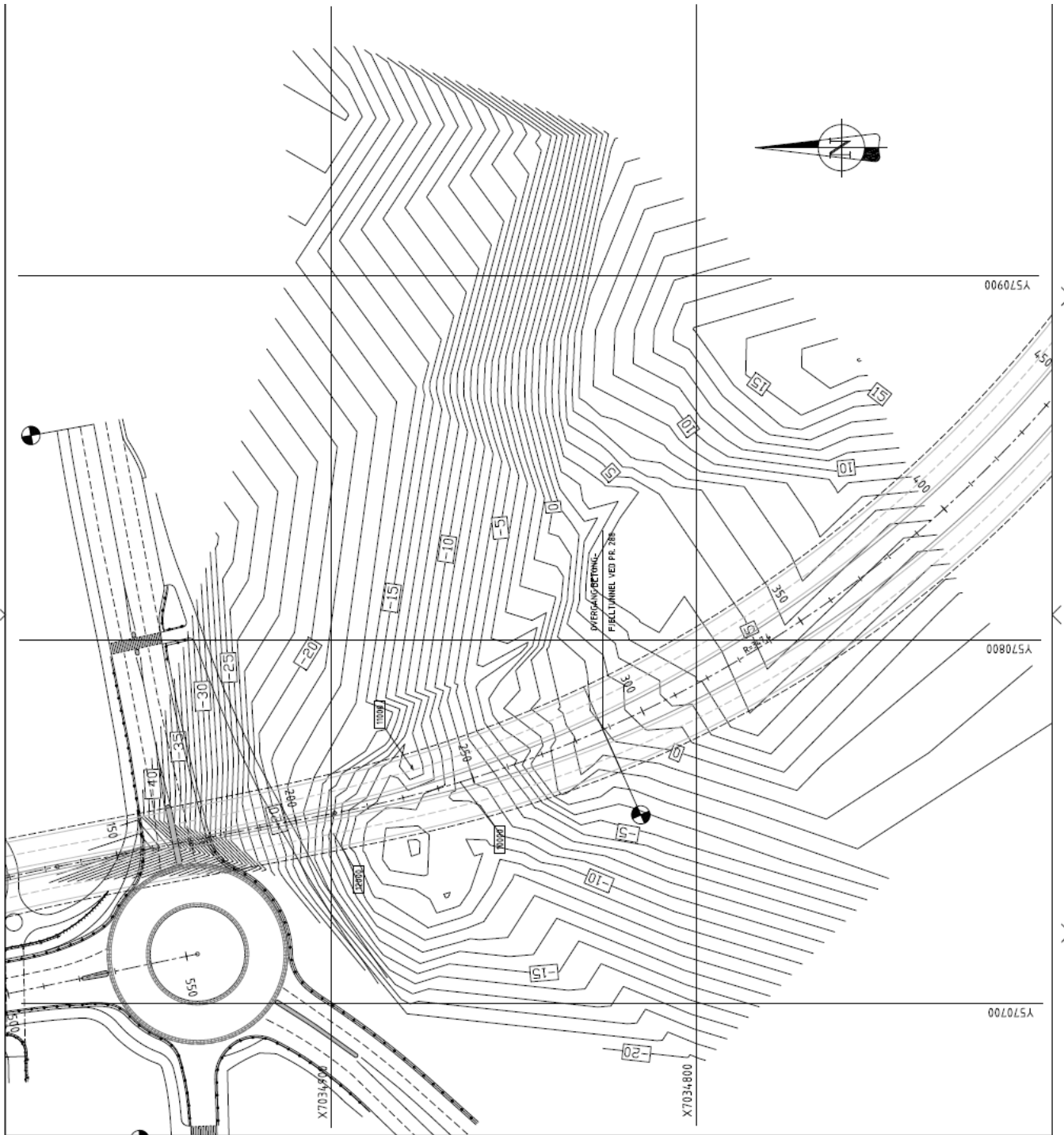


## Vedlegg 3

## Vanntapsmåling Øvre Møllenberg BH 1 fra (16)

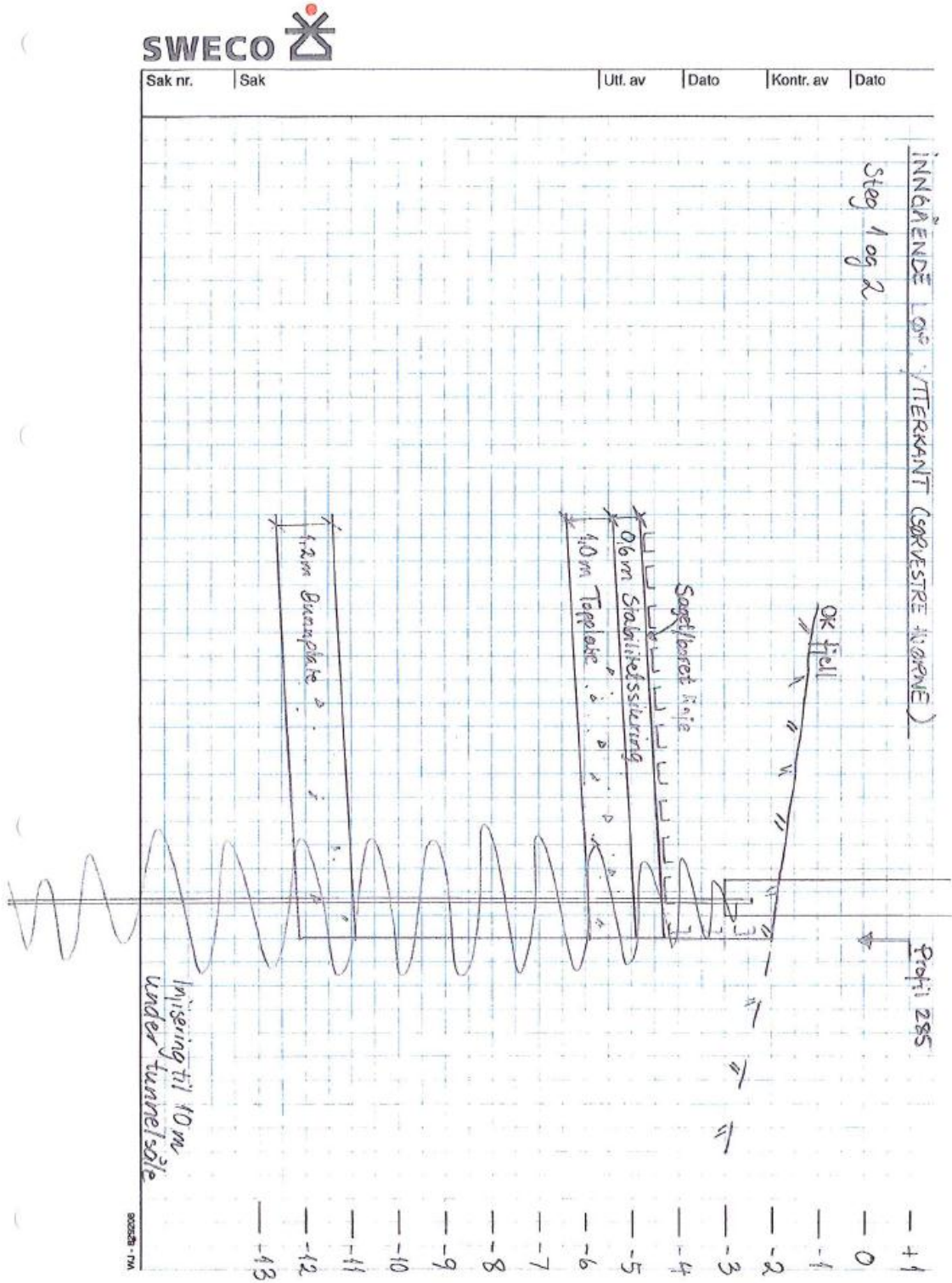
E6 Øst, Nidelv bru - Grillstad, Vanntapsmåling Øvre Møllenberg BH 1								
Dybde		måle- strekning (m)	1.måling		2.måling		Lugeon (l/min/m)	
fra	til		trykk (bar)	mengde (l/5min)	trykk (bar)	mengde (l/5min)		
5	7,5	2,5	10	150	10	150	12,0	
7	10,4	3,4	10	150	10	150	8,8	
10	13,4	3,4	10	150	10	150	8,8	
13	16,4	3,4	10	150	10	150	8,8	
16	20	4	10	150	10	150	7,5	
20	24,4	4,4	10	150	10	150	6,8	
24	26,8	2,8	10	100	10	100	7,1	
26	30,6	4,6	10	100	10	100	4,3	
30	32,7	2,7	10	100	10	100	7,4	
32	35,2	3,2	10	100	10	100	6,2	
35	38,7	3,7	10	100	10	100	5,4	
38	41,6	3,6	10	100	10	100	5,6	
41	44,4	3,4	10	100	10	100	5,9	
44	47,1	3,1	10	100	10	100	6,5	
47	50,2	3,2	10	100	10	100	6,2	
50	53,2	3,2	10	100	10	100	6,2	
53	58,2	5,2	10	25	10	25	1,0	
58	62,2	4,2	10	0	10	0	0	
62	67,8	5,8	10	0	10	0	0	
67	70,1	3,1	10	0	10	0	0	
70	72,9	2,9	10	0	10	0	0	
72	75,5	3,5	10	0	10	0	0	
75	80,1	5,1	10	0	10	0	0	
80	82,9	2,9	10	50	10	50	3,4	
82	85,9	3,9	10	0	10	0	0	
85	88,9	3,9	10	0	10	0	0	
88	91,8	3,8	10	0	10	0	0	
91	94,8	3,8	10	25	10	25	1,3	
94	97,5	3,5	10	0	10	0	0	
97	99,6	2,6	10	0	10	0	0	
99	102,1	3,1	10	0	10	0	0	
102	105,1	3,1	10	0	10	0	0	
105	108,1	3,1	10	0	10	0	0	
108	112,6	4,6	10	100	10	100	4,3	
112	116,1	4,1	10	0	10	0	0	
116	119,7	3,7	10	0	10	0	0	
119	124,1	5,1	10	120	10	120	4,7	
124	127,9	3,9	10	150	10	150	7,7	
127	130,9	3,9	10	0	10	0	0	
130	133,9	3,9	10	100	10	100	5,1	
133	136,8	3,8	10	60	10	60	3,2	
136	139,5	3,5	10	0	10	0	0	
139	142,5	3,5	10	0	10	0	0	
142	146,5	4,5	10	100	10	100	4,4	
146	150,4	4,4	10	125	10	125	5,7	
150	155,1	5,1	10	60	10	60	2,4	
155	160,5	5,5	10	100	10	100	3,6	
160	166,3	6,3	10	40	10	40	1,3	
166	169,5	3,5	10	50	10	50	2,9	
169	172,5	3,5	10	50	10	50	2,9	
172	175,5	3,5	10	0	10	0	0	
175	178,4	3,4	10	0	10	0	0	
178	181,4	3,4	10	100	10	100	5,9	
181	184,8	3,8	10	50	10	50	2,6	

184	187,5	3,5	10	50	10	50	2,9
187	190,6	3,6	10	50	10	50	2,8
190	193,6	3,6	10	160	10	160	8,9
193	196,7	3,7	10	160	10	160	8,6
196	200,4	4,4	10	160	10	160	7,3
200	203,6	3,6	10	100	10	100	5,6
203	206,1	3,1	10	100	10	100	6,5



Vedlegg 5 Skisser for berguttak. Fra Swecos bergtekniske notat (19)

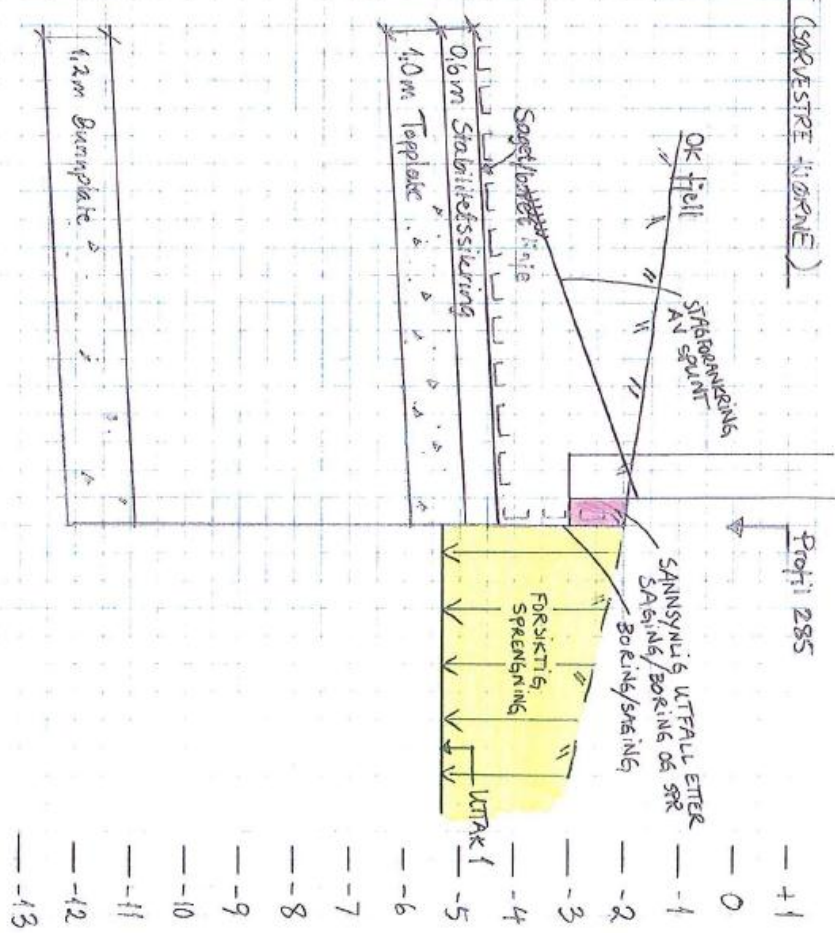
Vedlegg 5.1





Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
---------	-----	---------	------	-----------	------

INNÅENDE LOS TTERKANT (SØRSTRE KORNE)  
 Punkt 4, 5 og 6



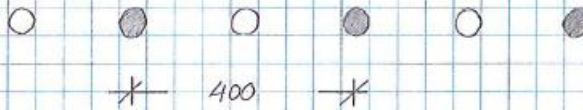
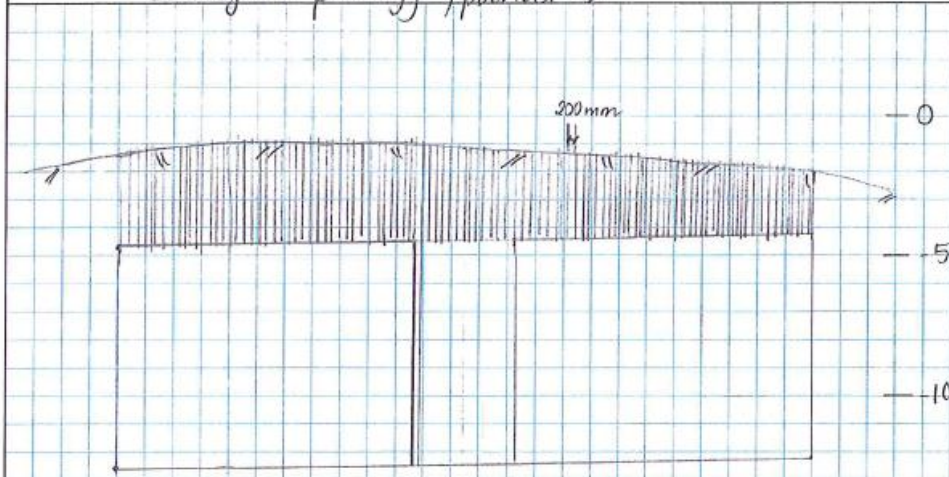
802028 - TM

Vedlegg 5.3



Sak nr. | Sak | Utf. av | Dato | Kontr. av | Dato

Boring av påhugg, punkt 5



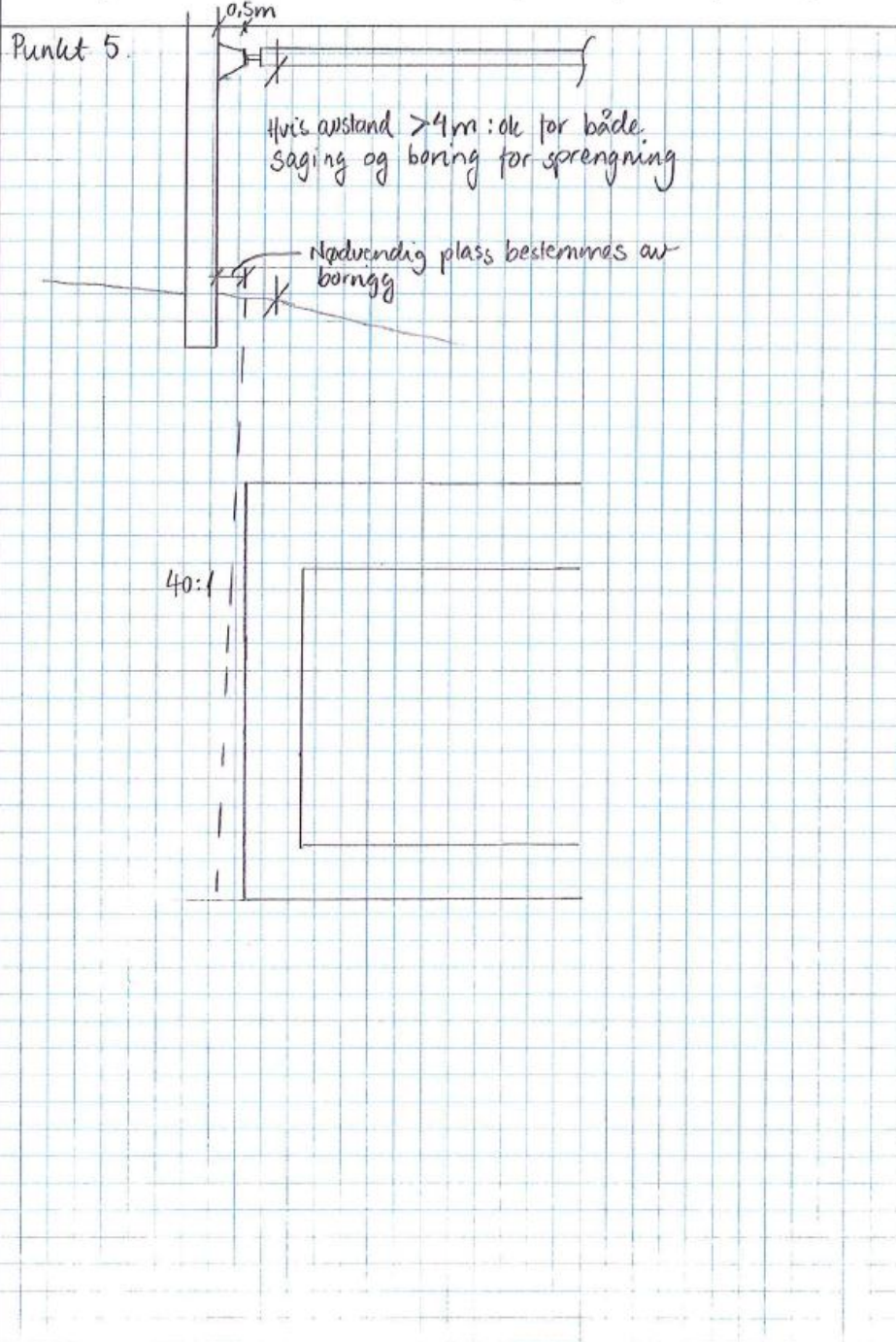
Boring med c/c 200 mm. Lading Invert 2. hull

WU - 829208

Vedlegg 5.4



Sak nr. | Sak | Uft. av | Dato | Kontr. av | Dato



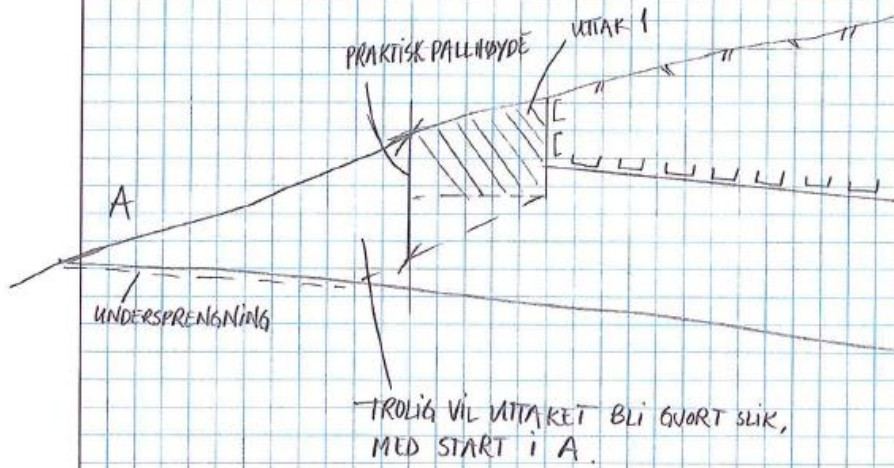
WU - 829208

## Vedlegg 5.5

**SWECO**

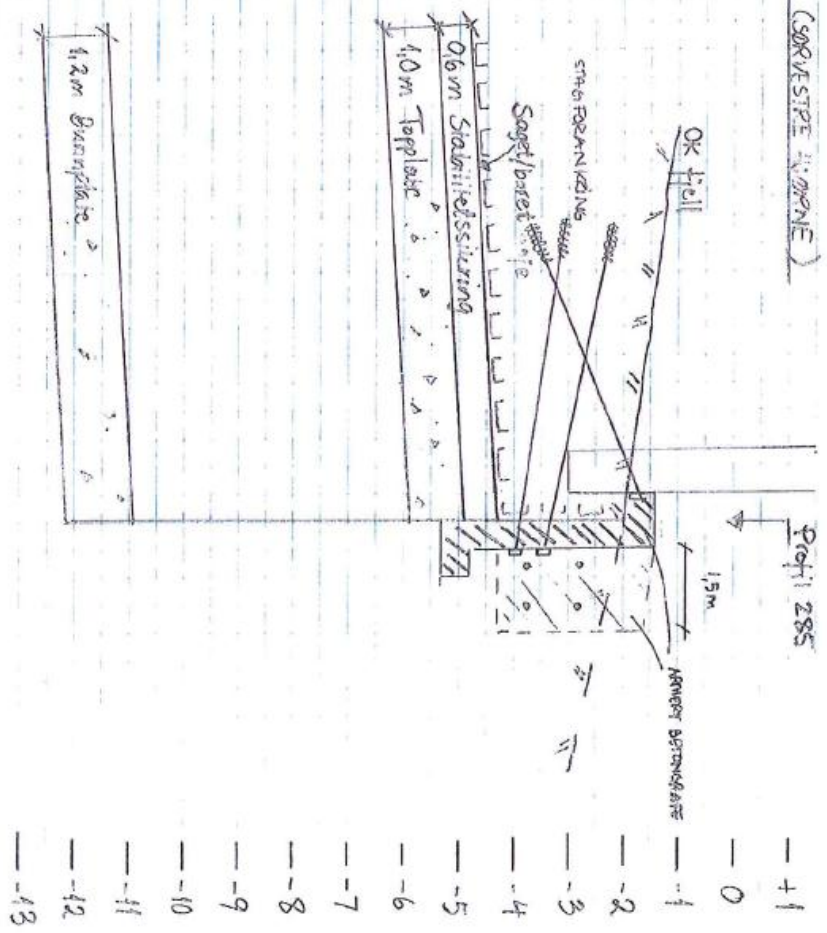
Sak nr. | Sak | Ut. av | Dato | Kontr. av | Dato

Punkt b.



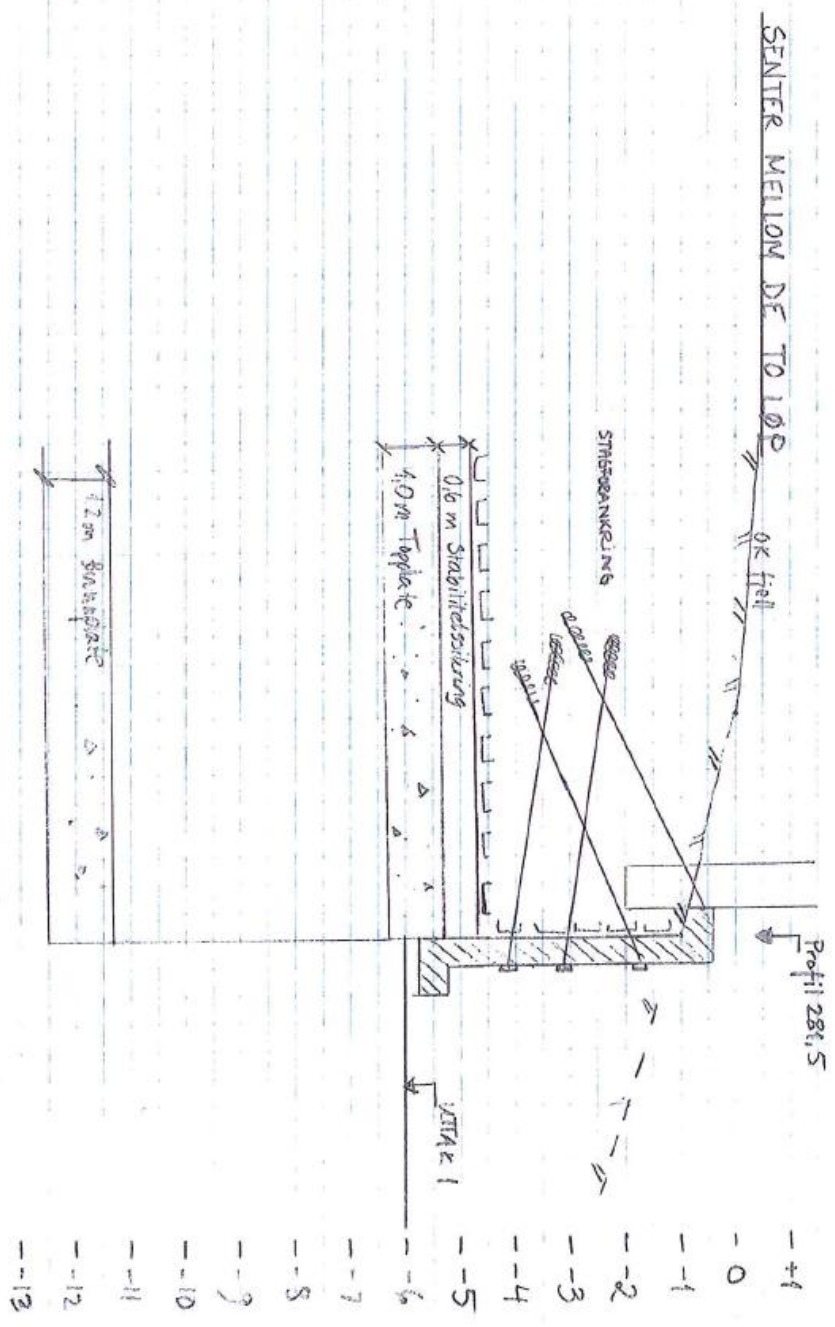
WJ - 826208

INNÅENDE LØSSTÅENDE (SØRVESTRE LØSSTÅENDE)



WJ - 825206

Vedlegg 5.7



WJ - 826208

Vedlegg 5.8



Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
---------	-----	---------	------	-----------	------

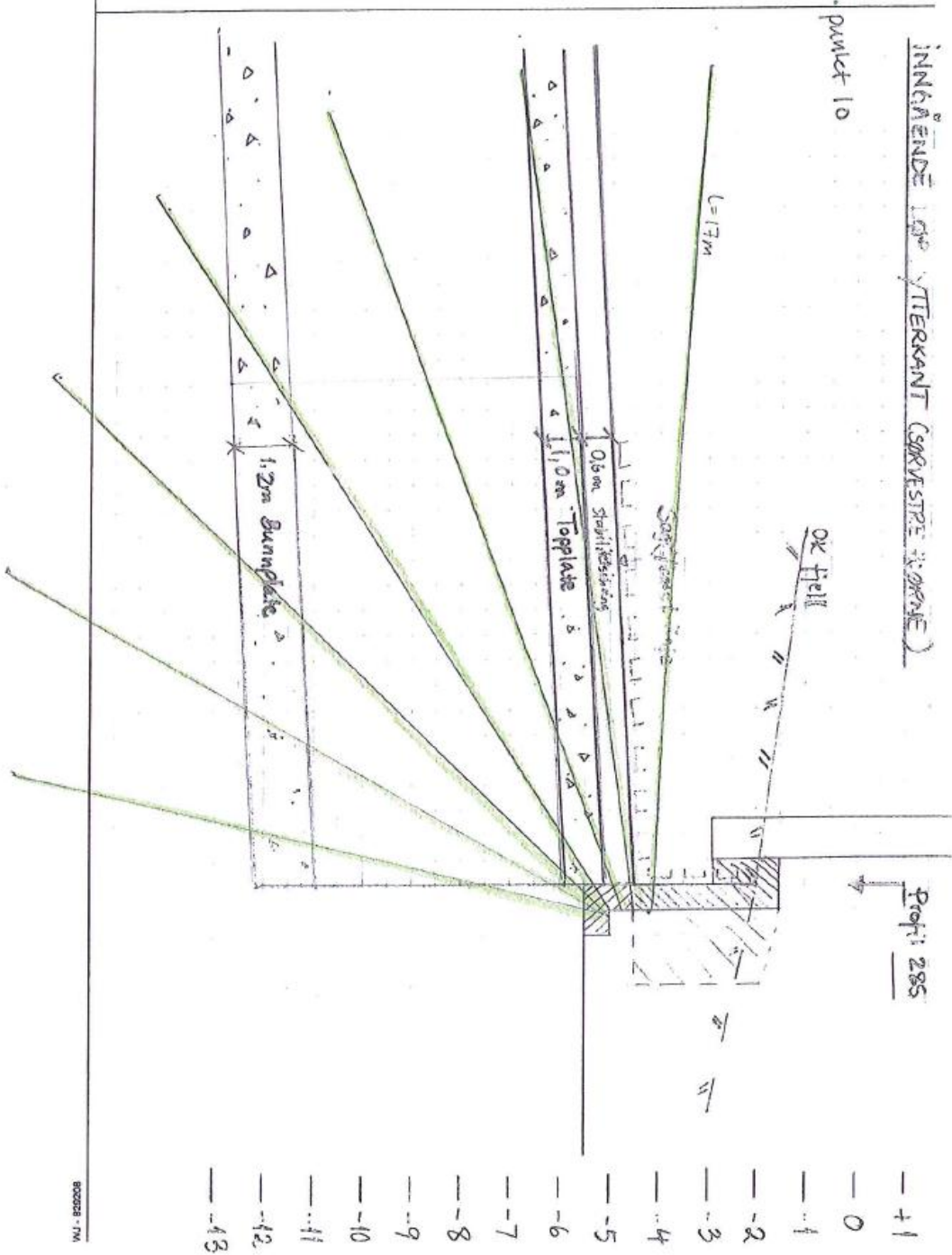
Punkt 8 og 9



(4)

WU - SWECO

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
---------	-----	---------	------	-----------	------

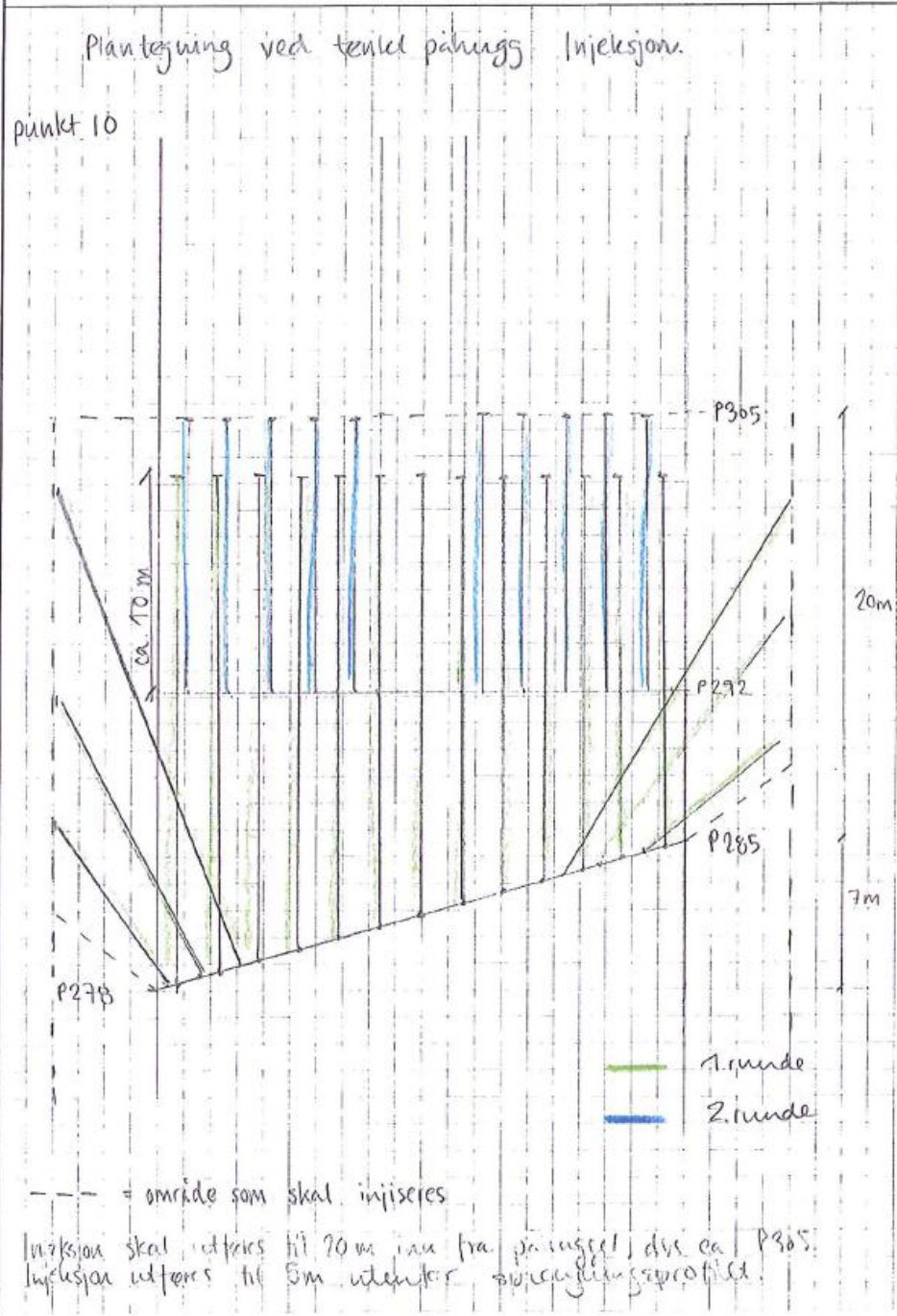




Vedlegg 5.10



Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
---------	-----	---------	------	-----------	------



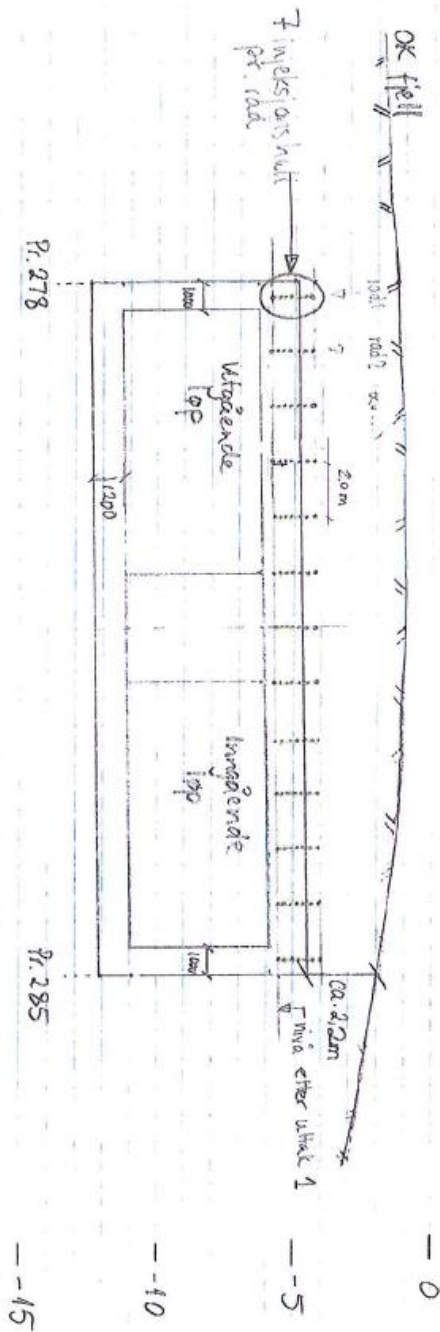
WJ - 889808



Sak nr. | Sak | Utf. av | Dato | Kontr. av | Dato

Langsveis ved terre planlagte pålegg Plassering injeksjonsnett  
OK terreng

Punkt 10

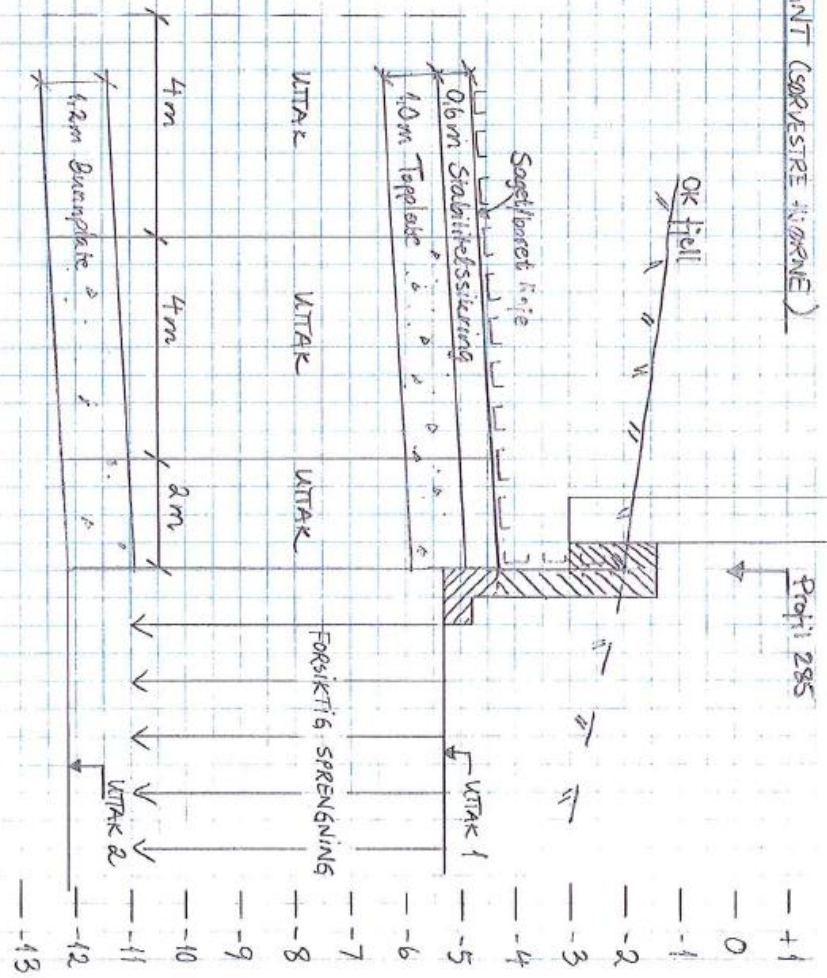


- Injeksjonsnett, bores i langsrettningen med vinkel ifht. horisontalen som angitt på tegning X (se påskrift)
- Injeksjonsnett, bores ut til siden med en vinkel på X grader ifht tunnelens lengderetning. Vinkel ifht. horisontalen som angitt på tegning X

WJ-820208

Sak nr.	Sak	Utf. av	Dato	Kontr. av	Dato
---------	-----	---------	------	-----------	------

INNGÅENDE OG YTERKANT (SØRREISRE I KORNE)  
 Punkt 12 og 16



WU - 803508

Vedlegg 5.13

